



XVII EDICIÓN. Curso de Estudios Mayores de la Construcción

La innovación en las técnicas, los sistemas y los materiales de construcción. CEMCO 2007

Volumen III

Durabilidad y conservación del patrimonio



Madrid, 8 de febrero al 22 de junio de 2007

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc - CSIC



XVII EDICIÓN.

Curso de Estudios Mayores de la Construcción

La innovación en las técnicas, los sistemas y los materiales de construcción. CEMCO 2007

Volumen III

Durabilidad y conservación del patrimonio

Madrid, 8 de febrero al 22 de junio de 2007

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc - CSIC

© de los textos
Los autores

ISBN-13: 978-84-691-2407-9

Edita: Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. IETcc – CSIC

Reservados todos los derechos. Prohibida la reproducción parcial o total por ningún medio mecánico, fotográfico, o electrónico, así como cualquier clase de copia, reproducción, registro o transmisión para uso público o privado sin permiso del editor.

Introducción

Desde el año 1956 el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja del Consejo Superior de Investigaciones Científicas (IETcc-CSIC) viene realizando, a través del Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCO, una labor de formación y difusión científico-tecnológica en el área de la Construcción y sus Materiales. La decimoséptima edición (año 2007), de este Curso MASTER, teórico-práctico, *LA INNOVACIÓN EN LAS TÉCNICAS, LOS SISTEMAS Y LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN*, trató de continuar en la línea de informar sobre las novedades técnicas y los avances en cada área temática.

En el curso CEMCO 07 se planteó abordar la innovación desde un enfoque general dividiéndose en cinco áreas temáticas: MARCO GENERAL, ESTRUCTURAS, HABITABILIDAD EN EDIFICACIÓN, MATERIALES Y PRODUCTOS, DURABILIDAD Y CONSERVACIÓN DEL PATRIMONIO.

El curso constó de 16 seminarios de tres días de duración y 7 jornadas técnicas complementarias, de uno o dos días. Durante este tiempo se trataron tanto los conceptos consolidados como los últimos avances, se hizo hincapié en los aspectos más relevantes del marco general de la innovación y el desarrollo del sector, las estructuras a lo largo de su vida útil y de la habitabilidad en su relación con el medio ambiente, prestando además una atención especial a los materiales y productos.

A los profesores de este CEMCO les pedimos el esfuerzo adicional de tratar de decir por escrito lo que en este curso enseñaron, y que ha dado como fruto la obra que presentamos.

La publicación con el hilo argumental de la innovación en las técnicas, los sistemas y los materiales de construcción se divide en los siguientes cuatro volúmenes:

Volumen I. – Estructuras y habitabilidad en edificación

Volumen II. – Materiales y productos

Volumen III. – Durabilidad y conservación de patrimonio

Volumen IV. – Jornadas CEMCO

Esta obra no recoge lo expuesto en los seminarios y jornada sobre “Estudios avanzados sobre cementos morteros y hormigones”, “Reciclado de materiales en el sector de la construcción” y “CEMCO – RECOPAR Limpieza de superficies exteriores de elementos constructivos”, que se trata en publicaciones independientes.

Esperamos que esta obra contribuya a promover la innovación en la construcción y transferir conocimientos y, principales objetivo del CEMCO 07.

Los Directores de CEMCO 07:

Juan Monjo Carrió. Dr. Arquitecto. Director del IETcc

José Antonio Tenorio Ríos. Ingeniero de Caminos, IETcc

XVII edición del Curso de Estudios Mayores de la Construcción. CEMCO 2007

La innovación en las técnicas, los sistemas y los materiales de construcción

Directores:

Juan Monjo Carrió
José Antonio Tenorio Ríos

Coordinación Docente:

M^a Teresa Carrascal García

Comisión Docente:

Compuesta por la dirección del curso y los directores de los seminarios:

M^aCruz Alonso Alonso
M^a Carmen Andrade Perdrix
Ángel Arteaga Iriarte
Virtudes Azorín-Albiñana López
María Teresa Blanco Varela
Antonio Blázquez Morales
Rosa Bustamante
Ana de Diego Villalón
Aurelio Domínguez Álvarez
Luis Fernández Luco
Moisés Frías Rojas
José Fullea García
José Pedro Gutiérrez Jiménez
David Izquierdo López
Marcelo Izquierdo Millán
María Pilar Linares Alemparte
Mariana Llinares Cervera
María Eugenia Maciá Torregrosa
Esperanza Menéndez Méndez
Francisco Morán Cabré
Manuel Olaya Adán
Ignacio Oteiza
Rafael Piñeiro Martínez de Lecea
Francisca Puertas Maroto
David Revuelta Crespo
Jesús M^a Rincón López
Olga Isabel Río Suárez
Fernando Rodríguez García
Maximina Romero Pérez
Julián Salas Serrano
María Isabel Sánchez de Rojas
Luis Vega Catalán

Secretaría:

M^a Rosa Rodríguez Beltrán

Coordinadora de la obra:

M^a Teresa Carrascal García

Con la colaboración de:



Asociación de Miembros del
Instituto Eduardo Torroja



MINISTERIO
DE EDUCACIÓN
Y CIENCIA



FUNDACION
ACS

C
FUNDACIÓN
CAROLINA

Volumen III

Durabilidad y conservación del patrimonio

- S13** Diagnóstico, procesos patológicos y lesiones más frecuentes
- S14** Evaluación estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención
- S15** Vida útil de las estructuras de hormigón
- S16** Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón

Índice

Volumen III

Seminario S 13.

Diagnóstico, procesos patológicos y lesiones más frecuentes

Diagnóstico. Procesos patológicos y lesiones más frecuentes. Procesos patológicos frecuentes en la edificación. perspectiva desde el estudio de los materiales

Demetrio Gaspar Tébar

Intervención en patología de la edificación. Actuaciones de diagnóstico. informes

M^a Pilar Nasarre

Humedades en la edificación. impermeabilización de obras enterradas y cubiertas

Luis Aguado

Casos prácticos y actuaciones de diagnóstico. Revestimientos interiores, verticales y horizontales. Parte II.

Esperanza Menéndez Méndez

La interpretación de los ensayos de caracterización de la piedra natural, en el marco de la nueva normativa europea

F. López G.-Mesones

Seminario S14.

Evaluación estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención

Experiencia del IETcc en patología de estructuras

José Pedro Gutiérrez

Patología en prefabricación

José Pedro Gutiérrez

Informes de patología y de peritaje de estructuras

María Dolores García Alonso

Sistemas tradicionales de intervención en estructuras de edificación

Alfonso del Río Bueno

Patología del hormigón

David Revuelta Crespo

Análisis experimental de estructuras refuerzo y rehabilitación

Cecilio López Hombrados

Ensayos de rotura de elementos reforzados. aplicación a vigas de h.a.

José Pedro Gutiérrez, Ana de Diego, Cecilio López

Ensayos de rotura de elementos reforzados. aplicación a soportes de hormigón

Ana de Diego, José Pedro Gutiérrez, Cecilio López

patología de cimentaciones

Pilar R-Monteverde

Reparación y técnicas de recalce de cimentaciones

Pilar R-Monteverde

Seminario S15.

Vida útil de las estructuras de hormigón**Física del transporte de fluidos en el hormigón**

Luis Fernández Luco

Interacción del hormigón con medios acuosos. Ensayos de lixiviación

Ana Hidalgo

Procesos expansivos del hormigón: Ensayos árido-álcali, ataque por sulfatos y ataque por hielo-deshielo. Sistemas de prevención y actuaciones

Esperanza Menéndez Méndez

Procesos de degradación del hormigón. Los hormigones especiales frente al fuegoM^a Cruz Alonso Alonso**Ensayos de laboratorio sobre carbonatación y difusión de cloruros.**

Paloma G. de Viedma-Marta Castellote

Corrosión de armaduras. Técnicas de evaluación

Isabel Martínez Sierra

Galvanización en caliente: Armaduras galvanizadas

José L. Ruiz

Inhibidores de corrosión

Mercedes Sánchez

La protección catódica del hormigón armado y pretensado aéreo

Fco. Javier Miranda González de Echávarri

El acero inoxidable : Armaduras de acero inoxidable

José Iglesias Fernández

Armaduras de material polimérico reforzado con fibras de vidrio

Lina Maria Toro

Seminario S16.

Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón

Enfoque semiprobabilista de la evaluación estructural: Una asignatura pendiente

José María Arrieta Torrealba

Acciones para proteger edificios cercanos a excavaciones

Carlos Oteo Mazo

Actuaciones en el aparcamiento de la Terminal 4 del aeropuerto de Madrid-Barajas

Antonio Tabera García

Seminario S13

Diagnóstico, procesos patológicos y lesiones más frecuentes.

Diagnóstico. Procesos patológicos y lesiones más frecuentes

PROCESOS PATOLÓGICOS FRECUENTES EN LA EDIFICACIÓN. PERSPECTIVA DESDE EL ESTUDIO DE LOS MATERIALES

Prof. Dr. Demetrio GASPAR TÉBAR

Instituto de Ciencias de la Construcción E. Torroja.- CSIC

Prof. Ad Honorem de la Univ. Politécnica de Madrid en la E.T.S. de Ingenieros de Minas

R E S U M E N

En esta comunicación se estudian los fenómenos fisicoquímicos y el mecanismo de las reacciones que tienen lugar en los procesos de degradación que experimentan los materiales tradicionales utilizados en morteros y en revocos (yesos, cales y cementos y los correspondientes morteros) que el hombre ha empleado con mayor frecuencia a lo largo de la historia, cuando se encuentran en determinados ambientes potencialmente agresivos y condiciones que afectan a su estabilidad funcional y aspecto externo, teniendo en cuenta que estos materiales deben ser suficientemente duraderos para resistir, además, las condiciones de exposición local.

1.- INTRODUCCIÓN

Los yesos, las cales y los cementos son los materiales para construcción que el hombre ha utilizado con mayor frecuencia, a lo largo de la historia, bien solos o en mezclas con áridos dando lugar a los correspondientes morteros.

Estos materiales han seguido la evolución de los conocimientos empíricos y, sobre todo, de los científicos y técnicos a lo largo del tiempo, tanto en lo que se refiere a los componentes como a la tecnología de su fabricación y puesta en obra.

Los morteros han cubierto una etapa fundamental en la rehabilitación de monumentos por diversas razones, entre las que cabe destacar las siguientes: razones de carácter estético, histórico y fisicoquímico. Ahora bien, siempre se deben cumplir unos requisitos mínimos de funcionalidad que garanticen la estabilidad de la estructura o elemento restaurado y que sean compatibles con los materiales presentes; en definitiva, que estos materiales respeten al máximo la estructura antigua en todos los aspectos.

El interés creciente por conocer los materiales empleados en la construcción de monumentos y en construcciones en general, su comportamiento y evolución a lo largo del tiempo, así como las posibles causas de las transformaciones que han experimentado -en determinados casos- por la influencia de las condiciones del medio ambiente en donde se han encontrado, han motivado la realización de numerosos trabajos tanto en Centros Universitarios como de Investigación.

2.- MORTEROS. GENERALIDADES

Los morteros, en general, son mezclas estadísticamente homogéneas de uno o más conglomerantes inorgánicos, áridos (arenas) y agua, en proporciones adecuadas. Además pueden contener aditivos y/o adiciones.

Dentro del término mortero se incluyen a todos los materiales que se emplean en los trabajos de albañilería y en los de revocos externos y enlucidos internos, así como en los de reparación. El primer grupo, es decir los morteros para albañilería, comprende los morteros de uso corriente para utilizarlos en la construcción de obras de fábrica, ya sea cara vista, común o estructural; los morteros para junta fina y los morteros ligeros.

En la fabricación de morteros se pueden utilizar los siguientes conglomerantes:

- * cementos;
- * cementos para albañilería;
- * cales aéreas (vivas o apagadas);
- * cales hidráulicas;
- * yesos;
- * cemento-cal aérea;
- * cemento-cal hidráulica;
- * yesos-cal aérea.

El mortero es -por su naturaleza- un material complejo, de tal modo que sus propiedades dependen, fundamentalmente, de la clase y cantidad de los componentes empleados en su fabricación (conglomerantes, áridos, agua, aditivos y adiciones), del sistema de fabricación utilizado que debe proporcionar mezclas estadísticamente homogéneas, así como de su puesta en obra.

Una elección apropiada del conglomerante o conglomerantes, tipo de áridos, aditivos y/o adiciones, así como de las cantidades a emplear, permiten obtener aquellas propiedades especiales que se le exigen a determinados morteros.

De todos estos materiales únicamente se consideran en esta comunicación, por su importancia, los morteros hechos con cales (vivas o apagadas), con mezclas de cal y cementos y a los morteros hechos con yesos y con mezclas de yesos y cales aéreas.

3.- MORTEROS. DURABILIDAD

Los morteros deben ser suficientemente duraderos para resistir las condiciones de exposición local, manteniendo no solo la integridad estructural durante -al menos- la duración prevista, sino el aspecto externo, teniendo en cuenta las condiciones climáticas locales, así como agresivas y de mantenimiento, y/o el diseño de la construcción.

Conviene recordar que estos materiales se aplican, normalmente, como revocos y enlucidos en el campo de la restauración (destacando los revestimientos continuos) y que envejecen con el tiempo por diversas causas que se estudian a continuación.

3.1.- Factores agresivos más frecuentes

Las alteraciones que pueden experimentar los morteros dependen de los siguientes factores agresivos:

- * Factores intrínsecos internos (composición y características del conglomerante o conglomerantes utilizados, de los áridos, del agua, así como de las adiciones y de los aditivos, etc.).
- * Factores externos (sustancias y disoluciones agresivas, suelos y agentes agresivos, contaminación atmosférica, reacciones fotoquímicas, etc.).
- * Factores constructivos (geometría de la construcción, orientación, etc.).
- * Factores derivados del hombre (restauraciones efectuadas, incultura, invasiones turísticas, pintadas, etc.). Figura 1.

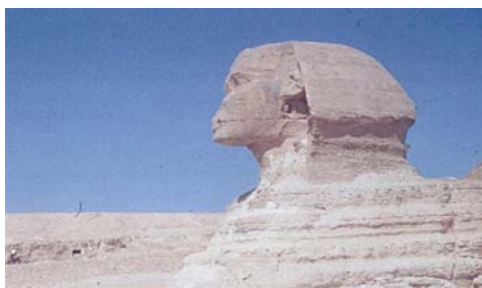


Figura 1.- Factores derivados del hombre

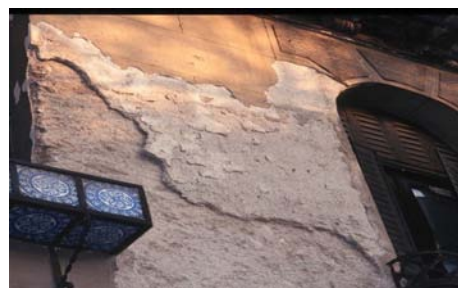


Figura 2.- Falta de adherencia - Adhesión

3.2.- Lesiones más frecuentes en los revestimientos continuos

Las lesiones que con mayor frecuencia se presentan en los revestimientos continuos se pueden producir por:

- 1.- Una mala solución del diseño.
- 2.- Una puesta en obra defectuosa.
- 3.- Acciones de tipo fisicoquímico originadas por:
 - * El agua de:
 - capilaridad;
 - lluvia;
 - humedad atmosférica;
 - deterioro de instalaciones;
 - condensaciones (en interiores);
 - hielo-deshielo.
 - * **Productos de la atmósfera (contaminación)**, tales como:
 - dióxido de carbono;
 - trióxido de azufre;
 - óxidos de nitrógeno;
 - oxígeno y ozono;
 - polución.
 - * **Compatibilidad de conglomerantes.**
- 4.- Por acciones de tipo mecánico, externas e internas.
- 5.- Por acciones de tipo biológico.
- 6.- Por otras causas:
 - degradaciones por restauraciones anteriores;
 - el hombre, pintadas, etc. Figura 1.

Dando lugar a los tipos de lesiones que con mayor frecuencia aparecen, como son las siguientes:

- * falta de adherencia al soporte. Figura 2.
- * erosiones;
- * disgregaciones;
- * desprendimientos;
- * lixiviación:
- * fisuras;
- * grietas;
- * manchas;
- * enmohecimientos;
- * picaduras;
- * ampollas;
- * eflorescencias y criptoflorescencias;
- * oxidación de armaduras (grapaspas, anclajes, etc.). Figura 3.



Figura 3.- Alteraciones producidas por la oxidación de elementos metálicos.

4.- MORTEROS. DURABILIDAD: FACTORES INTERNOS

Dentro de los factores internos se considera, en esta comunicación, la utilización correcta de los componentes fundamentales de los morteros que se reseñan a continuación.

4.1.- Utilización de yesos.

El yeso se puede utilizar en mezclas con cales aéreas (vivas o apagadas), pero de ningún modo en mezclas con cementos a base de clinker Pórtland, con cementos para albañilería o con cales hidráulicas por la posibilidad de que, en presencia de agua, reaccione con los aluminatos presentes en estos materiales, formando el compuesto expansivo conocido con el nombre de ettringita ($3\text{CaSO}_4 \cdot 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 31-32\text{H}_2\text{O}$ <> trisulfato de calcio, aluminato tricálcico con 31-32 moléculas de agua de constitución) en una primera etapa y, posteriormente, en determinados casos en thaumasita ($\text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSiO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$ <> carbonato de calcio, sulfato de calcio, silicato de calcio con 15 moléculas de agua de constitución). Esta última reacción se ha detectado en ciertos morteros hechos con áridos impurificados con materiales arcillosos.

4.2.- Utilización de cementos

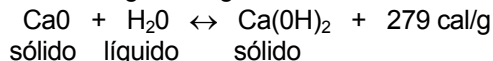
Los cementos a base de clinker Pórtland se pueden utilizar en mezclas con cales aéreas, con cales hidráulicas y con cementos para albañilería y los cementos para albañilería en mezclas con cales aéreas, con cales hidráulicas y con cementos.

4.3.- Utilización de cales

Las cales hidráulicas se puede utilizar en mezclas con cales aéreas, con cementos y con cementos para albañilería y las cales aéreas con todos los materiales mencionados.

La presencia de óxido de calcio (CaO) o de magnesio (MgO) en las cales apagadas, como consecuencia de haber realizado un apagado defectuoso, pueden reaccionar con el agua formando los hidróxidos correspondientes.

El óxido de calcio lo hace, según la siguiente reacción:



en la que se produce un desprendimiento de calor (1 g de CaO eleva 1 °C, a 20 °C) y un incremento de volumen del orden del 20 %, que daría lugar a fenómenos expansivos estallidos, fisuras, abombamientos, etc.).

El óxido de magnesio (MgO) da lugar a la formación de Mg(OH)_2 con un desprendimiento de calor y un incremento de volumen, como en el caso anterior. Esta reacción de hidratación es más lenta que la del CaO por lo que los fenómenos mencionados se producen más tarde.

4.4.- Utilización de adiciones y aditivos con sustancias perjudiciales que no cumplan con las características especificadas.



Figura 4.- Lesión producida por el yeso presente en un árido.

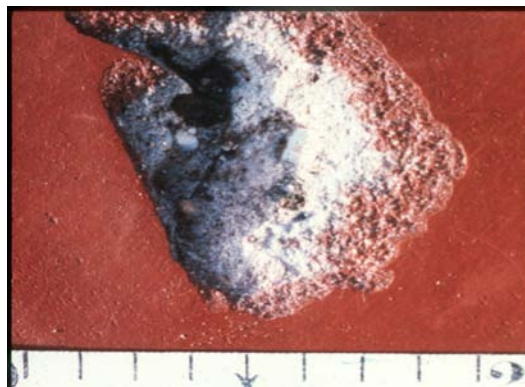


Figura 5.- Lesión producida por un árido reactivo.

- 4.5.- Utilización de áridos con sustancias perjudiciales, como son las piritas, óxidos de hierro, sulfatos, etc. que darían lugar a reacciones nocivas, produciendo determinadas lesiones. Figura 4.
- 4.6.- Utilización de áridos reactivos que darían lugar a la formación de compuestos expansivos al reaccionar con los elementos alcalinos de los conglomerantes. Figura 5.

5.- MORTEROS. DURABILIDAD: FACTORES EXTERNOS

Los factores agresivos externos más frecuentes que pueden afectar a los yesos, cales y cementos, así como a los correspondientes morteros, cuando se encuentran en contacto, pueden proceder de líquidos (aguas y disoluciones acuosas), suelos, gases y de agentes atmosféricos siempre que contengan sustancias potencialmente agresivas para dichos materiales.

5.1.- Sustancias y disoluciones agresivas

Dentro de este grupo se incluyen las siguientes sustancias y disoluciones agresivas para las cales, los yesos y los cementos hidratados: aguas (fundamentalmente, aguas puras, aguas con dióxido de carbono agresivo, aguas industriales, aguas residuales, etc.) agua de mar –como caso particular–, disoluciones acuosas de bases y de sales, aceites vegetales, etc.

5.2.- Suelos agresivos

Los suelos son agresivos para los materiales mencionados cuando contienen compuestos solubles en agua (p. ej.: sulfato de sodio), o medianamente solubles (p. ej.: sulfato de calcio), o que pueden transformarse por medio de unas reacciones químicas en otros compuestos solubles o medianamente solubles en agua que en determinadas condiciones pueden atacar a dichos materiales (p. ej.: las piritas que al oxidarse en presencia de humedad dan lugar a la formación de los correspondientes sulfatos).

5.3.- Gases agresivos

Los gases procedentes de combustiones y de procesos industriales pueden contener ácidos minerales libres (ácido sulfúrico, ácido clorhídrico, ácido nítrico, etc.), dióxido de azufre, dióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, etc. que con la humedad atmosférica o de los propios materiales, sin descartar la acción de los gases de la atmósfera, pueden formar disoluciones agresivas y, por consiguiente, atacar a dichos materiales.

5.4.- Agentes atmosféricos

Las características del medio ambiente, y en estos casos de la atmósfera, influyen extraordinariamente en la estabilidad de los morteros aplicados en revestimientos continuos, afectando –de un modo especial– al conglomerante utilizado en su fabricación.

La atmósfera que rodea a la Tierra está formada por un 21 % de oxígeno, un 78 % de nitrógeno, ambas cantidades en volumen, y pequeñas cantidades de otros gases inertes, así como por vapor de agua, dióxido de carbono (CO_2), monóxido de carbono (CO), dióxido de azufre (SO_2), óxidos de nitrógeno (NO y NO_2) en pequeña cantidad variable de hora en hora y de un lugar a otro. Normalmente, existen partículas sólidas (p. ej.: polvo, humo, hollín, polen, esporas de plantas, etc.).

Además, se ha de tener en cuenta:

- a.- Que la atmósfera se encuentra cada vez más contaminada (dicha contaminación crece en proporción geométrica) como consecuencia de los procesos industriales y de las condiciones actuales de las ciudades (tráfico de vehículos; calefacciones; diseño de la propia ciudad, edificios altos, grupos de edificios; orientación, dirección y velocidad del viento; gradiente de temperatura, humedad, etc.). Todo ello determina el ambiente del monumento; es decir, su microclima - criotoclíma.
- b.- Que las condiciones de la atmósfera, que se encuentra en torno a los edificios dentro del macroclima, tienen poca influencia en la durabilidad de dichos edificios. Por el contrario, las condiciones del microclima (distancias comprendidas entre 10 m y 100 m) y, fundamentalmente, las del criotoclíma o funda climática del edificio (distancias menores de 1 m) ejercen una influencia

- decisiva en la mencionada durabilidad.
- c.- Que los materiales de un edificio o monumento se encuentran sometidos durante años, y a veces durante siglos, a la acción de las condiciones de la atmósfera que le rodea, es decir, de la funda climática del edificio o criotoclíma.
 - d.- Que estas condiciones actúan y varían con el tiempo, por lo que pequeñas cantidades de contaminantes afectan progresivamente a los materiales del edificio, llegando a producir lesiones importantes e incluso la ruina del edificio.

6.- MORTEROS. AGENTES AGRESIVOS

Dada la finalidad de esta comunicación, únicamente, se considera la acción de las siguientes sustancias y disoluciones agresivas:

- * aguas puras (agua dulce);
- * aguas con sulfatos en disolución y otras sales;
- * suelos con sustancias solubles o medianamente solubles en agua, de un modo especial, sulfatos y compuestos alcalinos;
- * gases;
- * atmósferas contaminadas por, fundamentalmente, dióxido de azufre y dióxido de carbono, por ser los agentes agresivos que con mayor frecuencia producen las alteraciones más corrientes en los yesos, las cales y los cementos hidratados.

6.1.- Acción del agua pura

El agua pura, es decir agua sin sustancias disueltas, por su poder disolvente puede actuar sobre los morteros de yeso, de cales y de cementos.

La solubilidad en agua pura de estos compuestos es la siguiente:

* Yeso (sulfato de calcio dihidratado)	2,1 g/l, a 30°C.
* Portlandita (hidróxido de calcio)	1,9 g/l, a 20°C.
* Silicatos de calcio hidratados	36 mg/l, como Ca.
* Aluminatos de calcio hidratados (se descomponen dando como productos finales hidróxido de aluminio e hidróxido de calcio).	muy poco solubles,
* Calcita	14 mg/l, a 25°C.
* Aragonito	15 mg/l, a 25°C.

Como se puede apreciar, tanto el yeso (dihidratado) como la portlandita (hidróxido de calcio) son medianamente solubles en agua, del orden de gramos por litro de agua, mientras que los compuestos fundamentales hidratados del cemento (silicatos y aluminatos de calcio) y el carbonato de calcio (cristalizado como calcita o como aragonito) son poco solubles en agua, del orden de miligramos por litro de agua.

Por ello, únicamente, se consideran los dos casos siguientes:

6.1.1.- Empleo del yeso y de sus morteros

Los morteros a base de yeso no se deben emplear en exteriores, ni en zonas que se puedan encontrar en contacto con el agua, a no ser que se protejan o se hagan impermeables.

No obstante, el yeso se ha empleado con éxito en la elaboración de revocos/enlucidos, como se ha puesto de manifiesto en aquellas obras realizadas en la antigüedad a base yeso, especialmente, en las situadas en climas templados y secos, en donde el yeso dihidratado es estable.

El yeso coloreado o no, así como los yesos lentos a base de anhidritas, se han utilizado en exteriores, habiéndole incorporado determinados aditivos como leche desnatada (caseína), colas, etc. Desde este punto de vista conviene reseñar que antiguas técnicas aplicadas en Siria endurecían la superficie del yeso con una capa de aceite de linaza hirviendo o por medio de la adición de resinas.

El yeso se ha usado, a lo largo del siglo XVIII, en la construcción de fachadas imitando a la piedra que –por regla general– se pintaban con objeto de asegurar mayor duración del revoco. El yeso también se ha empleado para imitar a ladrillos, para ello el yeso se teñía con sangre de buey.

La adición de cales apagadas al yeso para fabricar morteros, que se han situado en exteriores, se ha utilizado con éxito. Por ejemplo, a finales del siglo XVIII se elaboraron unos morteros que se encuentran en París y en Versalles, a base de yeso con una adición del 15 % de cal apagada para endurecerlo. Esta técnica se ha debido utilizar en Madrid en la fabricación de revocos; por ejemplo, en el IETcc se han estudiado los revocos existentes en un edificio proyectado y construido a finales del siglo XIX y principios del XX; en este estudio se ha puesto de manifiesto que dichos revocos están compuestos por mezclas de calcita (CaCO_3), yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) y arena silícea. Es de suponer que la calcita encontrada proceda de la cal apagada utilizada en la fabricación de estos morteros.

La adición de cal apagada, que por otra parte ha estado en contacto con el aire, al yeso favorece el endurecimiento del mortero por la carbonatación que, en presencia de humedad, experimenta la cal apagada en el transcurso del tiempo; carbonatación que, por otra parte, se ve favorecida por la presencia de la arena.

Gracias a esta carbonatación el revoco se hace progresivamente más estanco, a la vez que tiene suficiente porosidad para permitir la eliminación del vapor de agua, como se dice el revoco/enlucido "respira".

Los efectos beneficiosos de la carbonatación se pueden producir también por una impregnación de los morteros con fluosilicatos de cinc o de magnesio, con silicatos de sodio o de potasio, con boratos de sodio o bórax, compuestos –todos ellos– que forman una capa superficial con las correspondientes sales de calcio, por regla general cristalizadas, poco solubles en agua.

6.1.2.- Empleo de cales y de sus morteros

Los morteros a base de cal grasa o de cal apagada, dada su solubilidad en agua, no se deben utilizar en el exterior ni en zonas que se encuentren en contacto con el agua, a no ser que se adopten determinadas medidas constructivas con el fin de evitar dicho contacto.

La cal apagada (hidróxido de calcio) se carbonata lentamente, en presencia de agua, por la acción del dióxido de carbono presente en la atmósfera, formando carbonato de calcio, poco soluble en agua. El grado de carbonatación de la cal apagada de los morteros depende –además de las condiciones atmosféricas, fundamentalmente, de la humedad (véase el apartado 8.1)– de su situación en la obra, de tal modo que la cal apagada de aquellos morteros colocados en el interior de muros anchos permanece como tal, como sucede en el Coliseo romano. Figura 6.



Figura 6.- Carbonatación superficial de la cal apagada utilizada en su construcción

Los morteros hechos con mezclas de cal grasa, o de cal apagada, y materiales puzolánicos adquieren propiedades hidráulicas; es decir, se obtienen morteros resistentes a la acción del agua. La adición de puzolanas, de arcilla cocida, de productos triturados de materiales cerámicos (siempre que tengan propiedades puzolánicas), etc. que se ha utilizado en la antigüedad, proporcionan morteros hidráulicos estables frente al agua (p.ej.: las cisternas de Jerusalén construidas durante el reinado de Salomón) y al agua del mar.

Por último, cabe reseñar que la adición de cemento Pórtland, de un modo especial de cemento blanco, a la cal apagada (hidróxido de calcio) en la fabricación de morteros mejora –además de sus resistencias mecánicas, tiempos de fraguado y adherencia– la resistencia a la acción del agua. Las proporciones de cal apagada y de cemento en la mezcla influyen en los valores de las características mencionadas; de aquí la importancia que tiene la necesidad de realizar los correspondientes estudios previos para obtener el diseño apropiado de los morteros deseados.

6.2.- Acción de ciclos hielo-deshielo

Otro de los efectos que está íntimamente ligado al agua es la transformación del agua del estado líquido al estado sólido, que va acompañada de un incremento de volumen de un 9 %.

Cuando los morteros se encuentran sometidos a la acción del agua pueden incorporarla en grado distinto, según su porosidad, llegando a saturarlos. Si en ese momento se produce la helada y dicha agua pasa del estado líquido al sólido (hielo) se produce una presión extremadamente grande en los poros que fisura y, en definitiva, deteriora al mortero; si los poros de los morteros están saturados de agua puede producirse su rotura por "reventón".

Según la "Guía de Diseño CEB", editada por GEHO-CEB con el título "Durabilidad de Estructuras de Hormigón":

"... el paso de agua de estado líquido a estado sólido, en el sistema poroso, es probable que fuerce la evaporación de una cantidad relativamente importante de agua, si las condiciones ambientales (por ejemplo el aire) y el grado de saturación del hormigón los permiten (hormigón no completamente saturado). Esto no ocurrirá en un hormigón completamente saturado de agua".

La resistencia de los morteros a las acciones alternativas de hielo y deshielo depende fundamentalmente del grado de saturación de agua que puede alcanzar un mortero, conocido como "**valor crítico de saturación de agua**". En este valor crítico influye la naturaleza de los poros del mortero; mejor dicho, del sistema de poros (abiertos, cerrados, capilares, intercomunicados, etc.), de quien depende la facilidad de que el agua pueda acceder al interior del mortero.

En la porosidad del mortero influye extraordinariamente el tipo de conglomerante utilizado (cementos, cales, yesos, etc.), el empleo de adiciones y su cantidad, de aditivos (tipo y cantidad), de la cantidad de agua empleada, del grado de hidratación y de la edad del mortero. Desde este punto de vista, conviene resaltar que el coeficiente de permeabilidad de un mortero es inversamente proporcional a su edad.

Por todo ello, se debe conocer el grado de exposición (agresividad) al que ha estado sometido un mortero y mejor aun –antes de su utilización– al que va a estar sometido para tomar las medidas preventivas adecuadas. La agresividad (grado de exposición) del medio ambiente, de acuerdo con la Norma UNE-EN 998-2, se clasifica como:

- * **Despreciable**, cuando los morteros están expuestos –de un modo excepcional– a la acción de la humedad y de ciclos hielo-deshielo.
- * **Moderada**, cuando los morteros están sometidos a la acción de la humedad y de las heladas en unas condiciones superiores a las del ambiente despreciable, sin llegar a las del ambiente severo.
- * **Severa**, cuando hay un alto grado de riesgo de saturación de los morteros por la acción del agua, acompañada de heladas.

6.3.- Acción de disoluciones acuosas con iones sulfato

6.3.1.- Formación de ettringita

Los iones sulfato pueden reaccionar –en presencia de iones calcio para dar sulfato de calcio– con los aluminatos de calcio hidratados de la fracción clinker del cemento utilizado en la fabricación de los morteros, o con los aluminatos hidratados de las cales hidráulicas o de los cementos para albañilería, dando lugar a la formación del compuesto expansivo conocido con el nombre de ettringita (trisulfato de calcio, aluminato tricálcico con 31-32 moléculas de agua de constitución), alterando –por consiguiente– la estabilidad de los morteros.

Esta reacción puede tener lugar en aquellos morteros en los que en su composición intervengan los cementos (Pórtland y para albañilería) y las cales hidráulicas con determinados contenidos de aluminatos de calcio. Sin embargo, no tiene lugar en los morteros cuyo conglomerante sea la cal grasa o cal apagada.

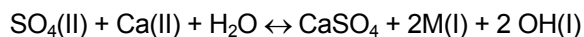
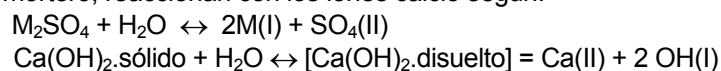
Los iones sulfato pueden proceder de distintas fuentes: de sales solubles en agua o de compuestos que –en virtud de unos procesos químicos– pueden producirlos, como sucede con los sulfuros presentes en determinados áridos.

La formación de ettringita lleva consigo un incremento considerable de volumen (~ 250 %), por lo que su cristalización en el interior del mortero puede producir determinadas alteraciones.

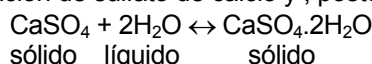
Las reacciones que tienen lugar, en síntesis, son las siguientes:

Caso 1º: Que los iones sulfato de la disolución procedan de un sulfato alcalino (solubilidad en agua: 360 a 400 g/l, a 30 °C):

En una primera etapa los iones sulfato, en medio acuoso, en donde se disuelven los sulfatos alcalinos y el hidróxido de calcio del mortero, reaccionan con los iones calcio según:

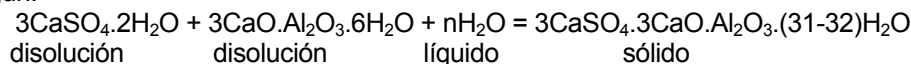


dando lugar a la formación de sulfato de calcio y , posteriormente, sulfato de calcio dihidratado, según:



Este sulfato de calcio dihidratado (yeso dihidratado) cristaliza dentro del mortero con un incremento de volumen del orden del 18 %, produciendo –por consiguiente– fisuras, expansiones, pústulas, etc.

En una segunda etapa, el sulfato de calcio dihidratado formado reacciona con el aluminato de calcio hidratado, según:



obteniéndose la sal doble denominada ettringita (Sal de Candlot), que cristaliza en el seno del mortero con un incremento de volumen de, aproximadamente, el 250 % dando lugar a los desórdenes correspondientes (expansiones, fisuras, etc.).

Caso 2º.- Que los iones sulfato de la disolución procedan del yeso (solubilidad en agua: 2,1 g/l, a 30 °C):

En este caso, tiene lugar el proceso mencionado en la segunda etapa del punto anterior, formándose –en medio acuoso– ettringita.

Resumen

Para que estas reacciones tengan lugar se precisa, en el caso 1º,

- * Que exista hidróxido de calcio en el mortero.
- * Que el sulfato sea soluble en agua y, por consiguiente, que existan iones sulfato en la disolución.
- * Que exista aluminato de calcio hidratado.
- * Que la disolución acuosa entre en contacto con el mortero y lo impregne.

Y en el caso 2º:

- * Que exista aluminato de calcio hidratado, procedente de la hidratación de la fracción clinker del cemento Pórtland o de la hidratación de las cales hidráulicas o de los cementos de albañilería.
- * Que exista sulfato de calcio aportado por la disolución acuosa.
- * Que la disolución acuosa entre en contacto con el mortero y lo impregne.

Para disminuir y aun anular el riesgo de que tenga lugar la reacción mencionada se recomienda utilizar cementos o cales hidráulicas con bajos contenidos de aluminato tricálcico ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) o cualquier otro cemento resistente a los sulfatos.

6.3.2.- Cristalización de sales

Por otra parte, hay que tener en consideración la posibilidad de que los sulfatos solubles (como tales sulfatos) o medianamente solubles en agua puedan formar disoluciones saturadas y sobresaturadas en los poros del mortero, en donde pueden cristalizar como sales con gran cantidad de agua de cristalización (p. ej. el sulfato de sodio cristaliza con 10 moléculas de agua) provocando un aumento de volumen y, por tanto, una presión sobre las paredes de los poros dando lugar a las correspondientes fisuras y, por consiguiente, a un aumento de las posibilidades de deterioro del mortero por la acción de agentes externos.

7.- MORTEROS. REACCIONES FOTOQUÍMICAS

El aire es un absorbente enérgico de la luz, así como de ciertas radiaciones electromagnéticas de determinadas longitudes de onda -y completamente transparente a otras- que afectan a los conglomerantes de los morteros mencionados.

La luz, según la mecánica cuántica, posee un doble carácter, ondulatorio y corpuscular (los corpúsculos de la luz reciben el nombre de fotones), el primero se caracteriza por una variación espacial de la densidad de energía y el segundo por la discontinuidad de los cambios de energía, existiendo entre estos dos grupos de propiedades complementarias la siguiente relación fundamental:

$$E = h \cdot \nu = h \cdot c / \lambda$$

donde:

E es la energía del fotón;

h es la constante de Planck ($6,6253 \times 10^{-27}$ erg.seg \leftrightarrow 6.6253×10^{-34} J.seg);

ν es la frecuencia de la radiación emitida, que es función de la longitud de onda;

c es la velocidad de la luz (300×10^3 km / seg);

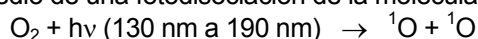
λ es la longitud de la onda.

En esta relación se observa que cuanto menor es la longitud de onda (λ) mayor es la energía de los fotones y por tanto su capacidad de penetración. De aquí, que tanto la radiación ultravioleta próxima, cuya λ está comprendida entre 200 nm y 400 nm, como la radiación ultravioleta lejana (se extiende desde 10 nm a 200 nm), sean las más enérgicas. Sus fotones excitan a los átomos y moléculas de gran parte de compuestos, y como es lógico a los componentes del aire, dando lugar a las reacciones fotoquímicas.

Así, por ejemplo, el blanqueo de ciertos colorantes o pigmentos, principalmente de aquéllos utilizados en pinturas y revestimientos pigmentados, es una consecuencia de estas reacciones. Figura 7.

De las diferentes reacciones fotoquímicas que pueden tener lugar en el caso que nos ocupa en esta conferencia (agentes atmosféricos), únicamente se citan, a título de ejemplo, las dos siguientes:

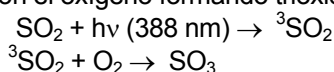
- a.- Formación de ozono, por medio de una fotodisociación de la molécula de oxígeno:



que al reaccionar, el oxígeno atómico, con otra molécula de oxígeno se produce la formación de ozono, según:



- b.- Formación de trióxido de azufre a partir del dióxido, que se excita en una primera etapa, reaccionando posteriormente con el oxígeno formando trióxido de azufre, según:



Las reacciones fotoquímicas se ven aceleradas por la presencia de catalizadores en la atmósfera (Mn, Fe, V_2O_5 , etc.). Estos productos, en forma de aerosoles, proceden normalmente de la combustión de ciertos combustibles.



Figura 7.- Acción de la radiación fotoquímica

8.- MORTEROS. METEORIZACIÓN

En este apartado se van a considerar tres fenómenos que tienden a cambiar la apariencia original de los morteros de revoco/enlucido (carbonatación, sulfatación-yesificación y polución).

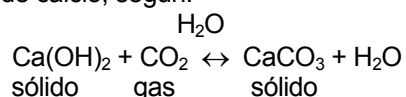
Dos procesos -de los tres fenómenos mencionados- muy importantes que pueden afectar a los morteros son los conocidos con los nombres de carbonatación y sulfatación-yesificación, producidos por la presencia de dióxido de carbono y/o de dióxido de azufre en la atmósfera, respectivamente.

La carbonatación tiene lugar entre el dióxido de carbono y el hidróxido de calcio presente en los morteros hechos a base de cal grasa o de cales hidráulicas y cementos. En el caso de cales hidráulicas, en donde se encuentra presente dicho hidróxido, se ha generado –además– durante las reacciones de hidratación como sucede en el caso de los cementos.

La sulfatación-yesificación tiene lugar entre el dióxido de azufre y los morteros hechos, fundamentalmente, con cales grasas que hayan experimentado o no el fenómeno de carbonatación.

8.1.- Acción del dióxido de carbono. Carbonatación

El dióxido de carbono presente en la atmósfera reacciona con el hidróxido de calcio, en presencia de humedad, formando carbonato de calcio, según:



Esta reacción, que tiene una gran influencia en los morteros de cal grasa hidratada (cal apagada), es la causa de su endurecimiento. Desde este punto de vista conviene resaltar que el verdadero endurecimiento de los morteros de cal grasa es el producido por esta reacción (carbonatación).

El proceso de carbonatación se verifica tanto más rápidamente cuanto más poroso es el mortero y cuanto mayor es el contenido de dióxido de carbono en la atmósfera.

Czernin señala el ejemplo siguiente:

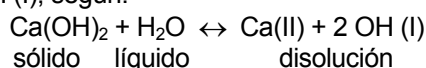
"... secando artificialmente una construcción, mediante una estufa de carbón, se produce una expulsión más rápida del exceso de agua contenida en el mortero y se favorece así la formación de un mayor volumen de huecos además, por otra parte, el gas de la combustión del cok proporciona una cantidad abundante de dióxido de carbono que favorece el endurecimiento".

El grado de saturación del mortero influye extraordinariamente en esta reacción, pues la difusión del dióxido de carbono solo es posible en poros llenos de aire; por esta razón, los morteros no se carbonatan cuando están totalmente saturados de agua. Ahora bien, la carbonatación se produce a la máxima velocidad cuando los poros del mortero tienen un contenido de humedad intermedio (ni secos, ni completamente saturados), pues -como se ha mencionado- para que la reacción de carbonatación tenga lugar se precisa la presencia de agua; la humedad media óptima suele corresponder a atmósferas con una humedad relativa comprendida, según Verbeck, entre el 40 % y el 80 %.

La carbonatación comienza en la superficie de los morteros y avanza lentamente hacia el interior. El carbonato de calcio formado colmata los poros del mortero a la vez que forma una capa superficial protectora, lo que impide el avance de la reacción de carbonatación; por ejemplo: en determinados morteros antiguos de cal grasa colocados en anchas murallas de construcciones medievales, se ha encontrado en su interior hidróxido de calcio, mientras que su superficie se encuentra carbonatada. Figura 6.

Este proceso –independientemente de otras reacciones de carbonatación que afecta a los compuestos hidratados del cemento– también tiene lugar en los morteros que hayan utilizado cementos, a base de clinker Portland, en su fabricación.

Dado que el hidróxido de calcio es, principalmente, el que desarrolla y mantiene el elevado valor del pH de los morteros (~ 12) por los iones OH (I), según:

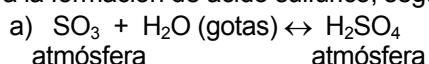


al reaccionar con el dióxido de carbono y desaparecer, parcial o totalmente dichos iones, se produce un descenso del valor del pH que, en el caso de los morteros de cemento, llega a ser inferior a 9. Este proceso afecta a la corrosión de los posibles elementos metálicos que puedan existir, lo que daría lugar a determinadas alteraciones (p. ej., fenómenos expansivos). Figura 3.

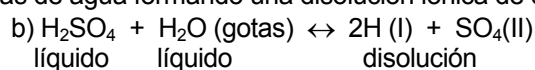
8.2.- Acción del dióxido de azufre. Sulfatación-Yesificación

El dióxido de azufre presente en la atmósfera –que proviene de la combustión de carburantes y combustibles industriales y domésticos que contengan azufre, de escapes de fábricas, etc.– es susceptible de oxidarse, transformándose en trióxido de azufre mediante un proceso fotoquímico-catalítico (como se ha mencionado en el apartado 7), proceso que se ve acelerado por la presencia de óxidos de nitrógeno e hidrocarburos, procedentes de los mismos gases de combustión.

Según diversos autores, el trióxido de azufre reacciona casi inmediatamente con las gotas de agua que existen en la atmósfera, dando lugar a la formación de ácido sulfúrico, según:

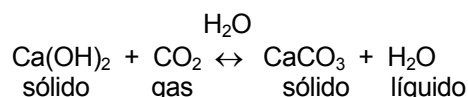


el cual se disuelve en otras gotas de agua formando una disolución iónica de dicho ácido, según:



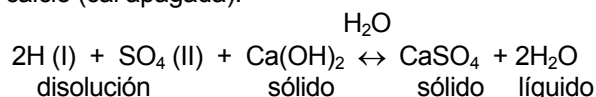
esta disolución acuosa de ácido sulfúrico ataca al hidróxido de calcio (cal apagada) o al carbonato de calcio formado por carbonatación de los morteros, de acuerdo con las siguientes reacciones:

e) carbonatación:

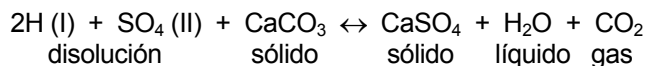


f) sulfatación:

f.1.- A partir del hidróxido de calcio (cal apagada):

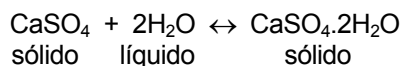


f.2.- A partir del carbonato de calcio:



formándose sulfato de calcio, el cual –posteriormente– da lugar a la formación de yeso al reaccionar con el agua, según:

g) yesificación:



Por medio de este proceso químico, conocido con el nombre de "yesificación", el hidróxido de calcio (cal apagada) y el carbonato de calcio desaparecen como tales, parcial o totalmente, y –en una primera etapa– se forma anhidrita (CaSO_4) y posteriormente yeso dihidratado ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) o bien directamente yeso dihidratado; fenómenos que llevan consigo un incremento de volumen y, por consiguiente, las correspondientes alteraciones en los morteros.

9.- MORTEROS. POLUCIÓN

Otro factor muy importante es la necesidad de conservar el aspecto superficial de los revocos exteriores (en definitiva, de las fachadas), que se ven afectados por la polución del aire cargado, en grado distinto, de polvo. Es decir, de aire cargado con partículas cuyo tamaño se encuentra comprendido entre $0,01 \mu\text{m}$ - $1 \mu\text{m}$ y $1 \mu\text{m}$ - 1mm , según se trate de polvo fino o de polvo grueso, respectivamente. En la figura 8 se puede apreciar el poder disolvente del agua como posible utilización en la limpieza de fachadas contaminadas por materiales pulverulentos.

El polvo –que está compuesto, fundamentalmente, por cenizas, hollines grasos, aceites sólidos no quemados y partículas que proceden de la erosión y molturación de diversos materiales sólidos– es transportado por el viento y depositado en las superficies más o menos rugosas. El polvo fino es el que con más frecuencia se deposita debido a su gran capacidad para cubrir las superficies mencionadas, como consecuencia de la elevada relación superficie/masa.

Posiblemente la forma en que se fijan estos materiales es por adherencia capilar o "encolado", en presencia de agua, o por fuerzas del tipo de Van der Waals como sucede con los hollines grasos y con aquellas partículas cargadas electrostáticamente, respectivamente.

La acumulación de polvo es mayor en la parte baja de los edificios (figura 9), ya que la velocidad del viento aumenta con la altura y su régimen es turbulento en la parte más baja del edificio; por otra parte, dicha acumulación de polvo se intensifica por el tráfico rodado al remover la suciedad acumulada en el suelo.



Figura 8.- Polución. Poder disolvente del agua



Figura 9.- Polución producida por el tráfico rodado

Pura (limpieza de fachadas).

Tráfico rodado.

La lluvia -ayudada por el viento y por su dirección- lava las superficies (figura 9), de un modo especial de la parte media y alta del edificio, formando regueros más o menos aleatorios. Las ráfagas de lluvia son, a menudo, insuficientes para lavar el polvo y limpiar la pared en la parte baja del edificio y en determinadas zonas según su situación en relación con la dirección del viento-lluvia.

10.- MORTEROS. EFLORESCENCIAS

Del mismo modo que la polución, las eflorescencias afectan al aspecto superficial de los morteros y de la obra de fábrica en general; por ello, se ha considerado la conveniencia de hacer por su importancia, al menos, unas consideraciones a pesar de la amplitud de este fenómeno.

Con el nombre de eflorescencias se conoce, en el campo de la construcción, a las manchas que aparecen en la superficie del mortero visto, del hormigón visto, de un muro visto de fábrica cerámica, etc.

Para que se produzcan las eflorescencias hace falta que, por una parte, existan sales solubles en agua en la obra de fábrica o en su entorno y, por otra parte, agua suficiente para disolverlas y transportarlas hacia la superficie del material en donde, cuando el agua se evapora, tiene lugar la precipitación y cristalización de dichas sales en su superficie (figura 10) o en su interior en zonas próximas a la superficie, dando lugar a cristalizaciones que se conocen con el nombre de eflorescencias, en el primer caso, y de criptoflorescencias, en el segundo caso.



Figura 10.- Eflorescencias producidas por rotura de una conducción.



Figura 11.- Eflorescencias producidas por capilaridad del agua del jardín.

En este fenómeno influyen no solo los diversos componentes de la obra de fábrica (cerámica, piedra, de los conglomerantes atizados en la fabricación de morteros y hormigones, etc.) sino algún otro material que se encuentre en su contacto, así como la proximidad con ciertos terrenos, etc. que puedan contribuir al aumento de sales solubles y, por consiguiente, a la formación de eflorescencias (Figura 11). De aquí, que en estos procesos se deba considerar el conjunto de todos los materiales que intervienen en la obra de fábrica, su situación y condiciones colindantes.

Los compuestos productores de eflorescencias son, por regla general, nitratos, sulfatos y cloruros alcalinos y de magnesio y menos frecuentemente carbonatos alcalinos, todos ellos solubles en agua, así como el hidróxido de calcio (portlandita) generado en las reacciones de hidratación de los cementos, que -en determinadas condiciones- se carbonata.

11.- MORTEROS. CONDENSACIONES SUPERFICIALES

Las condensaciones superficiales se producen en el interior de determinados locales (cocinas, cuartos de baño, etc.) cuando el aire caliente y húmedo que existe en dichos locales se pone en contacto con sus paredes en donde, al encontrarse frías, se alcanza el punto de rocío, produciéndose la condensación. El

riesgo de condensación depende del grado higrométrico del aire interior y de la temperatura de las paredes, siendo tanto mayor cuanto más elevado es el grado higrométrico y las paredes están más frías. Por ejemplo: en un aire a 20 °C, cuya humedad relativa sea del 65 %, la temperatura del punto de rocío es de 13,2 °C.

Estas condensaciones superficiales provocan en el enlucido enmohecimientos y desprendimientos, que perjudican gravemente las condiciones de uso y de confort del local.

12.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

En esta ponencia he pretendido darles cuenta:

- a.- De los materiales más utilizados en la edificación: yesos, cales, cementos y sus morteros.
- b.- De las alteraciones más frecuentes que experimentan estos materiales.
- c.- De los medios potencialmente agresivos más frecuentes a los que están sometidos los morteros elaborados con los materiales mencionados.
- d.- De la acción de diversos medios agresivos sobre los morteros, así como del mecanismo de las reacciones que tienen lugar y de las soluciones que se deben adoptar para eliminar las alteraciones producidas.

Espero haber conseguido mi objetivo y no haberles cansado.

Y, nada más, muchas gracias.

Madrid, mayo de 2007.-

Índice

1	<u>INTERVENCIÓN EN PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN</u>	3
1.1	<u>Panorama actual</u>	3
1.2	<u>Causas de la falta de calidad</u>	3
2	<u>ACTUACIONES DE DIAGNÓSTICO</u>	4
2.1	<u>Requisitos fundamentales</u>	5
2.2	<u>Complejidad del diagnóstico</u>	5
3	<u>ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN</u>	5
4	<u>ESTUDIO DE LA DOCUMENTACIÓN</u>	6
5	<u>INSPECCIÓN OCULAR Y TOMA DE DATOS</u>	7
5.1	<u>Síntomas de carácter estructural</u>	7
5.2	<u>Síntomas relacionados con la humedad</u>	8
6	<u>INSTRUMENTACIÓN Y EQUIPOS</u>	10
7	<u>PLAN DE INSPECCIÓN COMPLEMENTARIA Y ENSAYOS</u>	10
8	<u>INFORMES DE PATOLOGÍA</u>	11
8.1	<u>Tipos de informes</u>	11
8.2	<u>Estructura de un informe de patología</u>	11
8.2.1	<u>Objeto</u>	11
8.2.2	<u>Antecedentes</u>	11
8.2.3	<u>Visitas de inspección</u>	11
8.2.4	<u>Toma de muestras</u>	12
8.2.5	<u>Análisis y ensayos</u>	12
8.2.6	<u>Calculos realizados</u>	12
8.2.7	<u>Posibles causas</u>	12
8.2.8	<u>Recomendaciones de actuación</u>	12
8.2.9	<u>Conclusiones</u>	12
8.2.10	<u>Hoja de firmas</u>	12
9	<u>BIBLIOGRAFÍA</u>	12

INTERVENCIÓN EN PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN.

ACTUACIONES DE DIAGNÓSTICO. INFORMES

M^a Pilar NASARRE

1. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 INTERVENCIÓN EN PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo con el significado de la palabra PATOLOGÍA (pathos: enfermedad y logos: estudio), con la expresión PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN se quiere englobar el estudio de las lesiones o defectos que presentan los edificios, con objeto de realizar un diagnóstico que permita determinar las causas que han producido las incorrecciones existentes bien sea en los elementos constructivos, bien en los materiales que los conforman.

Por otra parte, también puede decirse que la PATOLOGÍA estudia la FALTA DE CALIDAD en la edificación.

1.1 Panorama actual

El concepto de calidad se contempla en la Sociedad cuando se han superado las etapas en las que prima la preocupación por la cantidad. Es una de las características de las sociedades desarrolladas.

La calidad, relacionada con el control, surge como aplicación de la estadística a la Industria.

La Industria de la Construcción tiene una gran importancia en la Sociedad actual ya que supone en torno a un 10% del Producto Interior Bruto (PIB) y la población empleada en el sector representa entre un 5 y un 10% del conjunto de la población activa.

La edificación es un bien económico de primera necesidad, que en el caso concreto la vivienda, cumple una función social de importancia y como tal debe exigírsele unas garantías de calidad, con el fin de que los derechos de los ciudadanos queden suficientemente protegidos.

En el preámbulo de la Ley 2/1999 de *Medidas para la calidad de la edificación* de la Comunidad de Madrid, se indica que “El derecho de los españoles a una vivienda digna y adecuada, consagrado por la Constitución en su artículo 47, obliga a los poderes públicos a promover las condiciones necesarias y establecer las normas pertinentes para hacer efectivo este derecho”.

Por otra parte en el marco de la legislación básica del Estado en materia de protección y defensa de los consumidores y usuarios, también se contempla el control de calidad de la construcción, y por tanto, en el de la edificación y de la vivienda.

Sin embargo, en el panorama que la realidad actual nos presenta, abundan las reclamaciones y peticiones de informes de PATOLOGÍA en la edificación, relacionados con lesiones de toda índole lo que indica la existencia de problemas de calidad en los edificios.

1.2 Causas de la falta de calidad

La problemática en el aspecto de la falta de calidad de la edificación, y por tanto de la necesidad de la PATOLOGÍA en la construcción, es muy compleja y amplia, debido a la realidad actual con la que nos encontramos de multitud de nuevos materiales y nuevas tecnologías que aparecen continuamente y que su evolución es tan rápida que es prácticamente imposible su adecuación y perfeccionamiento.

Hay que ser conscientes de la complejidad que supone todo el proceso constructivo de una edificación, debido a la cantidad y diversidad de materiales que intervienen en la misma, cada uno con sus características físicas y químicas particulares (dilatación, porosidad, elasticidad, permeabilidad al agua y al vapor de agua, retracción,..... etc.), los cuales tienen que colaborar unos con otros y responder conjuntamente a fenómenos tan complejos como los procesos de humedad, dependiendo del movimiento del agua en sus fases de agua líquida y vapor de agua (capilaridad, difusividad,....), procesos de calor (transmisiones térmicas, dilataciones, retracciones,....), procesos de la mecánica estructural (cargas, sobrecargas, reacciones, momentos,....), etc.

A todo esto hay que añadir las exigencias de confort que a una edificación se le exigen hoy en día con nuevas tecnologías de calefacción, aire acondicionado, iluminación, insonorización, aislamiento térmico, protección ante el fuego,.... etc.

Si nos centramos en el proceso constructivo, esta realidad de abundancia de fallos de calidad en la edificación es debida a múltiples factores dentro de los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- La construcción es un proceso de marcado carácter nómada en la que la constancia de características en las materias primas, trazabilidad de procesos y permanencia de recursos humanos, resulta más difícil de conseguir que en otras industrias de carácter fijo.
- En la edificación se crean productos únicos y no productos seriados. La repetición de edificios es nula y la repetición de elementos es baja.
- En la construcción no es aplicable la producción en cadena (productos móviles pasando por operarios fijos). Ello dificulta la organización y sectorización de los trabajos, produce estorbos mutuos y baja productividad.
- En la construcción de edificios se da actualmente una abundante interconexión de técnicas tradicionales, con gran experiencia de resultados e inercia al cambio, junto con técnicas innovadoras de rápida evolución, cambiantes, que no dan tiempo suficiente para experimentarlas y perfeccionarlas.
- La construcción utiliza gran cantidad de mano de obra poco cualificada. Si a esto se añade el fracaso de la formación profesional y la pérdida del aprendizaje de los oficios de forma tradicional familiar y “doméstica”, el resultado es que la calidad del producto se resiente.
- El empleo de las personas suele ser de carácter eventual y sus posibilidades de formación dentro de las empresas son limitadas, lo que repercute en una escasa motivación en el trabajo.
- En la construcción, ya sea en obra civil como en edificación, se trabaja a la intemperie lo que supone dificultades de almacenamiento y ejecución sometidas a las inclemencias del tiempo.
- En cuanto a la normativa y reglamentación vigente que afecta al proceso constructivo, existe una muy abundante cantidad de ella, pero encaminada a establecer criterios de idoneidad de los materiales y productos que van a ser incorporados en una obra, más que a la propia obra. En muchos aspectos, falta una reglamentación que trate de forma unitaria los aspectos de todo el proceso constructivo como son el diseño, cálculo ejecución y control.
- En este momento se está en una fase de desarrollo e implantación de una nueva normativa, la LOE y el Código Técnico de la Edificación, con un nuevo enfoque, enfoque por prestaciones para dar cumplimiento a los requisitos básicos, para definir la calidad de lo construido, que atienda la demanda social de calidad, permitiendo asentar las garantías de lo construido y vincular las responsabilidades.

Con esta situación no es de extrañar que abunden solicitudes de trabajos de intervención e informes relacionados con la PATOLOGÍA en la edificación.

2 ACTUACIONES DE DIAGNÓSTICO

Un edificio con problemas patológicos es aquel que presenta defectos o deterioros debidos a acciones que perturban su correcto funcionamiento, afectando a su seguridad, habitabilidad y durabilidad, es decir aquel edificio en el que su estado impide el uso adecuado para el que fue concebido e incumple la previsión de su vida útil.

De forma similar a la medicina, podemos indicar que el diagnóstico de una lesión en un elemento de una edificación consiste en investigar, partiendo del estudio de los defectos o deterioros que presenta, la causa y los factores con ella relacionados responsables de la existencia de tal defecto. Su investigación se realiza interrelacionando las distintas respuestas a muchas y variadas preguntas sobre el comportamiento estructural, higrotérmico, acústico....., de los materiales y de los distintos elementos constructivos que intervienen en una construcción.

Por tanto podemos indicar que:

- PROCESO PATOLÓGICO = CAUSAS-----→LESIONES
- DIAGNÓSTICO = CAUSAS←-----LESIONES

2.1 Requisitos fundamentales

En todo diagnóstico, la investigación ha de llevarse a cabo de forma profunda y sistemática. Es necesario elaborar una metodología para cada caso. El investigador ha de tener un gran conocimiento, no sólo de las técnicas constructivas, sino también de las características y comportamiento estructural; higrotérmico, acústico,..... de los materiales, de la forma de ejecución y colocación correcta y de los probables factores que pueden influir en el origen de incompatibilidades físico-químicas.

El investigador tiene que tener una visión global de las construcciones junto con un sentido muy agudo de la observación; tendrá que utilizar todos sus sentidos: vista, oído, olfato y tacto; interpretar lo que observe a simple vista o mediante distintos instrumentos que utilice y también deberá poseer ingenio para idear técnicas y procedimientos que en el proceso de la investigación no destruyan datos que pudieran tener valor.

2.2 Complejidad del diagnóstico

El estudio parte de la observación directa del defecto o lesión que se manifiesta y de lo que le rodea. La tipología de los daños da una primera orientación o prediagnóstico. Deberá procederse a continuación a la toma de datos y muestras necesarias. Seguidamente se investigará y analizarán sistemáticamente todos los defectos y datos que se van obteniendo hasta poder determinar el diagnóstico de la causa que ha producido la lesión.

Con mucha frecuencia hay más de una causa, lo que dificulta la realización de un correcto diagnóstico; en estos casos habrá que identificar cuales son, que interrelación existe entre ellas y cual es la principal. Al igual que en el diseño raras veces es posible seguir un proceso lineal; la investigación es inevitablemente iterativa; será necesario repetir algunas etapas realizadas en el proceso.

Por lo general las causas que originan una lesión pueden agruparse en:

- Causas directas que constituyen el origen inmediato de un proceso patológico
- Causas indirectas que necesitan la conjunción de una causa directa para iniciar un proceso.

Su origen puede ser debido a errores de:

- Proyecto
- Ejecución
- Calidad de materiales

- Mantenimiento.

3. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

Hay que tener muy claro desde el principio el alcance de la investigación. Hay que tener presente:

- El carácter de la lesión
- La precisión o exactitud necesaria en la identificación de las causas
- La razón fundamental del estudio, es decir sí es para determinar las obras de reparación necesarias o para establecer responsabilidades.

A un nivel muy sencillo, el diagnóstico se puede basar en una investigación que consista solamente en una inspección ocular profunda y en una recogida de datos limitada. En el otro extremo, puede ser necesario acometer unas obras extensas de demolición y apertura de calas, ensayos en obra y en laboratorio, recogida intensiva de datos con técnicas de instrumentación avanzada, etc. Este proceso puede llevar mucho tiempo y tener un coste muy elevado.

El motivo de la necesidad del diagnóstico, aunque no debe influir en las averiguaciones de las causas de un defecto, sí puede determinar la escala de la investigación que ha de realizarse.

A veces, es conveniente y necesario realizar una visita previa para concretar el alcance de la investigación. Conviene pedir toda aquella documentación que nos pueda servir como fuente de información necesaria para abordar el estudio

4. ESTUDIO DE LA DOCUMENTACIÓN.

Como paso previo dentro del proceso del diagnóstico, es necesario reunir todos los datos referentes al diseño, construcción y utilización del edificio o elemento en cuestión, ya que mediante su estudio y análisis pueden dotar al investigador de aquellos datos que han podido ser responsables o han podido contribuir a la aparición de las lesiones.

Las principales fuentes de información son:

- **Proyecto.**

Los planos, memorias y pliegos de condiciones (incluidos los de los especialistas y contratistas) del Proyecto y los utilizados durante la construcción de la obra deben dar detalles de lo ejecutado. Sin embargo la práctica nos indica que, en realidad, los datos no son totalmente fiables ya que, aparte de la influencia de la calidad de la mano de obra, pueden no reflejar todas las modificaciones realizadas durante el proceso de construcción.

A no ser que la exactitud de los planos, memorias y pliegos de condiciones pueda verificarse, la información que contiene el Proyecto sólo puede darnos unos datos de partida. Lo que realmente se ha ejecutado debe determinarse mediante observación y examen.

- **Libro de órdenes.**

El libro de órdenes puede darnos información complementaria acerca de los materiales y falta de detalles del Proyecto así como de las modificaciones realizadas durante la obra.

- **Notas de obra, actas e informes.**

Mediante esta información se pueden obtener datos sobre el tipo de dificultades producidas durante la construcción, la calidad de la mano de obra, las precauciones tomadas en la recepción y protección de los materiales,etc.

- **Meteorología.**

Información sobre los datos meteorológicos para conocer las condiciones atmosféricas con las que se ejecuto la construcción.

- **Fotografías.**

Mediante ellas se pueden aclarar detalles constructivos y la evolución del edificio y su entorno.

- **Información verbal.**

Información obtenida mediante conversaciones y entrevistas con todos aquellos relacionados con el diseño, cálculos, construcción, mantenimiento y utilización del edificio.

- **Datos del entorno.**

Conocimiento de realización de obras que afecten a apertura de viales cercanos, excavaciones próximas, vegetación o arbolado cercano, etc.

- **Reformas.**

Conocimiento de proyectos de reforma, remodelaciones ejecutadas, cambio de uso,etc., habidas en el transcurso de la utilización del edificio.

5. INSPECCIÓN OCULAR Y TOMA DE DATOS

La información fundamental se obtiene por medio del examen directo de la lesión, defecto o fallo constructivo existente, y de igual importancia es la inspección ocular “in situ” del contexto en el que se ha producido.

El primer hecho que hay que tener presente al realizar una inspección para un estudio patológico, es ver si es necesario tomar medidas urgentes como desalojo, apeos, apuntalamientos, arriostramientos, aligeramientos de cargas, demoliciones parciales, etc.

Posteriormente dos son los objetivos que se tienen que plantear al realizar esta fase del diagnóstico:

1. Inspección ocular y toma de datos reales para la definición del edificio o elemento objeto del estudio, comparando la documentación aportada con la realidad existente.
 - Plantas, distribución e instalaciones.
 - Alzados.
 - Secciones generales.
 - Esquema estructural.
 - Geometría de la estructura.
 - Características de las uniones: apoyos, empotramientos, etc.
 - Arriostramientos
 - Tipología de materiales, dimensiones y espesores
2. Inspección y toma de datos de los defectos existentes:
 - Detección de los síntomas patológicos
 - Identificación y características
 - Evolución y control.

Los síntomas patológicos por excelencia son: **las fisuras y deformaciones en la patología estructural y las manchas en el tema de las humedades**. Mediante su observación y su análisis sistemático, permiten realizar un primer diagnóstico basado en la experiencia, intuición y observación (“ojo clínico”) del investigador.

En ambos casos, se puede decir que existe un lenguaje de fisuras y deformaciones en el campo estructural, y de manchas en los temas de humedades. Con esto se quiere indicar que con su observación, estudio, traducción y control de su evolución, en muchos casos, se puede definir el tipo de

lesión, su causa y llegar a saber en que momento se ha conseguido su estabilización o se ha resuelto su origen, para poder comenzar las obras de reparación de daños.

5.1 Síntomas de carácter estructural.

En cuanto al aspecto estructural, las tipologías de síntomas, entre otros, que deberemos observar y tomar datos son:

A) En toda estructura:

- Desplomes
- Asientos diferenciales
- Giros
- Pandeo
- Flechas

B) En estructuras de hormigón armado:

- Fisuras
- Manchas - corrosión
- Retracción
- Coqueras
- Disgregaciones

C) En estructuras metálicas:

- Corrosión
- Alabeos
- Pandeos
- Desgarros
- Poros
- Mordeduras

D) En estructuras de fábrica:

- Fisuras
- Grietas
- Eflorescencias
- Disgregaciones
- Descascarillados
- Abombamientos

E) En estructuras de madera:

- Manchas
- Pudriciones
- Fendas
- Entumecimiento
- Mermas
- Ataque por insectos xilófagos

Además por ejemplo en toda fisura será necesario definir su morfología tomando datos de: su geometría, tamaño, trazado, momento de su aparición, evolución y ubicación.

5.2 Síntomas relacionados con la humedad.

Como se ha comentado, en el diagnóstico de las humedades el síntoma por excelencia que hay que estudiar son las manchas. Para definir la morfología de las manchas habrá que realizar una toma de datos en los que deberán contemplarse los siguientes aspectos:

A) Situación –localización:

- Afecta a muro exterior
- Afecta a muro interior
- Afecta a tabique interior
- Afecta a muro de cerramiento
- Afecta a muro de carga
- Aparece en planta sótano o semisótano
- Aparece en última planta
- Aparece en planta baja
- Aparece en planta intermedia
- Orientación del paramento
- Afecta al muro por dentro
- Afecta al muro por fuera
- Aparece en zonas próximas a huecos en fachada
- Existe proximidad a redes de abastecimiento
- Existe proximidad a redes de evacuación
- Existe proximidad a depósitos o piscinas

B) Morfología y extensión:

- Forma radial, con núcleo y redondeada
- Forma de franja horizontal, zócalo o rodapié
- Forma de franja vertical
- Mancha continua y extensa
- Mancha puntual
- Reproduce la forma de algún elemento constructivo
- Reproduce la forma de alguna conducción

C) Forma de aparición y penetración:

- Coincide con lluvia
- Coincide sólo con lluvia fuerte y viento fuerte
- Es permanente
- Manifiesta cambios estacionales importantes
- Aparece bruscamente y con un principio claro
- Aparece o aumenta con descargas de algún aparato
- Penetra con presión
- Gotea el paramento (muro mojado, saturado)

- No gotea (paramento húmedo)

D) Otros síntomas

- Hay moho, hongos, algas u otros microorganismos
- Hay eflorescencias
- Produce olor a desagüe, fecales,.... etc.
- Olor a moho
- Hay alteraciones o disgregaciones de material, revocos,..... etc.
- Hay despegue de pintura, barnices, papel....., pero no afecta a la base.

6 INSTRUMENTACIÓN Y EQUIPOS

Para realizar la inspección ocular y la toma de muestras y datos, se necesita un equipo de instrumentos básicos de tipo convencional en el que se deben incluir:

- Cuadernos de notas, lápices, ceras y rotuladores de colores.
- Reglas graduadas, cintas métricas, fisurómetros, calibrador de pie de rey.
- Máquina fotográfica con flash.
- Brújula, nivel y plomada.
- Linternas y focos.
- Espejos y lupas.
- Herramientas como destornillador, punzón, corta-fríos, martillo.
- Bolsas, etiquetas, cintas adhesivas.
- Termo-higrómetros manuales y portátiles
- Termo-higrógrafos

7 PLAN DE INSPECCIÓN COMPLEMENTARIA Y ENSAYOS

Además, en muchos casos, será necesario realizar un plan de inspección complementaria y ensayos según el carácter del defecto y el alcance que se quiera dar a la investigación. Se elegirán y determinarán las técnicas a seguir así como la localización, número de datos y pruebas a realizar.

Entre las pruebas, técnicas y ensayos a realizar de forma complementaria se pueden indicar las siguientes:

+ Colocación de testigos.- El empleo de testigos de yeso permite un control aceptable de la evolución de fisuras; tiene la ventaja de su sencillez de ejecución y observación ya que no requiere instrumentación especial alguna. Su rotura generalmente es expresiva de un incremento de abertura de fisura, pero no se puede establecer la cantidad y dirección del movimiento. A veces la rotura se produce por simples cambios higrotérmicos, lo que puede inducir a interpretaciones equivocadas.

Otra forma de actuar es utilizando marcas o puntos de referencia fijados a cada lado de la fisura, de forma que de vez en cuando se pueda efectuar medidas de la abertura comprobando su evolución o estabilización. Para más precisión se utilizan sensores electrónicos.

+ Toma de muestras.- Se deben tomar adecuadamente muestras de los distintos materiales, polvo, eflorescencias,.... etc. Se guardarán en botes o bolsas de plástico como evidencia para su investigación y análisis. Conviene tomar muestras de zonas afectadas y no afectadas para su análisis y contraste.

+ Extracción de probetas testigo y microprobetas.- Se obtienen generalmente testigos cilíndricos de altura doble que el diámetro. La extracción se realiza con sondas rotatorias que puedan actuar horizontal

o verticalmente. La extracción se realizará según un plan estudiando número y localización de los mismos.

+ Apertura de calas para información de partes ocultas.- Con vistas a que estas informaciones costosas y destructivas puedan reducirse, se deberá realizar una clasificación de los distintos elementos y realizarlas en los más significativos. Por ejemplo en el aspecto estructural mediante la inspección visual de la geometría y esquemas de armados, requerirá casi siempre la realización de rozas en la zona inferior del centro del vano de vigas, en zona superior y en las presumibles zonas de corte de armaduras, debiéndose realizar conjuntamente métodos no destructivos como puede ser la utilización del "PACHÓMETRO" o ultrasonidos.

+ Medición de humedades y temperaturas.- Para la toma de datos ambientales se utilizarán medidores electrónicos de humedad y temperatura ambiente y de superficie. Además de los aparatos manuales, para que estas mediciones sean más efectivas y tengan mayor utilidad, han de hacerse durante cierto tiempo utilizando aparatos de medición y registro continuo. Para la medición de humedad de muestras en el laboratorio, la toma de muestras deberá realizarse adecuadamente utilizando recipientes de cierre hermético previamente pesados en balanzas de precisión.

+ Medición de deformaciones.- La planeidad de elementos horizontales se controla por medio de nivelaciones; la planeidad de elementos verticales y las alineaciones se controlan por medio de instrumentos ópticos (nivel, teodolito,...etc). Los desplomes se pueden controlar con estos mismos instrumentos o mediante una simple plomada. Las deformaciones se controlan disponiendo convenientemente un número suficiente de flexímetros o comparadores.

8 INFORMES DE PATOLOGÍA

Una vez realizadas las fases anteriormente descritas y de haber efectuado los correspondientes ensayos de muestras, cálculos necesarios y sus análisis, comienza la fase final que consiste en la redacción del correspondiente informe.

8.1 Tipos de informes

Conviene aclarar previamente lo que se entiende por:

+ INFORME: Descripción con palabras de una situación técnica que suele aparecer confusa.

+ DICTAMEN: Opinión emitida por un experto acerca de algo que se somete a su juicio.

+INFORME-DICTAMEN: Desarrollo con explicaciones técnicas de un reconocimiento conteniendo opiniones.

La redacción y los términos utilizados deberán ser especialmente responsables, ponderados y meticulosos. La estructura del contenido de un informe deberá ser clara y correctamente organizada.

8.2 Estructura de un informe de patología

Todo informe de patología deberá estructurarse incluyendo, como mínimo los siguientes apartados:

1. OBJETO.
2. ANTECEDENTES.
3. VISITAS DE INSPECCIÓN.
4. TOMA DE DATOS Y MUESTRAS.
5. ANÁLISIS Y ENSAYOS.
6. CÁLCULOS.
7. POSIBLES CAUSAS.
8. RECOMENDACIONES DE ACTUACIÓN.
9. CONCLUSIONES.

10. HOJA DE FIRMAS.

8.2.1 Objeto

En este apartado deberá aparecer, con expresión clara y concisa, el objeto del informe, con indicación de los límites y alcance del mismo.

8.2.2 Antecedentes

Deberán incluirse de forma cronológica, los distintos contactos, conversaciones y escritos que se hayan producido en la fase preliminar.

Así mismo se incluirá el listado de la documentación aportada y la descripción de las muestras recibidas.

8.2.3 Visitas de inspección

En este apartado se realizará la descripción de las visitas efectuadas junto con la tipología del edificio. Se deberán especificar las distintas zonas inspeccionadas y una descripción minuciosa y precisa de los daños. Es conveniente que las descripciones vengan acompañadas de un soporte gráfico mediante la aportación de fotografías.

Conviene que aparezca la identificación de las personas que acompañan a los técnicos. Deberá tenerse especial cuidado e indicarse claramente, todo aquello que es información aportada por los distintos agentes como testimonios ajenos.

8.2.4 Toma de datos y muestras

Deberán describirse todas las actuaciones de naturaleza técnica respecto a:

- Colocación de testigos.
- Toma de muestras.
- Extracción de probetas.
- Toma de datos con medición de geometrías, espesores, diámetros,.... etc.
- Mediciones de temperatura y humedad.

En este apartado no deberá avanzarse ningún juicio de valor.

8.2.5 Análisis y ensayos

Aparecerá en este apartado la descripción breve y concisa de los distintos tipos de análisis y ensayos realizados citando las normas y procedimientos utilizados. Se facilitará los resultados de forma neutra.

En los Anejos, que deberán incorporarse al final del informe, aparecerá la información pormenorizada de lo referente a este apartado.

8.2.6 Cálculos realizados

Se incluirá la relación de los cálculos realizados. Por ejemplo en el aspecto estructural, deberá indicarse las hipótesis consideradas, los coeficientes de seguridad,...etc.

Los listados, tablas y desarrollo de los cálculos deberán incluirse en los Anejos, al final del informe.

8.2.7 Posibles causas

En este apartado se incluirá un análisis equilibrado y razonado de todas las causas y concausas posibles. Deberá realizarse también un comentario de los resultados de los análisis, ensayos y cálculos efectuados.

8.2.8 Recomendaciones de actuación

Se evaluará, en cada caso, la conveniencia de la inclusión de este apartado. En el se podrán dar consejos para clarificar algún aspecto o para alcanzar una solución concluyente, por ejemplo vigilar la evolución de las fisuras para saber si han alcanzado la estabilización, lo que indica que la causa ha dejado de actuar y por tanto se puede comenzar las reparaciones, o por el contrario las fisuras siguen “vivas”, lo que indica que la causa sigue activa y no se puede actuar aún.

También podrá incluirse la recomendación de la realización de un estudio de refuerzo de tales elementos con indicación de posibles formas de realizarlo, etc.

8.2.9 Conclusiones

Este apartado deberá redactarse con sumo cuidado y de forma breve. Las conclusiones deberán numerarse correlativamente y el orden de las mismas deberá evaluarse para que esté en concordancia con su gravedad o importancia.

8.2.10 Hoja de firmas

El informe se finaliza con la firma del mismo, precedida de un texto que dependiendo de si es de un organismo o de un profesional su redacción puede cambiar del siguiente modo:

- **ORGANISMO:** “Este informe consta depáginas,figuras,fotografías yAnejos, todo ello numerado y sellado”.
- **PROFESIONAL:** “ El presente informe, que consta depáginas,figuras,fotografías yAnejos, contiene la opinión del firmante con arreglo a su leal saber y entender”.

9 BIBLIOGRAFÍA

Addleson, L. *Fallos en los edificios (Guide to building failures)*. Madrid. Consejo General de Colegios de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de España. Año 1982.

García Meseguer, Álvaro. *Informes de Patología y de peritaje de estructuras. Seminario S.4 CEMCO-92 XII Curso de Estudios Mayores de la Construcción*. Madrid. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc) Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC). Marzo 1992.

Ortega Basagoiti, L. *La Instrucción de diagnóstico de AENOR*. I Jornadas de Investigación en construcción. Madrid. AMIET. Año 2005.

HUMEDADES EN LA EDIFICACIÓN IMPERMEABILIZACIÓN DE OBRAS ENTERRADAS Y CUBIERTAS

HUMEDADES EN LA EDIFICACIÓN IMPERMEABILIZACIÓN DE OBRAS ENTERRADAS Y CUBIERTAS

- **GENERALIDADES**
- **DISTINTOS TIPOS DE HUMEDADES**
- **DISTINTOS TIPOS DE DAÑOS DE DAÑOS DERIVADOS DE LA HUMEDAD**
- **ESTABLECIMIENTO DE LA RELACIÓN CAUSA EFECTO A LA VISTA DE LOS DAÑOS**

GENERALIDADES

Patología y enfermedad son sinónimos. Cuando se habla de una enfermedad, se atiende a los síntomas que presenta el enfermo, al enfermo en sí mismo y a la influencia que su entorno puede tener sobre el desarrollo y posible curación de la enfermedad de que se trata.

De la importancia del entorno, cabe concluir que la localización del mal geográficamente hablando, puede tener efectos multiplicadores o atenuantes (no es lo mismo un catarro en verano que en invierno, en un lugar caluroso que en una zona húmeda).

Del enfermo en sí mismo, parece evidente aceptar que determinadas enfermedades no le afectan lo mismo a un joven que a un anciano, a poblaciones de mayor riesgo o que estén más débiles que a otras de mejor estado físico.

Los síntomas de la enfermedad pueden ser los mismos en todos los casos, pero probablemente los métodos para curar el mal sean diferentes dependiendo de muchos factores.

En construcción se puede decir otro tanto, y en la patología de humedades, con la incidencia que tienen en la durabilidad de un edificio, no podía ser menos. No importa si aparecen en los muros enterrados, en los cerramientos exteriores o en las cubiertas.

Cuando aparecen humedades en una fachada, el efecto que producen depende del entorno, como en el caso del enfermo: las humedades en zonas costeras, o zonas del interior no se manifiestan de igual modo ni actúan de igual forma debido a la influencia del clima en las edificaciones.

Dependiendo del material del que están contruidos los paramentos, sean de ladrillo, de hormigón o de piedra, los efectos producidos por la entrada de agua serán diferentes y diferentes tendrán que ser los tratamientos a aplicar, igual que distinto sería el comportamiento de un paciente ante una enfermedad según su propia constitución o estado físico.

Se suele decir que el paciente enfermó de la vida, como si la vida misma fuera la primera y principal causa de toda enfermedad.

Siguiendo con el símil, en construcción los sistemas tradicionales de construir son los que originan unas condiciones propicias para la problemática de las humedades, pues se emplean materiales pétreos naturales, con su agua de cantera en mayor o menor cantidad, materiales artificiales, como los ladrillos, que necesitan ser mojados para su colocación, áridos, tanto finos como gruesos, con sus lavados previos correspondientes, morteros, conglomerantes (yesos, cales y cementos) y hormigones, con su agua de amasado y su riego, necesario para el fraguado y curado adecuados, antes de su incorporación a la obra.

Podríamos así hablar de distintos tipos de humedades, teniendo en cuenta su origen:

- Humedades de obra
- Humedades por capilaridad
- Humedades por filtración
- Humedades por condensación
- Humedades accidentales.

Las humedades de obra, provienen de la propia construcción porque no se ha producido un secado suficiente.

Las de capilaridad, provienen del terreno y ascienden por la obra gruesa y los muros de cerramiento.

Las de condensación, se producen al alcanzarse la temperatura de rocío en un punto determinado del cerramiento, pudiendo ser la condensación: superficial, si se manifiesta en la superficie interior, o, intersticial, si se produce dentro de la masa del cerramiento.

Las humedades accidentales, son producidas por la rotura de canalizaciones o conductos de las instalaciones, a veces, difíciles de localizar.



Las humedades debidas a filtraciones, se originan desde el exterior y penetran en el edificio a través de los muros de cerramiento, dependiendo de la situación climática, humedad atmosférica exterior y de la porosidad y capilaridad del material empleado en el cerramiento.

ANÁLISIS Y DIAGNÓSIS

Los efectos producidos por la humedad sobre los materiales de construcción son diversos: los materiales se expanden, sufren deformaciones diferenciales en función de sus características higroscópicas, con manifestaciones parecidas a las deformaciones diferenciales de carácter térmico.

Los materiales cambian de volumen provocando alteraciones en la continuidad del revestimiento en la fachada, descomponiéndose y produciendo sales que afloran al exterior en forma de manchas, salitre y eflorescencias, que terminan por disgregar los morteros, los revocos o el ladrillo visto.

Es importante determinar cuál es la causa origen de la humedad, para mejor estudiar el tratamiento a aplicar en el cerramiento afectado.

Además hay que tener en cuenta que las fachadas no son elementos constructivos continuos, sino que incluyen huecos con los que aportamos ventilación y luz natural al interior del edificio, siendo así, que las carpinterías y otros elementos constructivos que configuran esos huecos, deben merecer especial atención en la fase de proyecto, en cuanto a su comportamiento como factor de intercambio higratérmico entre el exterior y el interior del edificio, sin que de su utilización se deriven causas que pudieran influir en la aparición de humedades en la fachada.

Interesa conocer para el análisis y el diagnóstico de una humedad en fachada:

- La forma de la construcción.
- Las condiciones de exposición a la intemperie.
- Las medidas de protección de la fachada frente a la acción del agua.
- La evolución de la humedad en la fachada después de la lluvia y si es independiente de ella.
- La localización de la humedad en el interior.

Teniendo en cuenta su localización, nos centraremos en las humedades en sótanos y en paramentos verticales o fachadas.

En capítulo aparte trataremos las cubiertas planas e inclinadas.

HUMEDADES EN LOS SÓTANOS

La protección frente a la acción del agua de las edificaciones enterradas merece especial atención en la fase de proyecto. El tratamiento de muros, cimentaciones y soleras debe contemplarse con un enfoque preventivo, ya que este tipo de unidades de obra, al quedar enterradas, resultan prácticamente inaccesibles para intervenir en caso de necesitar reparaciones posteriores.

Por este motivo es fundamental actuar en tres frentes siempre que sea posible: impermeabilización, protección y drenaje, teniendo en cuenta que ninguno de los tres tratamientos sustituye a los demás, sino que deben actuar conjuntamente para conseguir la máxima eficacia en cuanto a proteger la obra enterrada de la acción del agua.

En las humedades en sótanos es conveniente determinar el nivel freático, la naturaleza del subsuelo y las vías de filtración de aguas superficiales, así como considerar la posibilidad de movimientos en el subsuelo.

Las causas que provocan humedades en los sótanos, en principio podrían ser debidas a presión del agua del terreno, entrada de agua por filtración o condensaciones.

La presión del agua del terreno, se alcanzaría por saturación de las sucesivas capas, según su grado de permeabilidad, a causa del agua de lluvia, del riego o de otro origen.

Las entradas de agua pueden producirse a través de las juntas constructivas mal ejecutadas o a través de las grietas producidas por posibles asentamientos del edificio, originados, quizás, por el efecto “lavado” que pueden provocar las aguas subterráneas en la cimentación.

Las humedades de condensación se forman por cambios de temperatura en el interior o por una mala o inexistente ventilación del sótano, lo que favorece la aparición de manchas y hongos.

CAUSAS DE LA HUMEDAD EN SÓTANOS

Las humedades que pueden afectar a los muros, cimentaciones y soleras son de cinco tipos:

- Humedades de capilaridad: ascenso del agua del terreno por tensión superficial, en la obra gruesa y los muros de cerramiento.
- Humedades bajo nivel freático: Penetración del agua por presión hidrostática.
- Humedades de filtración: Penetración del agua de lluvia de escorrentía en el interior a través de los cerramientos, son debidas a diferentes causas, como puedan ser las grietas originadas por cedimientos estructurales o daños en la capa impermeable por falta de protección.
- Humedades de condensación: Licuación del vapor de agua sobre superficies frías por debajo de la temperatura de rocío, debidas a falta de ventilación o ventilación deficiente, en resumen, a fallos en el cálculo de las características higrotérmicas de la obra.

- Humedades accidentales: Las que se producen como consecuencia de la pérdida de agua por roturas en las canalizaciones y tuberías enterradas que están próximas al edificio.

EFFECTOS DE LA HUMEDAD EN SÓTANOS

Se tiene la tendencia a pensar que cuando no hay agua en el terreno no es necesario tratar el muro enterrado, sin pensar que esa situación puede cambiar, con lo que, más allá de las molestias causadas por la aparición de humedades en un edificio enterrado, cuando se presenta el caso, el agua ya ha penetrado a través del muro, provocando daños que pueden comprometer no solo la utilización en su interior, sino incluso la estabilidad de los materiales que integran la unidad de obra afectada.

- Reacciones químicas:

- Carbonatación del hormigón (aumento del pH)
- Corrosión de armaduras por la acción de los cloruros
- Reacciones álcali-ácido
- Lixiviación por arrastre de sales y aparición de eflorescencias
- Acción expansiva de las sales disueltas en agua

- Heladicidad:

- Deterioro de los muros por efecto del aumento de volumen del agua al helarse (> 9 %)

- Efectos mecánicos:

- Aumento del empuje del terreno saturado de agua por presión hidrostática
- Lavado y arrastre de finos modificando el estado de cargas y comprometiendo la estabilidad de la cimentación

Cuando hay agua en el terreno a una profundidad determinada, suele ser debido a la existencia de acuíferos o de corrientes de agua subterránea que tienen un nivel variable que oscila en función del régimen de lluvias o de la influencia de otros elementos en la estabilidad de la masa de agua en el terreno.

Los daños que puede provocar son de destacar en la cimentación, donde se manifiesta en forma de cedimientos y empujes que pueden variar el reparto de cargas y comprometer la estabilidad del conjunto.

Ante esta situación es preciso proteger la construcción enterrada del contacto permanente con el agua del terreno por lo que el drenaje en estos casos no tiene ventajas, salvo por la protección mecánica que aporta a la membrana impermeabilizante. En este supuesto no hay agua que drenar de la lluvia o del riego de un jardín, sino que el agua está en el terreno de forma permanente, con un nivel freático que oscila en función de diferentes factores y que, según

las características del terreno, puede añadir una presión hidrostática sobre la membrana impermeabilizante.

Si el muro presenta humedades porque en su día no se trató o por alteraciones posteriores del estado del terreno, un tratamiento adecuado es la creación de una cámara bufa al interior del muro.

Conviene prever la conducción del agua de drenaje para evitar dirigirla a edificaciones colindantes, mediante sistemas de conexión con la red de saneamiento.

Cuando la solera está en contacto con el terreno existe riesgo de que el agua ascienda a través de los muros de cerramiento por capilaridad. Dependiendo de la cantidad de agua del terreno y de la situación de la edificación, la solera puede verse sometida a empuje hidrostático, presión del agua del terreno hacia la solera de la edificación, por lo que es preciso proteger la obra enterrada de la acción del agua del terreno.

Se puede encontrar agua en el terreno de nivel freático o de acuíferos o escorrentías o simplemente haber alcanzado un nivel de saturación por modificaciones de las capas del terreno al edificar en zonas colindantes o por trabajos de construcción de galerías de servicios o infraestructuras subterráneas bajo la cota de cimentación.

Los efectos se presentan con aparición de manchas de humedad y moho en los zócalos, incluso desprendimiento de revocos y revestimientos en las partes bajas de las paredes interiores.

El tratamiento más adecuado en estos casos se orienta en dos zonas:

- Arranque de muros (corte de humedades de capilaridad)
- Soleras (protección frente a humedades procedentes del subsuelo)

En el arranque de los muros de cerramiento se intercala la banda de corte de capilaridad para asegurar la no ascensión del agua del terreno por la pared.

Se aplica en muros de fábrica de ladrillo, bloques de hormigón aligerado o bloques cerámicos sin comprometer la estabilidad del elemento constructivo.



Cuando la solera no está en contacto con el terreno sino elevada dejando una cámara de aire entre el forjado y el suelo, es suficiente con colocar una banda anticapilaridad en el arranque del muro de cerramiento para impedir que la humedad del terreno ascienda por la pared.

HUMEDADES EN PARAMENTOS VERTICALES O FACHADAS

Centraremos la atención en paredes macizas y paredes con cámara, en las que se den humedades originadas por la lluvia y aquellas otras que no estén relacionadas con la misma.

Los materiales que se utilizan en la construcción de cerramientos verticales son muy variados, dependiendo, entre otras cosas, de su naturaleza, el efecto que la humedad produce en las paredes.

Según el tipo de material de que esté hecho el cerramiento, los síntomas de la aparición y existencia de humedad son diferentes, pero, en general, suelen aparecer manchas de tamaño y situación variable, preferiblemente en la cara interna de las paredes exteriores azotadas por la lluvia.

PREVENCIÓN DE HUMEDADES Y CONDENSACIONES

Ya se ha citado anteriormente la necesidad de analizar en el proyecto estos fenómenos, definiendo la configuración del cerramiento (cámara de aire, aislante, espesores, disposición de los elementos, etc.), en función de los requerimientos que se especifican en la Norma Básica NBE CT vigente, sobre Condiciones Térmicas en los Edificios.

Afortunadamente las mejoras en las viviendas actuales en cuanto a calefacción, aislamiento térmico y ventilación, han contribuido de manera notable a la disminución de los problemas de condensación en los cerramientos, en relación con épocas pasadas.

Sin embargo, podemos observar, que son los actuales edificios con cerramientos en fachada a base de fábrica, especialmente de ladrillo visto, los que se ven afectados en mayor medida por problemas de humedades que tienen su origen en la lluvia exterior.

Los motivos de la aparición de este tipo de problemas en la construcción actual son dos, principalmente:

- Los derivados del cambio en la constitución de los cerramientos.
- Los derivados de la simplificación de elementos constructivos formales en los edificios.

Tradicionalmente el gran espesor de los cerramientos de fábrica era capaz por sí solo de absorber una parte del agua de lluvia y posteriormente cederla de nuevo al exterior, sin que la humedad llegase a la cara interna ni se manifestase de forma permanente al exterior.

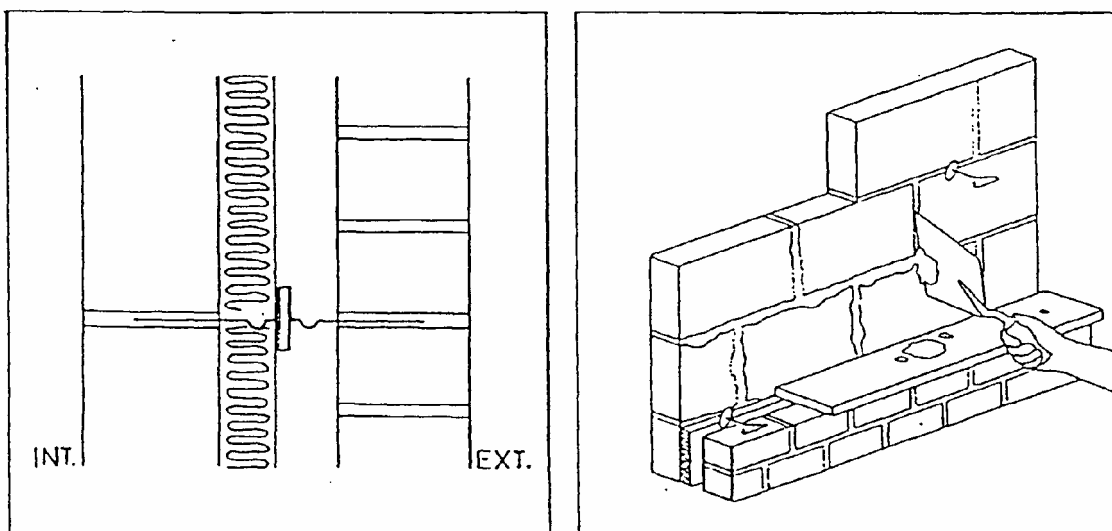
Desde hace ya algunos años, el cambio sustancial de las fábricas, de elemento resistente a no resistente, junto con la transformación de la fachada, de

elemento monocapa en elemento multicapa, ha llevado, fundamentalmente, a que la hoja exterior de ladrillo vea reducido su espesor que, por lo general, será de 10 a 15 cm., y a la presencia de la estructura en la fachada.

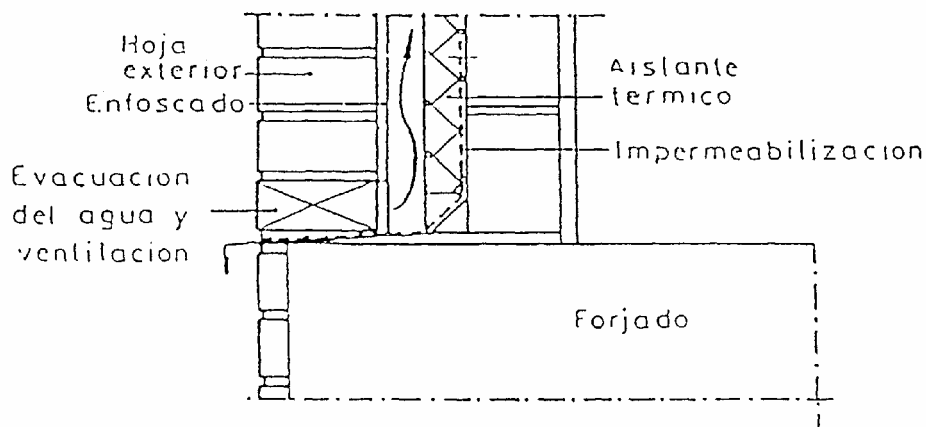
ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS SINGULARES

Deberemos vigilar en el proyecto y posteriormente en la obra, algunos aspectos que permitan compatibilizar las ventajas del adelgazamiento de la hoja exterior del cerramiento, en cuanto a aislamiento térmico se refiere, junto con la no aparición de daños por humedad.

- **Juntas de la fábrica:** En primer lugar deberá prestarse especial atención al correcto relleno de las juntas entre piezas (ladrillos, bloques, etc.).
- **Enfoscado cara interior:** Para hojas exteriores vistas y de espesor menor o igual a un pie (aproximadamente, 25 cm de fábrica), es conveniente especificar el enfoscado de la cara interna de la hoja exterior, incluyendo el espesor (entre 1 y 1,5 cm, aproximadamente).



- **Cámara de aire ventilada:** En fachadas expuestas a la acción conjunta de lluvia y viento se deberá prever una cámara de aire libre de, al menos, 2 cm, entre dicha hoja exterior y la hoja interior, con dos objetivos:
 - corte de capilaridad continuo a la entrada del agua exterior a través del cerramiento.
 - favorecer, siempre que esté ventilada, la salida (por evaporación) del agua absorbida por la fábrica, evitando los riesgos de condensación, cosa que se consigue dejando una llaga abierta cada metro lineal, habitualmente en la primera y la última hiladas de ladrillo situadas entre cada dos forjados o interrupciones horizontales de la fábrica.



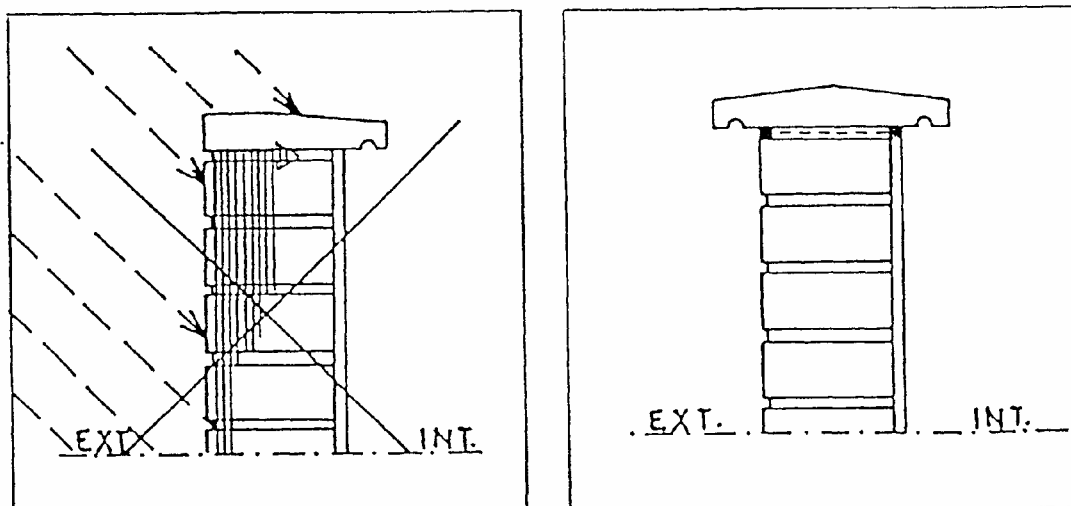
Ventilación de la cámara en fachada

En la actualidad es frecuente la disposición de cerramiento apuntada anteriormente, es decir, hoja exterior de fábrica, aislante térmico y trasdosado interior también de fábrica, bien directamente contra el aislante o dejando una cámara de aire con él.

Para asegurar la estanqueidad al agua, así como para evitar condensaciones interiores, se han desarrollado sistemas que consiste en utilizar un material, tipo adhesivo bituminoso o mortero hidrófugo, como capa impermeable proyectado sobre la cara interna de la hoja exterior, que, al mismo tiempo, sirve para adherir el aislamiento de lana de vidrio en rollos, sobre los cuales, debidamente selladas sus juntas, se dobla interiormente con la fábrica.

Además de los factores que acabamos de analizar, relacionados básicamente con un cambio en la constitución de los cerramientos, existen otra serie de factores, relacionados con una simplificación y/o desaparición de ciertos elementos arquitectónicos (aleros, zócalos, molduras, alféizares, etc.), concretados en una arquitectura de formas, encuentros y huecos muy nítidos, que están favoreciendo la aparición de daños por humedad en las fachadas de algunos edificios.

Algunos de estos elementos arquitectónicos, son los petos de las terrazas y cubiertas, alféizares de las ventanas, jardineras, etc. En general, todos los elementos de fábrica (especialmente ladrillo visto), deberían proyectarse con la parte superior rematada con un elemento de vierteaguas (albardilla, chapa metálica, etc.), como protección frente a la lluvia, con al menos 5 cm de vuelo a ambos lados de la fábrica y provisto de goterón o similar para evitar que el agua resbale por el plano de fachada, y con la suficiente pendiente para evacuar el agua, asegurando el sellado de las piezas entre sí y de dicho elemento de coronación con cualquier otro con el que esté en contacto.



Detalle de coronación de petos

Desgraciadamente, gran parte de la patología en fachadas de fábrica está originada por la inadecuada o inexistente disposición de los detalles constructivos analizados anteriormente.

Dejando aquí aparte los muros de fachada realizados con prefabricados de hormigón y las fachadas de paneles ligeros tipo sandwich, llamariamos la atención sobre las fachadas de ladrillo visto y doble pared con cámara rellena de aislamiento térmico.

TRATAMIENTO GUIA DE HUMEDADES EN FACHADA

La selección del tratamiento adecuado a la hora de resolver un problema de humedades, debe basarse en los siguientes criterios:

1. Dónde está localizado el problema en el edificio: fachada, cubierta, terrazas, sótanos enterrados, etc.
2. Tipo de soporte: ladrillo, hormigón, revoco.
3. Tipo de problema: filtración, condensación, capilaridad,...



PROBLEMÁTICA	SOPORTE	APLICACIÓN
FILTRACIÓN DE AGUA DE LLUVIA A TRAVÉS DEL CERRAMIENTO DE FACHADA	LADRILLO CERÁMICO Y BLOQUE DE HORMIGÓN	Morteros monocapa Revestimientos acrílicos Siloxanos repelentes del agua
	HORMIGÓN	Morteros monocapa Revestimientos acrílicos Siloxanos repelentes del agua
	REVOCO DE CEMENTO	Morteros acrílicos Revestimientos sintéticos Revestimientos plásticos

Mortero monocapa: está constituido por cemento y/o cal, áridos, pigmentos minerales y orgánicos, listo para ser amasado con agua, que se aplica directamente sobre el cerramiento (ladrillo, bloque de hormigón,...), que sustituye al sistema tradicional de enfoscado más pintura. Aporta en una sola capa funciones técnicas (protección frente a la lluvia, golpes, etc.) y estéticas (color y textura).

Mortero acrílico: revestimiento de fachadas en el que se han sustituido el cemento y la cal por resinas acrílicas especiales, que le dan flexibilidad y una gran adherencia sobre todo tipo de soportes, aportando protección frente a la lluvia en distintas texturas y colores.

Revestimiento bicapa: compuesto por una capa base de mortero de cemento y/o cal que protege de la lluvia, los golpes, etc., y una capa de acabado que da textura y color a base de revestimientos sintéticos (morteros acrílicos) o mineralizados (estucos de cal y/o cemento).

HUMEDADES EN CUBIERTAS

Resulta difícil establecer un criterio para determinar la durabilidad de un sistema de cubierta, si bien, más tarde o más temprano, es necesario acometer la renovación parcial o total de la cubierta, independientemente de que se trate de una cubierta plana o de una cubierta inclinada.

Son múltiples y diversas las causas que pueden provocar la crisis del sistema, entendiendo la impermeabilización como parte de un todo, la cubierta, que funciona como un conjunto, integrado por el soporte resistente, el aislamiento

térmico, la propia impermeabilización y la protección final, si la hubiera, elementos que se interrelacionan con sus características peculiares cada uno de ellos.

Por lo general, los puntos singulares de la cubierta, tales como juntas de dilatación, desagües y encuentros con paramentos verticales, son los que suelen presentar más problemas, produciéndose desperfectos que afectan a la funcionalidad del sistema.

La disgregación del material de relleno de la junta de dilatación, debido a envejecimiento del producto, es un fallo muy frecuente.

Los canalones en el borde del alero abombados o con deformaciones denotan la acción del peso del agua, quizás a causa de la pendiente deficiente hacia la bajante.



El efecto producido por la humedad en un paramento que ha sido enfoscado y tratado posteriormente con una pintura asfáltica, al penetrar el agua en el muro acumulándose en el zócalo perimetral, provoca desprendimiento del refuerzo de aluminio, si no ha sido correctamente anclado en el paramento vertical, llevándose con él el enfoscado.

Igualmente, los movimientos producidos en el aislamiento, debido a dilataciones de origen térmico, pueden llegar a provocar el arrastre de la capa de cobertura situada sobre él.

Las cubiertas que tienen como protección un solado de piezas cerámicas para hacer que sean transitables, en zonas de clima continental extremado, sometido a fuertes cambios de temperatura, pueden sufrir alteraciones que provocan incluso la rotura de las baldosas, siendo un punto débil en el sistema de impermeabilización.

Otro tanto puede suceder en las cubiertas inclinadas con la rotura de tejas, provocando filtraciones al interior del edificio, a través del bajo cubierta, pudiendo afectar a la viguería, con graves consecuencias si la estructura es de madera.

PATOLOGIA DE CUBIERTAS INCLINADAS

Las causas generales de patología son:

- Diseño inadecuado.
- Utilización de materiales inadecuados o defectuosos.



- Manipulación o puesta en obra incorrecta.

En general, el método a seguir deberá ser el siguiente:

- Diagnóstico: Necesita una información previa lo más completa posible, que algunos consideran la pre-diagnóstico.
- Reparación: Contemplará necesariamente una serie de actuaciones no exhaustivas sino limitadas, en función, por ejemplo, del plazo de tiempo, o del presupuesto disponible para acometer la reparación.

Defectos en la fase de proyecto

Entre las patologías más corrientes causadas por defectos en la fase de proyecto de la cubierta inclinada o cubierta fría, tenemos las siguientes:

- Ausencia de ventilación en las membranas de las cubiertas con más del 15% de pendiente.
- Aberturas de ventilación en aleros demasiado pequeñas o insuficientes.
- Capa de aislamiento térmico mal dimensionada.
- Membranas impermeabilizantes dispuestas encima del aislamiento, lo que constituye una mala barrera de vapor.
- Falta de protección contra el viento u obstrucción de los poros de la capa aislante, que deberá ser permeable al vapor.
- Falta de barrera de vapor en la cara interior.
- No tener en consideración influencias climáticas locales, tales como la nieve eventual en zonas de alta montaña.
- Pendiente escasa para el tipo de cubrición elegido.
- Pendiente excesiva, lo que provoca el deslizamiento de la capa de cubrición, dejando al descubierto zonas por donde penetra el agua.

Ejecución deficiente

Entre las patologías atribuibles a la ejecución deficiente, tenemos:

- Falta de agarre de las piezas de cubierta en determinadas zonas, por donde puede penetrar el agua al ser removidas por el viento, los pájaros, etc.
- Taponamiento de los orificios de ventilación por escombros de obra.
- Taponamiento de bajantes y canalones.
- Rotura del material de cubrición si se anda sobre él, o se utilizan materiales inadecuados o sin juntas de dilatación entre sus piezas.

Todo esto, sin entrar en fallos de la estructura, que al estar relacionados con el soporte, muros, empujes laterales, suponen una actuación de más alcance, que entra de lleno en el campo de la rehabilitación de edificios.

En cualquier caso, toda la tipología de fallos en cubiertas, relacionados con la humedad se podría evitar o, cuando menos minimizar, en daños y en coste, con operaciones más o menos sencillas y más o menos periódicas, que garanticen un mantenimiento mínimo que permita la conservación del sistema constructivo, en beneficio del confort y la calidad de vida del usuario.



PATOLOGIA DE CUBIERTAS PLANAS

Son numerosos los estudios estadísticos sobre defectos y patologías más frecuentes en la construcción, y su repercusión económica. Pero sobre todo es más significativa la estadística que revela la verdadera incidencia económica que tendría en la obra nueva, el tomar las precauciones debidas en el Proyecto, Producto y Puesta en obra, el secreto de las tres "P", para evitar la aparición posterior de fallos y los daños que se originan.

Pensemos que la impermeabilización representa apenas un 2% del coste total del edificio, si éste es de una planta, y de un 0,25% si es de ocho plantas.

Por otra parte, el coste de la membrana impermeabilizante, rara vez supone más del 30% del valor de todos los elementos que componen la cubierta (aislamiento, formación de pendientes, protección), por lo que, el costo de las láminas en relación con el costo de la totalidad de la cubierta o del edificio, es relativamente pequeño.

El ahorro temerario en la selección del sistema más eficaz y adecuado a las solicitudes del diseño funcional, puede ocasionar daños y molestias al usuario del edificio, así como graves inconvenientes al arquitecto que lo proyectó, al constructor que lo ejecutó y al aplicador que instaló el sistema de impermeabilización en la cubierta.

Las causas de las lesiones más frecuentes son:

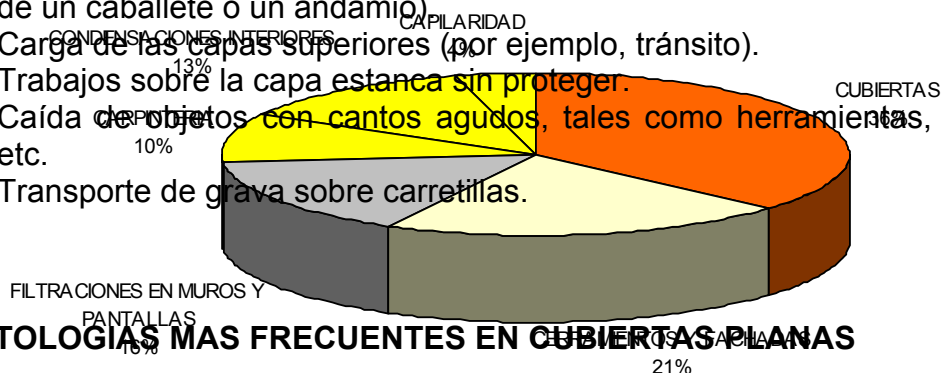
- Defectos de proyecto.
- Defectos de ejecución.
- Defectos de materiales.
- Defectos de utilización.
- Acción del medio ambiente agresivo.

Según estudios estadísticos realizados por diferentes organismos, del seguimiento realizado a siniestros en la edificación, en valores aproximados, se puede establecer que:

- El 68 % de los casos estudiados corresponden a edificios de viviendas.
- El importe de las reparaciones de estos daños representó el 55,5% del costo total.
- La distribución de los daños por el coste de las reparaciones muestra que, el 50% del importe total, se atribuye a la estanqueidad en los edificios.

Tanto los revestimientos asfálticos como los plásticos, pueden sufrir daños debidos a:

- Envejecimiento térmico (Rayos U.V.).
- Cargas puntuales excesivas (por ejemplo, presión concentrada de los pies de un caballete o un andamio).
- Carga de las capas superiores (por ejemplo, tránsito).
- Trabajos sobre la capa estanca sin proteger.
- Caída de objetos con cantos agudos, tales como herramientas, baldosas, etc.
- Transporte de grava sobre carretillas.



PATOLOGÍAS MAS FRECUENTES EN CUBIERTAS PLANAS

❑ **Entrada de agua en zonas próximas a recogida de aguas.**

Tiene su origen en la mala disposición de los desagües en cubierta. Se manifiesta en forma de charcos junto al sumidero, que posibilita la entrada de agua a través de cualquier punto débil en la adherencia de la membrana a la cazoleta .



❑ **Entrada de agua por la piedra de coronación del peto.**

Principalmente a través de las juntas de unión de piedra con piedra. Las dilataciones y contracciones térmicas, deterioran el material de rejuntado, provocando la entrada de agua, mayor aún si la piedra no dispone de pendiente.

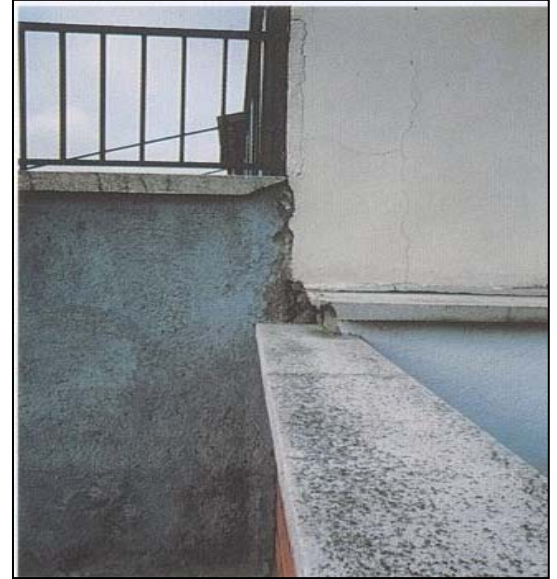
❑ **Manchas de eflorescencias en antepechos de ladrillos a cara vista.**

Cuando se rematan estos petos de ladrillo a cara vista con una hilada de ladrillo colocada a sardinel, quedan expuestas al agua muchas juntas del llagueado correspondiente, que pueden absorber agua que al evaporarse arrastra sales solubles, que precipitan sobre el ladrillo produciendo las manchas.

❑ **Grietas verticales en el peto.**

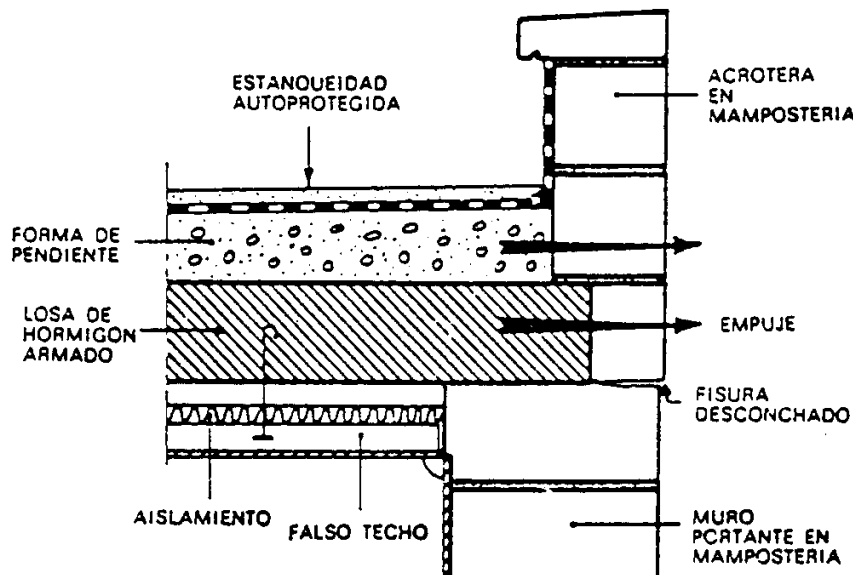
Cuando dicha obra de fábrica no es capaz de resistir los esfuerzos mecánicos a que está sometida por las dilataciones y contracciones térmicas, problema a veces agravado por el poco espesor de la pared y la consiguiente escasa resistencia e inercia térmica de la misma, es decir, la facilidad para calentarse y enfriarse con cierta rapidez, por lo que los cambios térmicos provocarían la rotura.

Este tipo de roturas suele estar producido también por la falta de traba entre los ladrillos que componen el antepecho de coronación.



❑ **Grietas horizontales en la base del peto.**

Es evidente que los efectos térmicos en una cubierta dependen de la zona climática en la que nos encontremos, pudiendo con el diseño modificar los efectos que produce la acción climática sobre la cubierta.





Las dilataciones térmicas producen aumentos volumétricos en el material, que al verse limitado en su perímetro produce un empuje que además de depender del salto térmico, aumentará su efecto en función de lo grande que sea el paño horizontal contiguo al peto, de manera que, a mayor magnitud del paño, mayor empuje lateral contra el peto, provocando casi siempre el desplazamiento del hormigón de pendientes hacia el peto, rompiéndolo si no se ha previsto antes una junta de dilatación perimetral, que absorba dicho empuje.

Es digno de comentario, que ni el detalle de encuentro con faldón de las Normas Tecnológicas ni el de la Norma Básica para materiales bituminosos, recoja la necesidad de dicha junta perimetral.

❑ **Agua ocluida en el soporte.**

Es el agua incorporada durante la construcción del soporte base.

Puede ser también agua de lluvia infiltrada después de la ejecución del soporte base, y antes de la aplicación de la impermeabilización.

También puede proceder de la humedad ambiente que atraviesa el soporte base, depositándose en forma de condensación en la cara interior de la membrana o en el propio soporte base o formación de pendientes, si alcanza el punto de rocío.

Este agua ocluida en el soporte base de la impermeabilización, cuando se caliente, tenderá a empujar la membrana impermeabilizante, y en el caso de láminas autoprotegidas, vistas de terminación, provocarán ampollas, que con los ciclos calor/frío, día/noche, producirán la fatiga del material, hasta romperse.

Es necesario evacuar esa humedad ocluida, bien antes de instalar la membrana impermeabilizante, bien incorporando chimeneas de ventilación al instalarla.

La Norma Tecnológica señala una unidad por cada 50 m² de cubierta a ventilar.

❑ **Entrada de agua por las zonas de salida a la cubierta (terrazas transitables).**

Es obligado un mínimo de 20 cm. de entrega en paramentos verticales de la membrana impermeabilizante. En el caso del peldaño de puertas de acceso a la cubierta, si esta cota es inferior, se debilita la entrega posibilitando la entrada de agua por el umbral.

❑ **Defectos en el pavimento/solado.**

Si se produce el movimiento-desplazamiento de las baldosas del soldado de la terraza, bien por incapacidad de las baldosas para absorber los movimientos producidos por deformación térmica al estar recibidos a hueso, o bien por calentarse y enfriarse bruscamente, las baldosas terminan por desprenderse del soporte.

A veces, dichas piezas cerámicas terminan por romperse si son heladizas, aunque pueden romperse debido a movimientos de rotura en toda la cubierta.

Si la rotura no es superficial, sino que se manifiesta en todas las capas, puede verse afectada la membrana impermeabilizante.

Si la rotura es solo superficial, puede ser debido a la utilización de morteros de agarre poco plásticos, que "al tirar" fracturan la baldosa.

❑ **Juntas de pavimento deterioradas.**

Para sellar el pavimento a base de baldosas, se debe utilizar una masilla elástica, capaz de absorber los movimientos diferenciales y que no envejezca prematuramente como consecuencia de la acción térmica.

Caso contrario, el material de sellado de la junta se endurecerá pronto, cuarteándose hasta vaciar poco a poco la junta.

❑ **Grietas en el forjado soporte de la cubierta.**

Problema que se detecta por el marcado de viguetas, debido fundamentalmente a las dilataciones de origen térmico.

Si la formación de pendientes se echa directamente sobre el forjado, y además alguna de las juntas de dilatación coincide con alguna de las viguetas del forjado, al dilatarse la cubierta, arrastrará a esta vigueta manifestándose en el techo la citada grieta.

En el soporte base de la impermeabilización, se debe hacer un despiece en paños, de superficie entre 25 y 100 metros cuadrados, para evitar movimientos excesivos del mismo, que no se puedan compatibilizar con la lámina impermeabilizante.

❑ **Humedades en el techo de la última planta "sin haber llovido".**

Este tipo de problema se presenta en lugares en los que debido a la existencia de puentes térmicos o una desigual orientación de la cubierta, se producen unas zonas frías en el techo, manifestándose la correspondiente humedad de condensación.



❑ **Fallos en la continuidad de la ventilación y en la junta perimetral de azoteas ventiladas.**

La característica principal de este tipo de cubierta es la comunicación entre la cámara de aire y la zona perimetral ventilada.

CONCLUSIONES

En resumen, en base a los datos de que disponemos, podemos afirmar que las lesiones en los edificios, no se producen por el deterioro de los materiales, como cabría pensar en un principio, ni por la acción de un medio agresivo y contaminante, sino que fundamentalmente las lesiones se producen en fase de proyecto y de puesta en obra, de ahí la importancia que tiene el estudio en profundidad de todos los factores, tanto técnicos como constructivos, que intervienen en el planteamiento y resolución de las cubiertas de los edificios y los cerramientos verticales, debiendo el proyectista adoptar en cada caso las soluciones técnicas más adecuadas.

Por otra parte, y para terminar, recordar que el Código Técnico de la Edificación, de reciente entrada en vigor, recoge las exigencias básicas que deben cumplir los edificios, tanto de obra nueva como de reforma o de rehabilitación.

La primera parte está dedicada a los criterios exigenciales (cumplimiento de los requisitos básicos de la L.O.E., según la DPC 89/106) y la segunda parte incluye los criterios prestacionales (articulado dedicado a los distintos materiales utilizados y sus aplicaciones).

En concreto en lo que se refiere al requisito de Salud, Higiene y Protección del medio ambiente se desarrolla el documento básico DB HS, Salubridad, que en su sección HS-1, Protección frente a la humedad, contempla todo lo relativo a la protección frente a la acción del agua de cuatro áreas diferenciadas: muros, suelos, fachadas y cubiertas.

No obstante, el detalle de los materiales adecuados para cada aplicación y sus características específicas se describen en los Documentos Reconocidos, que son documentos no reglamentarios que se están elaborando, en los que se incluyen las soluciones constructivas contrastadas y sancionadas por la práctica para asegurar el cumplimiento de los requisitos esenciales.

CASOS PRÁCTICOS Y ACTUACIONES DE DIAGNÓSTICO. REVESTIMIENTOS INTERIORES, VERTICALES Y HORIZONTALES. Parte II.

Esperanza MENÉNDEZ MÉNDEZ¹

¹Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" (CSIC)

1. INTRODUCCIÓN:

Los materiales presentes en los cerramientos interiores presentan en ocasiones alteraciones debidas a diferentes orígenes. Estas alteraciones están influenciadas por distintos factores referentes a las características de los materiales, a su diseño o a su puesta en obra.

Pueden diferenciarse dos grandes bloques relativos a los procesos de alteración observados, más frecuentemente, en los materiales de revestimientos interiores en edificación:

- Alteraciones asociadas con el proceso de fabricación de los materiales.
- Alteraciones asociadas con la selección, puesta en obra, interacción con otros materiales o presencia de agresivos.

Alteraciones asociadas con la fabricación de los materiales: En general, el deterioro asociado con una mala fabricación de materiales suele ser menos frecuente que los debidos a una mala selección, una defectuosa puesta en obra o el efecto de los agresivos.

Por su parte, la mayor parte de los materiales empleados en los revestimientos interiores están sometidos a controles sistemáticos de calidad y a pliegos de condiciones técnicas que establecen unas determinadas propiedades encaminadas a garantizar la calidad de éstos.

Así mismo, en los pliegos de condiciones técnicas, generalmente, se establecen unas calidades mínimas que se han de controlar durante la ejecución de la obra.

Alteraciones asociadas con la selección, puesta en obra, interacción con otros materiales o presencia de agresivos: Lo principal en las alteraciones relacionadas con estos procesos de deterioro es la correcta diagnosis de los mismos. Para ello han de realizarse, también correctamente, las diferentes etapas para llegar a la diagnosis. Así mismo, una correcta diagnosis del origen del daño establece la base para tomar las decisiones adecuadas para una determinada actuación sobre los materiales alterados y su posible reparación.

Las fases relativas al estudio de este tipo de alteraciones serían básicamente las siguientes:

- Análisis general de la patología aparecida en el material en el entorno en el que está situado.
- Análisis de los factores de la estructura que pueden afectar a la presencia de alteraciones observadas en los materiales.
- Planificación y realización de la toma de muestras. Estas muestras han de ser representativas tanto del tipo de deterioro como del fenómeno observado.
- Realización de los ensayos y determinaciones necesarias para analizar los posibles procesos que se estén produciendo en el material.
- Diagnosis del fenómeno de deterioro asociado con el daño aparecido en el material.
- Análisis de los posibles procesos de reparación aplicables a los materiales afectados por la degradación.

También hay que señalar, la importancia de analizar el fenómeno de la alteración de los materiales a la vez que el comportamiento de la estructura.

2. CASOS PARTICULARES DE DETERIORO:

Como casos particulares de análisis se presentan tres tipos de alteración, asociados con distintos procesos de degradación. Los tres casos prácticos corresponden a degradación de pavimentos, en el interior de edificios, por una mala selección de materiales, por una mala ejecución y, por último, por la presencia de agentes agresivos externos. Si bien, en todos los casos hay más de un proceso implicado, también existe una elección inadecuada de materiales o de la calidad de los mismos.

2.1 Deterioro del pavimento de hormigón con un tratamiento superficial a base de resinas

La patología observada consistía en la aparición de escamaciones en forma de conos en la superficie de un pavimento de hormigón sobre el que se había aplicado un recubrimiento a base de resinas. Las escamas se desprendían de forma deslocalizada en toda la superficie del pavimento. Las dimensiones de las escamaciones correspondían a unas dimensiones aproximadas de 1,5 cm. de profundidad y un diámetro de aproximadamente 3 cm, en la superficie exterior.

El pavimento correspondía al aparcamiento del edificio. Debido al uso de este pavimento se aplicó sobre la losa de hormigón una capa de rodadura a base de resinas. Esta capa se realizó cuando el hormigón estaba todavía húmedo. Las escamaciones aparecieron aproximadamente después de 7 meses desde la fabricación del pavimento.

Además de las escamaciones, se observó un líquido de aspecto gelatinoso en algunas zonas del mismo en la superficie del pavimento.

Muestras para análisis:

Las muestras seleccionadas para el análisis de la patología observada fueron las siguientes:

- Escamas: Se tomaron varias muestras de escamas de las desprendidas del pavimento.
- Testigos de hormigón: Estos testigos comprendían la capa de rodadura y una parte significativa del hormigón de la losa. Se tomaron de zonas alteradas y de zonas en las que la capa de rodadura empezaba a ahuecarse.
- Gel: Muestras de líquido con aspecto de gel que aparecía en la superficie del pavimento.

Ensayos realizados – Diagnósis:

Con el fin de diagnosticar el deterioro observado se realizaron diferentes ensayos y determinaciones. Los resultados obtenidos fueron fundamentalmente los siguientes:

- Composición química del líquido tipo gel: Se analizó, por medio de fluorescencia de rayos X, obteniéndose una composición muy rica en silicio y álcalis, especialmente potasio. En la Tabla 2.1 aparece la composición aproximada del gel.

Tabla 2.1. Composición del gel.

	SiO ₂	K ₂ O	Na ₂ O	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO
Composición	59,4%	25,7%	7,4%	2,1%	1,5%	1,1%

- Observaciones macroscópicas: En la parte inferior de las escamas se observó, en todos los casos, productos de aspecto más o menos gelatinosos sobre la superficie de un árido de color oscuro.

Al cortar alguno de los testigos, por la zona donde aparecía una escamación incipiente, se observaron áridos aparentemente alterados, con productos de aspecto gelatinoso en la interfase con la pasta cementante. Estos áridos alterados aparecían siempre a una distancia de entre 1,5 – 2,5cm. de profundidad, desde la superficie de la capa de rodadura. En la Figura 2.1.1 aparece el aspecto de un árido alterado, a partir del que se forman fisuras hacia la superficie.



Figura 2.1. Corte de un testigo de hormigón con un árido alterado.

- **Análisis por difracción de rayos X:** Se analizaron los áridos alterados que aparecían en la parte inferior de las escamas desprendidas del pavimento; obteniéndose, en todos los casos, una composición similar. La composición fundamental de los mismos era cuarzo con feldespato y micas; asociándose con áridos de carácter granítico.
- **Análisis por microscopía óptica y microscopía electrónica combinada con microanálisis por energías dispersivas de rayos X:** En la parte interior de las escamas se observaron áridos alterados con geles y productos microcristalinos. Estos áridos eran similares a los áridos alterados que generaban la formación de fisuras en los testigos.

En el análisis por microscopía electrónica, se observó la microestructura de los productos de alteración, encontrándose geles y microcristales asociados con el desarrollo de la reacción sílice-álcali. Un aspecto del gel masivo, con una composición rica en silicio y potasio, aparece en la Figura 2.1.2, mientras que en la Figura 2.1.3 aparece el aspecto de los microcristales denominados tipo aguja, que tienen una composición muy rica en sodio.

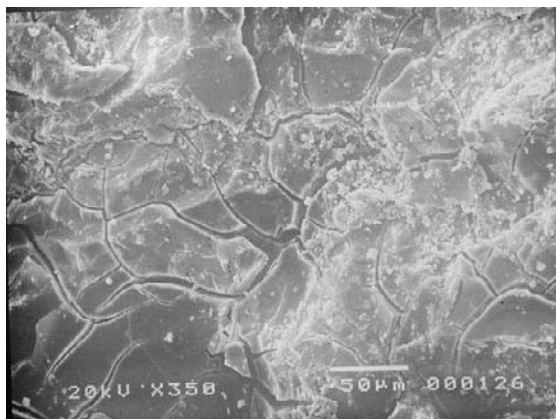


Figura 2.2. Gel masivo.



Figura 2.3. Cristales tipo aguja.

De acuerdo con los resultados de los ensayos realizados se diagnostica que las alteraciones observadas son debidas al desarrollo de la reacción sílice-álcali. Esta reacción tiene un carácter expansivo y los geles de reacción producen con esta expansión la formación de fisuras, finalmente se provoca el desprendimiento de conos en la superficie del pavimento.

Las escamaciones se producen a una distancia crítica de la superficie y en áridos con un tamaño determinado. La profundidad desde la cual se inicia la expansión, que produce el desprendimiento de escamas en el pavimento, es de aproximadamente de 1,5 – 2,5 cm. Por su parte, el tamaño de los áridos que producen la fisuración es de aproximadamente 1 – 1,5 cm. Estas características se asocian con un fenómeno que se produce en hormigones con un elevado grado de humedad, en el que no es posible la evaporación de la humedad por la aplicación de una capa exterior a base de resinas. Además, este fenómeno se produce con un tamaño mínimo de árido y una distancia específica desde la superficie, para que la fisuración asociada con la expansión producida en su alteración pueda producir la rotura del hormigón y el desprendimiento de escamas cónicas.

Posibles actuaciones y reparaciones: En principio la reacción sílice-álcali se seguirá produciendo siempre que exista agua disponible para la reacción, áridos reactivos y álcalis en disolución. En este

sentido, podría suponerse que el fenómeno se seguirá produciendo en el pavimento mientras que existan áridos con las características adecuadas.

Las posibles actuaciones y reparaciones sobre este pavimento serían, en primer lugar, la limpieza de las zonas escamadas y eliminación de las escamaciones incipientes. En segundo lugar, la eliminación del exceso de humedad de la losa de hormigón. Y, posteriormente, se aplicaría una nueva capa que cubriera completamente el pavimento y que produjese una nueva superficie adecuada para el uso previsto.

2.2 Deterioro de un enlosado compuesto por mármol verde Máchale y mármol blanco

La patología observada, se produce en el pavimento de un establecimiento hotelero situado junto a la playa, que está realizado con una combinación de mármol verde Macael y mármol blanco.

La alteración se observó solamente en algunas placas del mármol verde Macael, y, en ningún caso, en el mármol blanco. En algunas de las placas de mármol verde se observó la aparición de eflorescencias en forma de polvo blanquecino y pérdida de brillo con intensidad diversa de unas a otras. Las alteraciones se observaron, fundamentalmente, en el pavimento y no en los rodapiés situados al lado de las placas alteradas y constituidas por el mismo material.

Durante la visita de inspección se observaron, además de las eflorescencias sobre algunas placas de mármol verde, la forma de colocación de las mismas. Éstas estaban colocadas sobre un lecho de arena sobre el que se había aplicado el mortero de agarre del mármol. Tanto en el lecho de arena como en el mortero se observó una importante cantidad de humedad.

En la Figura 2.4 y en la Figura 2.5 aparecen, respectivamente, una imagen general en la que se puede observar mármol verde alterado y mármol blanco sin alterar, y una imagen de detalle de las eflorescencias sobre una placa de mármol verde alterado.

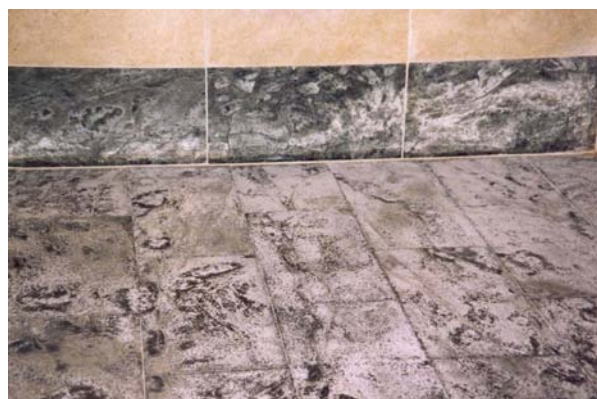


Figura 2.4. Aspecto general del pavimento.



Figura 2.5. Zona de alteración con eflorescencias.

Muestras para análisis:

Las muestras para el análisis de la patología observada fueron las siguientes:

- Muestras de mármol verde donde se observaba aparición de eflorescencias.
- Mortero de agarre y arena de la base del solado.
- Polvo blanco correspondiente a las eflorescencias.
- Muestras de mármol verde no colocado y con una coloración más intensa que las alteradas.

Ensayos realizados – Diagnósis:

Se realizaron diversos ensayos, tanto de caracterización de los materiales, como de análisis de los productos de alteración. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Análisis por espectroscopia de infrarrojos del denominado mármol verde Macael: En el análisis de este material se observó que correspondía a una serpentina, roca metamórfica formada fundamentalmente por antigorita y, cantidades variables de dolomita, calcita, arcillas y magnetita.
- Determinación de la absorción de agua y densidad aparente: Se analizaron estas propiedades en mármol verde de color más claro y alterado, y en mármol verde que no había sido colocado y presentaba una coloración mucho más uniforme y oscura.

Se encontró una absorción de agua significativamente mayor en el mármol más claro alterado, y una densidad aparente algo menor también en éste. En la Tabla 2.2 aparecen los resultados obtenidos.

Tabla 2.2. Absorción de agua y densidad aparente del mármol verde más claro y más oscuro.

Muestra	Absorción agua	Densidad aparente
Mármol verde claro – Alterado	0,12%	2,71
Mármol verde oscuro – No colocado	0,47%	2,66

- Análisis de la cantidad de humedad de la arena y del mortero: Se determinó el contenido de humedad en muestras del agua de la arena del lecho bajo el pavimento y del mortero de agarre de las baldosas. En todos los casos se observó una importante cantidad de humedad en ambos materiales, especialmente elevada en la arena.
- Análisis de las sales solubles de la arena y del mortero: Se determinaron las sales solubles presentes en el lecho de arena y del mortero de agarre. Para ello se sometieron las muestras a una lixiviación en agua destilada, con una relación 1:1.

Los resultados obtenidos indicaron una importante presencia de cloro, sulfato, calcio, potasio y sodio. La concentración de estos iones era algo mayor en el lixiviado de la arena con relación al mortero. Se puede observar que los iones encontrados coinciden fundamentalmente con los presentes en el agua de mar.

- Análisis por microscopia óptica y microscopía electrónica combinada con microanálisis por energías dispersivas de rayos X de las eflorescencias y de los productos de alteración: En el análisis por estereomicroscopía se observó que las eflorescencias estaban formadas por cristales con aspecto de placa y pequeños cristales más o menos redondeados que formaban núcleos.

En la observación por técnicas de microscopia electrónica se identificaron distintos tipos de productos más o menos cristalinos, asociados con los siguientes compuestos:

- Cristales pequeños de aspecto redondeado muy ricos en calcio, y que se asocian con el carbonato cálcico.
- Cristales planos con forma tabular, asociados con sulfato cálcico y sulfato potásico.
- Pequeños cristales más planos asociados con cloruro sódico y cloruro potásico.

Estas cristalizaciones se asocian con la penetración de agua con sales de cloruro, sulfato y carbonato, que se corresponderían con el agua de mar.

En la Figura 2.6 aparece un aspecto de las cristalizaciones correspondientes a las eflorescencias aparecidas como producto de alteración en las placas de mármol verde de color bastante claro.

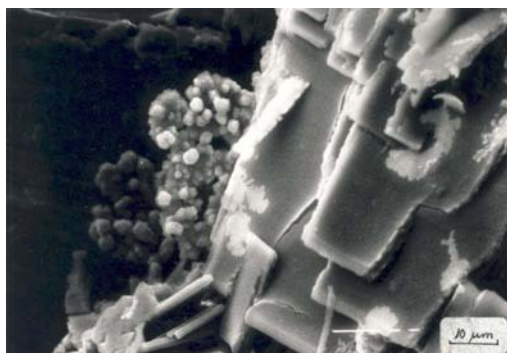


Figura 2.6. Cristalizaciones de las eflorescencias.

Las alteraciones observadas, con la formación de eflorescencias, aparecen principalmente en las placas del denominado mármol verde Macael, especialmente en las de color verde más claro y con más vetas. Estas cristalizaciones parecen proceder del lecho de arena, que presenta una elevada humedad y el mismo tipo de sales que las eflorescencias. Debido a la composición de las mismas, se puede suponer que el lecho de arena estaba contaminado, al menos en algunas partes del pavimento, con agua de mar; que por capilaridad ascendería por los materiales hasta cristalizar en la superficie del mármol verde más vetado.

En este sentido, hay que destacar que se produce una mayor alteración en las placas de mármol que tienen una composición más irregular, característica lógica en una piedra natural, y que por tanto tiene una mayor facilidad para que las sales asciendan y cristalicen en la superficie. También hay que indicar que el hecho de que el mármol blanco no presente alteraciones se asocia con una mayor compacidad de éste y una menor porosidad y absorción de agua.

Posibles actuaciones y reparaciones:

Cualquier tipo de actuación ha de implicar la retirada de las piezas dañadas y un saneamiento del lecho de arena en las zonas reparadas, sustituyendo éste por una arena seca y exenta de sales. Posteriormente, se instalarían nuevas losas de mármol procurando, en la medida de lo posible, que éstas sean de un material más denso y con menor absorción de agua.

Por su parte, es de suponer que las zonas que hasta ahora no han presentado alteración, correspondientes al mármol blanco, no vayan a presentarla en el futuro. Si bien, hay que tener en cuenta que el lecho de arena debajo de estas baldosas podría estar, así mismo, contaminado con agua de mar; y pasado el tiempo podrían empezar a aparecer eflorescencias en la superficie de las baldosas. En este caso, también habría que proceder a la sustitución de éstas, previa una limpieza del lecho de arena.

2.3 Deterioro de un pavimento de hormigón coloreado utilizado en un edificio industrial

La patología aparecida en un pavimento industrial coloreado superficialmente correspondía a un aumento de rugosidad en determinadas zonas, pérdida de material en éstas y decoloración más o menos intensa. El edificio estaba destinado a un uso industrial, en el que se manipulaban alimentos, y por tanto, se hacía circular sobre el pavimento grandes cantidades de agua que, además contenían residuos, conservantes, etc.

El deterioro del pavimento se observó, fundamentalmente, en las zonas donde el agua potencialmente agresiva estaba más frecuentemente en contacto con éste.

La intensidad de la alteración se manifestaba en el pavimento con una decoloración de la superficie del hormigón, que originalmente tenía una coloración verde intensa. En la Figura 2.7 aparecen tres testigos en los que puede observarse la coloración original en la superficie (Nº 3), una superficie con alteración aparentemente media (Nº 1) y una superficie con una alteración aparentemente elevada (Nº 2).

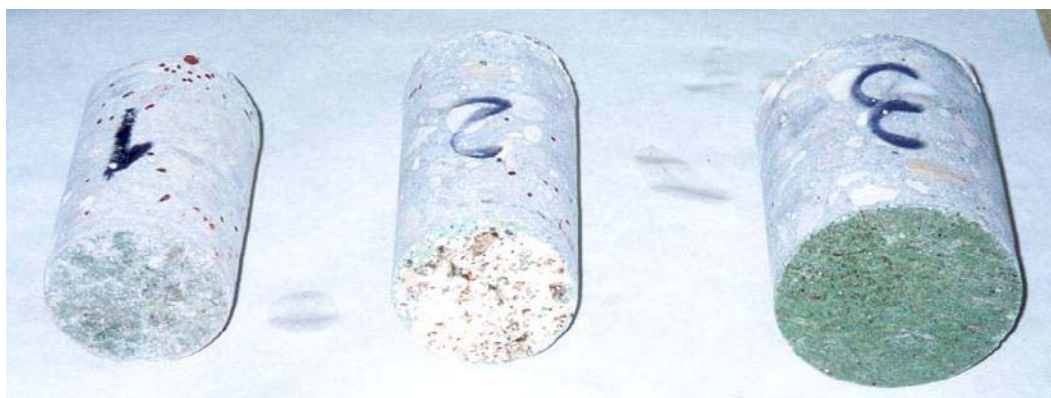


Figura 2.7. Testigos en los que se aprecia el grado de alteración de la superficie en cada caso.

Muestras para análisis:

Se tomaron las siguientes muestras para su análisis:

- Testigos de hormigón: Se tomaron diversos testigos de hormigón procedentes de zonas con distintos grados de alteración aparente. En las diferentes zonas la coloración y la rugosidad superficial presentaban un aspecto más o menos degradado.
- Aguas potencialmente agresivas: Se recogieron distintas muestras del agua que circulaba por el pavimento en distintos momentos de las actividades habituales en el edificio.

Ensayos realizados – Diagnósis:

Los ensayos realizados con el fin de analizar el origen de la degradación observada fueron los siguientes:

- Análisis de las características del agua potencialmente agresiva: Se analizaron diversas muestras del agua que circula, en distintos momentos del día, sobre el pavimento alterado. Para ello se determinó el pH, la cantidad de álcalis (sodio y potasio), así como el residuo seco a 105°C y 1000°C. En la Tabla 2.3 aparece el resultado medio de los parámetros analizados.

Tabla 2.3. Características medias del agua potencialmente agresiva.

	pH	K ⁺	Na ⁺	Res. seco (105°C)	Res. seco (1000°C)
Concentración media	6,7	323 ppm	1380 ppm	6 g/l	0,62 g/l

El pH es ligeramente ácido y el contenido en álcalis relativamente elevado. Por otra parte, se observa un importante descenso de residuo seco a 1000°C con relación al residuo seco a 105°C.

- Determinación de compuestos cristalinos mayoritarios mediante difracción de rayos X: Se analizaron los compuestos cristalinos mayoritarios en la parte interior del hormigón y de la parte superficial de éste, en testigos de hormigón con distinto grado de alteración aparente y sin alteración.

En la parte interior del hormigón, con los distintos grados de degradación, no se observaron diferencias significativas en la composición. Por su parte, en la zona superficial del hormigón sí se observaron diferencias importantes; especialmente en lo relativo a la práctica desaparición de la portlandita en el hormigón, en mayor medida cuanto mayor es la degradación del hormigón.

- Análisis por porosimetría de intrusión de mercurio: Se analizó la parte superficial del hormigón con distintos grados de alteración, observándose un importante aumento de la porosidad y una disminución de la densidad cuanto mayor degradación presentaba el pavimento. En la Tabla 2.4 aparece la porosidad total y la densidad de los hormigones con distinto grado de alteración.

Tabla 2.4. Porosidad total y densidad del hormigón con distinto grado de alteración.

	Porosidad total (%)	Densidad (g/ml)
Hormigón sin alterar	8,08	2,23
Hormigón con alteración media	8,36	2,32
Hormigón con alteración elevada	14,44	2,05

- Análisis por estereomicroscopía: Se observaron distintas muestras de hormigón, procedentes de testigos con distintos grados de alteración. Se observó que el espesor de la parte coloreada del hormigón, en las zonas no alteradas, era de entre 1,5 – 3mm.; mientras que en el hormigón alterado la parte coloreada se difuminaba hacia el interior adquiriendo una coloración amarillenta en lugar de verde.

Por su parte, la superficie exterior aparecía más rugosa cuanto mayor era la alteración, observándose, así mismo, la pérdida parcial de la pasta cementante en la interfase con los áridos, pudiendo producirse un desprendimiento más fácil de éstos.

- Análisis mediante microscopia electrónica combinada con microanálisis por energías dispersivas de rayos X: En el hormigón no alterado se observó una capa muy compacta en la superficie correspondiente a una zona carbonatada de aproximadamente 200 µm, debajo de la cual la

microestructura presenta un aspecto normal. Por su parte, en el hormigón alterado se observó una desaparición de parte del material de la superficie, especialmente de la zona carbonatada, además la pasta cementante presentaba un aspecto alterado, más rugoso y con las interfases árido-pasta alteradas. Este tipo de alteraciones de la pasta cementante se observó también en zonas más internas del hormigón, hasta aproximadamente 3cm. de profundidad. Estas alteraciones son más importantes cuanto mayor es la degradación aparente de la superficie en las que se observaba una decoloración asociada.

En la Figura 2.8 aparece el aspecto de la microestructura de la zona superior del hormigón en una zona no alterada; y en la Figura 2.9 y Figura 2.10 se recogen, respectivamente, el aspecto de la parte superior de una zona de hormigón con alteración media y una zona de hormigón con alteración importante.

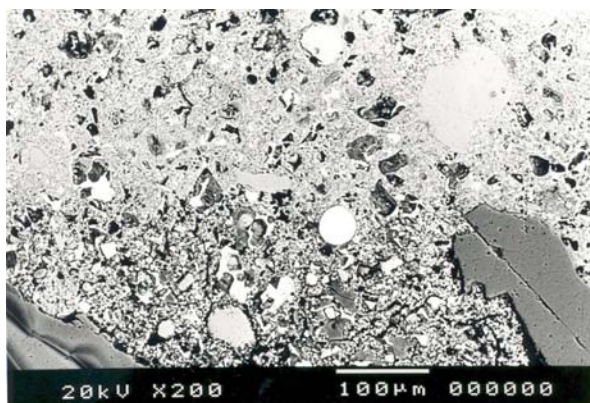


Figura 2.8. Aspecto de la zona superior del hormigón sin alterar.

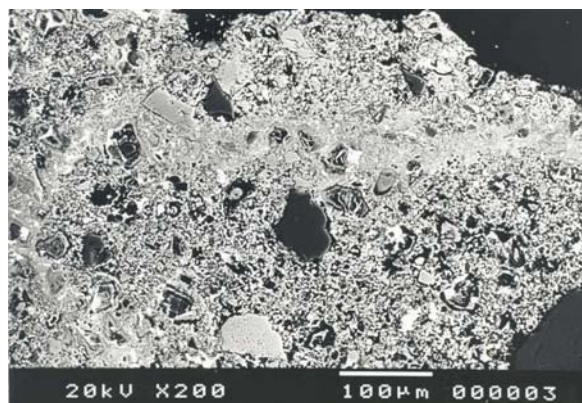


Figura 2.9. Aspecto de la zona superior del hormigón con una alteración media.

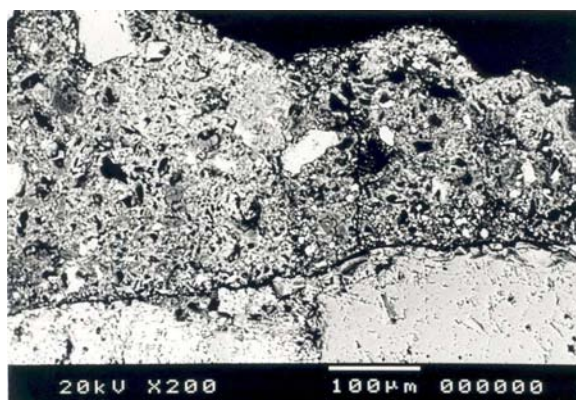


Figura 2.9. Aspecto de la zona superior del hormigón con una alteración importante.

La alteración producida en el hormigón se asocia con un ataque ácido por la acción de los líquidos que circulaban de forma continuada por la superficie del pavimento. Esta alteración es más intensa en las zonas donde se producen acumulaciones del líquido agresivo, en las zonas de paso y en las que es necesario un arrastre frecuente del líquido; en estas últimas, además del ataque ácido, se produce una erosión física. Como efecto del ataque ácido se observó, no solo una alteración y pérdida de pasta cementante, sino también una desaparición de portlandita y una degradación de las interfases árido-pasta.

Posibles actuaciones y reparaciones:

Debido a la naturaleza de la degradación observada, es necesario como primera medida, la limpieza de la zona afectada, eliminando el material poco adherido y los restos de suciedad. Tras esta operación podría aplicarse un recubrimiento del pavimento a base de resina o materiales compuestos; que garantizasen un adecuado comportamiento frente a la acción de un agua agresiva con las características de la que habitualmente está en contacto con el pavimento alterado.

3. CONCLUSIONES

Los materiales situados en los cerramientos interiores de los edificios pueden sufrir múltiples tipos de alteraciones por distintos orígenes, pero es necesaria una adecuada diagnosis del proceso de degradación que está sufriendo el material, con el fin de poder establecer las bases para una intervención y posible reparación.

Para la correcta diagnosis del fenómeno de degradación, es importante tener en cuenta todas las acciones que están actuando para la aparición de la patología, además de analizar conjuntamente la posible influencia de los condicionamientos constructivos y estructurales de las zonas afectadas.

LA INTERPRETRACIÓN DE LOS ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE LA PIEDRA NATURAL, EN EL MARCO DE LA NUEVA NORMATIVA EUROPEA

Autor: F. López G.-Mesones. Dr. Ingeniero de Minas. Prof. Titular UPM.

1. Introducción.

La correcta utilización de la piedra natural, al igual que otros materiales de construcción requiere, sobre todo, de un cuadro normativo real, contrastado en el tiempo y sencillo en su aplicación.

Esta idea, aparentemente simple, resulta en la realidad difícil de llevar a la práctica como consecuencia de la ausencia, en general, de ese cuadro normativo al que los profesionales puedan recurrir.

El desarrollo de las normas europeas de piedra natural, que después de muchos años de andadura parece que está llegando a su fin, puede constituir esa herramienta de trabajo para los profesionales que tanto se ha estado anhelando en el pasado.

El cuadro normativo europeo se desarrolla en dos ámbitos o niveles; el de los procedimientos de ensayo, definidos en normas específicas, y el de las especificaciones o requerimientos que deben de cumplir los materiales según los usos a los que se van a destinar.

En este último grupo, se incluyen las siguientes:

- Especificaciones para bloques en bruto
- Especificaciones para tableros en basto
- Especificaciones para placas de revestimiento
- Especificaciones para plaquetas
- Especificaciones para baldosas para suelos y escaleras
- Especificaciones para piedras dimensionadas
- Requerimientos y métodos de ensayo de baldosas para pavimentos exteriores
- Requerimientos y métodos de ensayo para bordillos
- Requerimientos y métodos de ensayo para adoquines
- Productos de pizarra para tejados discontinuos y revestimientos
- Parte 1. Especificaciones
- Parte 2. Métodos de ensayo
- Especificaciones para unidades de mampostería

Algunas de estas normas ya están publicadas y se espera que antes de un año también lo estén el resto.

Hasta ahora la piedra natural se ha venido utilizando mayoritariamente de manera mas bien intuitiva, o quizás en base a experiencias locales, mas o menos eficaces, pero carentes en cualquier caso de un planteamiento tecnológico global.

Este nuevo planteamiento supone tres tipos de consideraciones: el conocimiento de las **propiedades de la piedra** mediante ensayos en el laboratorio, el establecimiento de un procedimiento para **control del proceso de fabricación** de tal manera que se puedan garantizar estadísticamente unos valores característicos de las propiedades del producto, y por último una definición de los **procedimientos de muestreo** para la recepción en obra y los **criterios de aceptación o rechazo de los lotes**.

El nuevo marco normativo **exige** al fabricante el establecimiento de un **sistema de autocontrol** en fábrica que le permita facilitar a sus clientes valores de los parámetros que definen sus características, garantizados por el propio sistema.

Lógicamente todos estos requerimientos serán únicamente exigibles si se desea vender el producto con la **marca CE**.

Planteado así el problema, la opción para el Arquitecto resulta bastante sencilla: **exigir esta marca de calidad** para la piedra seleccionada en su proyecto arquitectónico, como garantía de unos valores característicos representativos.

Evidentemente, este nuevo enfoque, no va a crear nada más que beneficios a largo plazo a todas las partes implicadas.

A los **fabricantes** les va a permitir conocer a fondo las propiedades de sus productos y su significado, y hacer una selección adecuada del material, de tal manera que las reclamaciones por fallo, se verán reducidas considerablemente.

A los **Arquitectos y proyectistas** en general que van a disponer de esos parámetros característicos, garantizados estadísticamente y que se necesitan para dimensionar la piedra correctamente y todo ello amparado por un marco normativo de carácter oficial.

Por último a los **usuarios**, que son los que en definitiva pagan, el coste del material que se ha colocado en el inmueble del que son propietarios y que han adquirido, en muchos casos, merced al ahorro de toda una vida.

2.- El dimensionamiento de la piedra natural.

Aunque de todos es conocida la existencia, en los diferentes países, de grupos de normas para la piedra natural, en la realidad sus contenidos resultan poco útiles para una aplicación práctica por carecer de especificaciones reales, pero sobre todo, por ignorarse u omitirse, en la mayoría de los casos, la relación entre el significado de los ensayos, y los esfuerzos a las que el material va a estar sometido en una obra arquitectónica.

Estas relaciones, cuando se conocen suficientemente, amplían enormemente la utilización de un material de construcción pues se trataría, en definitiva, de calcular las secciones correctas de las piezas, cualquiera que sea su calidad, para que soporten la cuantía de las solicitaciones externas.

Si se tiene en cuenta que de las dos dimensiones que constituyen una sección, una de ellas está definida por el proyectista según sus criterios estéticos, el problema se reduce a la **determinación del espesor**.

Surge pues la idea básica y general que debe de tenerse siempre presente a la hora de utilizar la piedra natural:

NO HAY PIEDRAS BUENAS O MALAS SINO PIEDRAS BIEN O MAL UTILIZADAS

Se pueden citar algunos ejemplos.

Un primer caso, se refiere al ensayo de resistencia a la flexión como característica de diseño de un producto acabado (p.e. un pavimento).

La resistencia a la flexión o módulo de rotura constituye un parámetro característico de un material determinado y poco nos aporta de su aptitud o no, como pavimento por el que van a circular, por ejemplo, peatones, bicicletas, o esporádicamente, vehículos ligeros de reparto.

En realidad la incógnita que se plantea es la determinación espesor "**e**" de la piedra, en base a las cargas de tráfico (P) que se van a transmitir (conocidas), de las dimensiones correspondientes al formato elegido por el proyectista (longitud L y anchura W), y de la resistencia a flexión (R) del material.

Todos estos parámetros están relacionados entre si por medio de la ecuación de equilibrio de momentos de una viga simplemente apoyada, sometida a una carga centrada, cuya expresión, en la que se incluye un factor de seguridad $F=1,6$ frente a la carga de rotura, es la siguiente:

$$e = \sqrt{\frac{2.400 \cdot L \cdot P}{R \cdot W}} \quad (\text{según UNE-EN 1341})$$

El problema se reduce entonces a dimensionar la piedra con el espesor adecuado según la cuantía de los diferentes parámetros que intervienen en la expresión anterior.

Un segundo ejemplo se refiere al comportamiento del material frente al hielo. Un tipo de piedra determinado puede tener un buen comportamiento, con un espesor determinado, en una zona como Madrid donde se producen heladas esporádicas y no ser apta, con el mismo espesor, para un emplazamiento de alta montaña.

A su vez, la degradación de la piedra depende del tiempo que esté expuesta a la acción de las heladas, o lo que es lo mismo de la vida que deseemos alcance la construcción que se está realizando. Hoy en día se construye frecuentemente a horizontes de 50 años, o incluso inferiores.

También una piedra colocada en un emplazamiento concreto, puede ser a lo mejor utilizada como aplacado de un edificio y no ser adecuada como pavimento exterior, o afinando algo más, podría ser aceptable para su colocación en una pared vertical (exterior), y no serlo en una cornisa, o en un zócalo de la misma pared, pues las condiciones de saturación del material son diferentes.

Se puede concluir pues, que la durabilidad o estabilidad de una piedra frente al hielo, está relacionada con la ubicación geográfica de la obra (condiciones ambientales), su posición relativa dentro de la propia obra (condiciones de saturación) y de la vida útil del material que se introduce como un dato de proyecto.

Se hace entonces necesario definir, por medio algún parámetro, las **características climáticas** del emplazamiento desde el punto de vista de la acción del hielo. Esto se consigue por medio del denominado “Índice de hielo” que se define como la integral con respecto al tiempo (t) del número de horas o de días en los que actúa una temperatura bajo cero determinada (T). Es decir, considera no solamente el nivel o la magnitud de una temperatura negativa, sino también el tiempo que la misma está actuando.

$$Ig = \int_0^t T \cdot d \cdot t$$

A partir de estos conceptos se puede reproducir en el laboratorio el mismo daño por hielo que en la naturaleza, por medio de un ensayo cíclico de Hielo/Deshielo.

Una vez realizados en el laboratorio los ciclos necesarios, se obtiene un material degradado con unas propiedades resistentes inferiores a las que tenía antes del ensayo, que se utilizarán para el cálculo de los espesores de la piedra.

En definitiva **la acción de las heladas se resuelve dimensionando las piezas con un mayor espesor**, que compense esa pérdida de resistencia, de manera que resista las sollicitaciones mecánicas a que van a estar sometidas.

Un tercer y último ejemplo que se puede citar, está relacionado con la resistencia al deslizamiento de un pavimento de piedra natural, aspecto este de gran importancia por constituir uno de los requisitos esenciales de la Directiva Europea de Productos de Construcción (89/106 CE).

El ensayo, determina por medio de un parámetro denominado USRV (Unpolish Skid Resistance Value), la energía absorbida por un péndulo

provisto de una zapata de goma en su extremo, que desliza una longitud determinada por el pavimento.

El valor que está previsto como aceptable en la norma europea para que el pavimento sea seguro, es de $USRV \geq 35$ pudiendo exigirse en alguna circunstancia, como sería el caso de suelos en rampa, un $USRV \geq 45$. Este valor por si mismo, no tiene ningún significado, si no se relaciona con la textura o acabado superficial de la piedra.

Es decir una piedra, para poder ser utilizada como pavimento en exteriores, deberá tener un acabado superficial tal que proporcione la rugosidad necesaria para que cumpla con la especificación indicada.

Estos tres casos que se han citado constituyen un claro ejemplo demostrativo de la idea básica citada anteriormente de que ***no hay piedras buenas o malas, sino piedras bien o mal utilizadas.***

3.-Los ensayos de caracterización según el cuadro normativo europeo.

Se exponen a continuación de forma muy sucinta, una serie de criterios y recomendaciones que les pueden ayudar a una mejor utilización de este material.

• Con carácter general

El suministrador indicará las **tolerancias dimensionales** de los materiales, con un nivel de confianza del 95 %.

Así mismo se facilitará la **clasificación petrográfica** en todos los casos, ya que se originan a veces litigios legales, como consecuencia de incluir en los pliegos de condiciones de los proyectos, denominaciones de las piedras que no se corresponden con su clasificación petrográfica.

• Pavimentos.

- Absorción y Peso específico aparente
- Resistencia a la flexión
- Resistencia al desgaste
- Resistencia al deslizamiento
- Resistencia al hielo (solo en exteriores)
- Resistencia al impacto
- Absorción Capilar

• Para elementos de mampostería

- Resistencia a la compresión simple.
- Absorción y Peso específico aparente
- Resistencia a la flexión
- Resistencia al hielo
- Coefficiente de saturación
- Absorción Capilar.

• Revestimientos o aplacados

- Absorción y Peso específico aparente
- Resistencia a la flexión
- Resistencia al hielo (solo en exteriores)
- Resistencia al impacto
- Absorción Capilar
- Resistencia al anclaje (solo si se utilizan anclajes)

• En el caso de rocas ígneas (granitos etc) o Mármoles

- Se deberá facilitar el resultado del ensayo de choque térmico, como comprobación de que no existe riesgo de manchas de oxidación en el caso de roca ígnea o de que no se produce descohesión

granular en el caso de los mármoles.

• **Pizarras de techar.**

Resistencia a flexión en dos direcciones ortogonales
Espesor de una placa individual.
Espesor medio de pizarras las embaladas
Contenido en carbonatos
Resistencia al SO₂
Resistencia al choque térmico
Contenido en carbono elemental
Escuadrado
Planeidad.

4.- El dimensionado de las piedras

4.1.-Pavimentos exteriores

4.1.1.- Especificaciones dimensionales

Tabla 1. Especificaciones dimensionales para baldosas.

<i>Controles dimensionales</i>	<i>Desviaciones Permitidas</i>
• Lados $\geq 700\text{mm}$	$\pm 3\text{mm}(1)$
• Lados $< 700\text{mm}$	$\pm 2\text{mm}(1)$
• Diagonales $\geq 700\text{mm}$ (1)	6m(2)
• Diagonales $< 700\text{mm}$ (1)	3mm(2)
• Espesores $\leq 30\text{mm}$	$\pm 10(1)$
• Espesores $> 30\text{mm}$ y $\leq 60\text{mm}$	$\pm 3\text{m}(1)$
• Espesores $> 60\text{mm}$	$\pm 4\text{m}(1)$
• Rectitud de las aristas	
Longitud de la arista $\leq 0,5\text{m}$	$\pm 2\text{mm}$
Longitud de la arista $> 0,5\text{m}$ y $\leq 1,0\text{m}$	$\pm 3\text{mm}$
• Planeidad de las caras	
Longitud media $\leq 300\text{mm}$ CV=2,0mm; CC=1,0mm(3)	
Longitud media $> 300\text{mm}$ y $\leq 500\text{mm}$ CV=2,0mm CC=2,0mm	

(1) Desviaciones con respecto al valor nominal.

(2) Estos valores se refieren a la diferencia entre las longitudes de las dos diagonales cuando las baldosas son cuadradas. Aunque la diferencia entre diagonales no significa que los ángulos sean rectos, salvo que la figura sea un paralelogramo, sin embargo, se considera este procedimiento de medida como aceptable.

(3) CV= Máxima convexidad permitida. CC=Máxima concavidad permitida.

4.1.2.-Cálculo del espesor

Se determina a partir de la ecuación de equilibrio de momentos de una placa simplemente apoyada con una carga P centrada(fig.-1) cuya expresión, sobradamente conocida, es la siguiente:

$$R = \frac{3 \cdot p \cdot L}{2 \cdot W \cdot e^2}$$

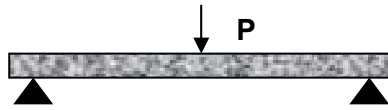


Fig.-1

A partir de la ecuación anterior se puede obtener el valor del espesor **e** de la pieza con un factor de seguridad frente a la carga de rotura **p** de 1,6 obteniéndose entonces la siguiente expresión:

$$e = \sqrt{\frac{2.400 \cdot L \cdot p}{R \cdot W}}$$

- L.** Longitud de la placa en mm.
- W.** Anchura de la placa en mm.
- R.** Módulo de rotura en MPa.
- e.** Espesor en mm.
- p.** Carga de rotura (KN) requerida, según la tabla de usos proporcionada por la norma **UNE-EN 1341. Baldosas de piedra natural para uso como pavimento en exteriores.**

Tabla 2. Cargas de tráfico según usos

p (KN)	Usos
No requiere	Decoración
0,75	Baldosas sobre mortero. Áreas peatonales.
3,5	Áreas peatonales y para bicicletas. Jardines y balconadas.
6,0	Accesos ocasionales de coches, vehículos ligeros y motocicletas. Entradas de garajes.
9,0	Aceras, áreas comerciales, con paso ocasional de vehículos de emergencia o transporte.
14,0	Áreas peatonales, utilizadas frecuentemente por vehículos pesados.
25,0	Carreteras, calles y gasolineras.

Fuente: UNE-EN 1341

Para poder determinar entonces el espesor de una pieza es necesario que el fabricante indique el valor del Módulo de rotura, mínimo y garantizado, por medio del sistema de autocontrol establecido en fábrica.

En las fotos 1 y 2, se pueden observar dos pavimentos realizados con el mismo material y resultados bien distintos en consonancia con los espesores utilizados.



Foto.-1

Pavimento de Caliza con $R= 20$ MPa

Espesor de 30 mm forma rómbica y dimensiones de 600x300 mm en una calle peatonal con circulación esporádica de vehículos de transporte ($P= 9$ KN según tabla anterior)

Espesor calculado $e = 45$ mm

Resultado: Roturas generalizadas en el 90% de las piezas después de 10 años

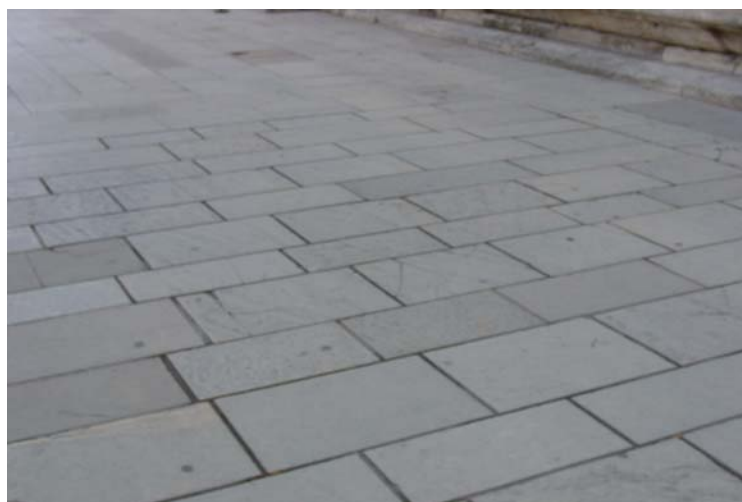


Foto.-2

Pavimento de Caliza con $R= 20$ MPa

Espesor de 50 mm, forma rectangular y dimensiones de 600x300 mm en una calle peatonal con circulación esporádica de vehículos de transporte ($P= 9$ KN según tabla anterior)

Espesor calculado $e = 45$ mm

Resultado: Prácticamente sin roturas después de 10 años

4.1.3.-Resistencia a las heladas

Se describe a continuación un procedimiento para determinar el número de ciclos que hay que realizar en el laboratorio para reproducir las condiciones reales de daño por hielo que se originan en la naturaleza.

Para ello se parte de la definición de Índice de hielo, I_g , dado por la expresión:

$$I_g = \frac{\sum_{0}^{365.30} T_{(-5^0)}}{30}$$

Donde, $\sum_{0}^{365.30} T(-5)$ representa la suma de las temperaturas mínimas diarias por debajo de 5^0 bajo cero, durante un periodo de 30 años, y que pueden obtenerse fácilmente, de las series meteorológicas proporcionadas por los organismos nacionales correspondientes a cada país.

Los valores de I_g para las diferentes estaciones meteorológicas de España, pueden encontrarse en la publicación **“Manual para el uso de la piedra en la arquitectura”** (F. López G.-Mesones y otros. Publicaciones Menhir)

La expresión anterior representaría por lo tanto el daño por hielo originado en un emplazamiento durante un año.

Al cabo de “n” años el daño por hielo sería:

Daño por hielo en un emplazamiento después de n años

$$\frac{\sum_{0}^{365.30} T(-5)}{30} n \quad \text{ó} \quad I_g \cdot n$$

En el laboratorio el daño por hielo después de realizar N ciclos con una temperatura de -12^0 (condiciones de la norma de ensayo) se puede definir por medio de la expresión:

N. 12

Igualando ambas expresiones se tiene:

$$N = \frac{I_g \cdot n}{12}$$

En condiciones de saturación.

En otras condiciones de saturación diferentes, la expresión anterior se transforma en:

$$N = \frac{I_g \cdot n}{12} \cdot k$$

Siendo **K** un factor de saturación cuyos valores son los siguientes:

Tabla 3. Valores de K

k	Condiciones de saturación
1	Pavimentos exteriores, Fuentes, Pilastras
0,8	Chimeneas, Zócalos, Molduras, Áreas con riesgo de salpicaduras en paredes verticales
0,4	Aplacados de paredes verticales sujetas con mortero, Tracerías Cornisas, Petos
0,1	Fachadas ventiladas, Paredes verticales de mampostería, Pérgolas de balcón.

Al final de los N ciclos se determinará la resistencia a flexión del material, o el valor de la resistencia al anclaje o la resistencia ala compresión. Estos valores constituyen entonces valores de referencia para determinar el espesor de las piezas que se desea dimensionar.

4.1.4.-Resistencia a la abrasión (Método Capón).

Se determina la anchura de una huella rectangular producida por un dico de acero de 7cm de ancho y 20cm de radio, que gira 60 vueltas contra la probeta de ensayo utilizando un abrasivo de corindón blanco(Fig.-2).

El resultado del ensayo es la enchura de la huella en mm.

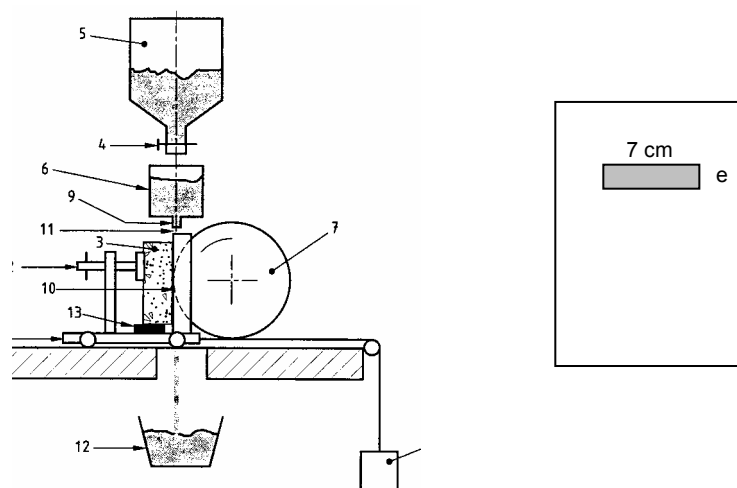


Fig.-2

Se puede adoptar la siguiente interpretación del resultado del ensayo:

Tabla 4. Especificaciones de desgaste

<i>Usos</i>	<i>Anchura máxima "e" de la huella en (mm)</i>
Individual	26 mm
Normal	23 mm
Colectivo intenso y lento	20 mm
Colectivo intenso y rápido y escaleras	18 mm

4.1.5.-Resistencia al deslizamiento

Se determina midiendo la energía absorbida por un péndulo de fricción, provisto de una zapata de goma en su extremo, después de realizar un recorrido de 176mm sobre la superficie de la probeta a ensayar.

Esta energía, es proporcional a la ascensión del péndulo, después de realizar el recorrido por la probeta la cual se mide en una escala relativa que se denomina valor USRV(Fig.-3).

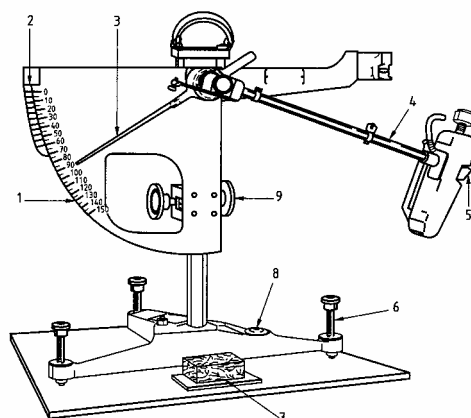


Fig.-3

Los valores recomendados del USRV son los siguientes:

USRV ≥ 35 en condiciones normales.

USRV ≥ 45 en condiciones de pendiente.

Dos consideraciones adicionales conviene tener en cuenta ala hora de proyectar un pavimento:

- Cundo se pasa desde un pavimento muy rugoso a otro de mucha menos rugosidad existe riesgo de deslizamiento.
- La rugosidad del pavimento incrementa el nivel sonoro del mismo.

4.2.-Revestimientos

4.2.1.-Controles dimensionales

Tabal 5 : CONTROLES DIMENSIONALES Y TOLERANCIAS

<i>Tipo de Control</i>	<i>Tolerancias</i>
<ul style="list-style-type: none"> • Longitud y anchura nominales <ul style="list-style-type: none"> - Dimensiones $\leq 600\text{mm}$ - Dimensiones $> 600\text{mm}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $\pm 1\text{mm}$ $\pm 2\text{mm}$
<ul style="list-style-type: none"> • Espesor nominal <ul style="list-style-type: none"> - Espesor $\leq 30\text{mm}$ - Espesor $> 30\text{mm}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $\pm 10\%$ $\pm 4\text{mm}$
<ul style="list-style-type: none"> • Planeidad (en placas no exfoliadas) <ul style="list-style-type: none"> - Valor de la flecha en una dirección 	<ul style="list-style-type: none"> $\pm 0,2\%$ de la longitud en esa dirección y menor de 3mm
<ul style="list-style-type: none"> • Escuadrado <p>Diferencia en cualquier punto con respecto a un patrón de referencia igual al tamaño nominal solicitado.</p> <ul style="list-style-type: none"> -Dimensiones $\leq 600\text{mm}$ -Dimensiones $> 600\text{mm}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $\pm 1\text{mm}$ $\pm 2\text{mm}$
<ul style="list-style-type: none"> • Taladros y ranuras de anclaje <ul style="list-style-type: none"> -Diámetros de agujeros y anchura de ranuras - Longitud de taladros y ranuras 	<ul style="list-style-type: none"> $\pm 1\text{mm}$ $\pm 2\text{mm}$

4.2.2.- Cálculo del espesor de las piezas sujetas con anclaje.

a). Para aplacados con anclaje de bulón.

El espesor del aplacado está determinado por medio de la expresión:

$$e = \sqrt{\frac{6.m}{100.R_f}} \cdot F$$

Siendo **m** el momento máximo que se origina entre puntos de anclaje, el cual depende de los empujes de viento **P**, del tipo de anclaje y de la posición relativa de estos en cada pieza (Fig.-4), **R_f** la resistencia a flexión y **F** el factor de seguridad, que se puede tomar F=8.

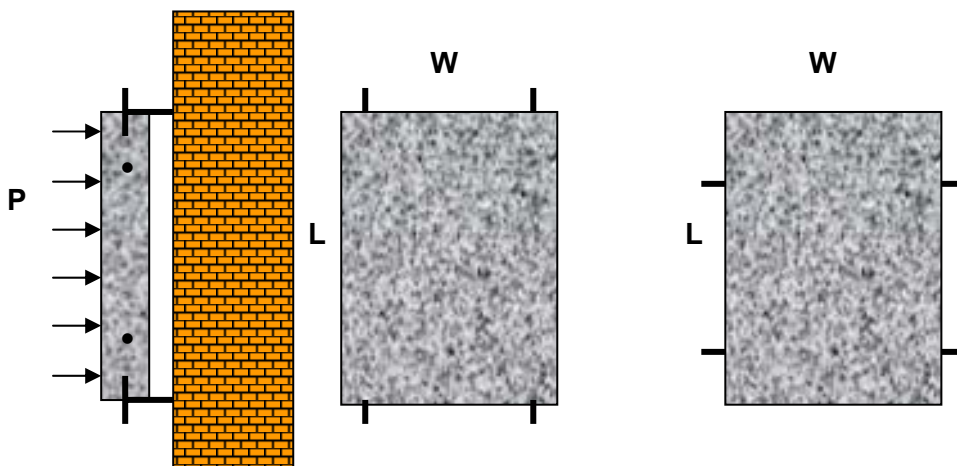


Fig.-4

b) Para aplacados con anclaje de ranura afectando a todo el canto (Fig.-5)

El espesor de las piezas se determina en este caso por medio de la expresión:

$$e = \sqrt{\frac{6.\beta.P.L^2}{R_f.W}} \quad (\text{Timoshenco. Teoría de Placas y Láminas})$$

Siendo:

β: un factor de forma que depende de la relación L/W. (se puede tomar β=1/8)

L y W: longitud y anchura de las piezas.

P: la presión de viento.

R_f: la resistencia a la flexión del material

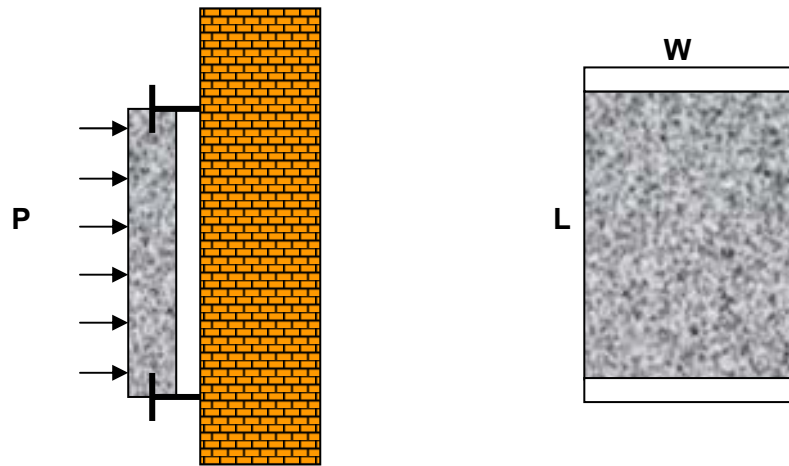


Fig.-5

4.2.3-Resistencia al anclaje (R_a)(Fig.-6).

Con caracter general:

$$R_a \geq 500 \text{ N} \quad \text{y} \quad R_a \geq 1,3w$$

Siendo w el peso de la pieza.

De forma específica:

$$R_a = \frac{P.L.W}{n.F} 1000$$

Siendo:

R_a la resistencia al anclaje en Newtons.

P el empuje máximo de viento en KN/m^2 .

L y W , las dimensiones de las piezas en m.

F el factor de seguridad.

n el número de anclajes (normalmente $n=4$)



Fig.-6

La selección de la calidad de los anclajes resulta fundamental para un correcto funcionamiento de estos elementos de sujeción.

Aunque la utilización de anclajes de acero inoxidable está afortunadamente cada vez mas extendida, en ocasiones se emplean otro tipo de metales con resultados a veces desastrosos. En general la piedra natural no debe de entrar en contacto con materiales metálicos que puedan oxidar, pues el óxido acabará introduciéndose en la piedra, titándola, dando lugar a las típicas manchas marrones que, sobre todo, en las piedras de tonalidades blancas pueden arruinar una fachada de un edificio.

En las Foto.-3 puede apreciarse el resultado de la oxidación los ganchos de agarre en una fachada sujeta mediante un sistema de aplacado con mortero, y en la Foto.-4 manchas asociadas a anclajes de acero no inoxidable colocados en junta vertical cerrada.

Por lo que se refiere al dilema de elegir una fachada trasventilada, con anclajes, frente a la sujeción con mortero, se considera que la primera opción resulta siempre mas aconsejable. **Las piedras como las personas necesitan respirar y de ahí la idea de las fachadas trasventiladas.**

Existen a nuestro juicio tres razones a favor de la utilización de anclajes. Por un lado el uso de morteros constituyen, en si mismo, elementos contaminantes de la piedra por falta de control de los materiales de agarre, sobre todo si los morteros se fabrican en obra, que ocasionan las típicas manchas asociadas al plastón del aglomerante(Foto.-5). Además la falta de



Foto.-3. Manchas de óxido en placas de mármol blanco sujetas con ganchos metálicos y mortero.



Foto.-4. Manchas de oxidación asociadas a un anclaje de acero galvanizado que han progresado a través de las anisotropías de una piedra caliza de color crema.

ventilación de la piedra proporciona una menor durabilidad de la misma y estéticamente las típicas humedades acumuladas en los bordes de las piezas del aplacado(Foto.-6).

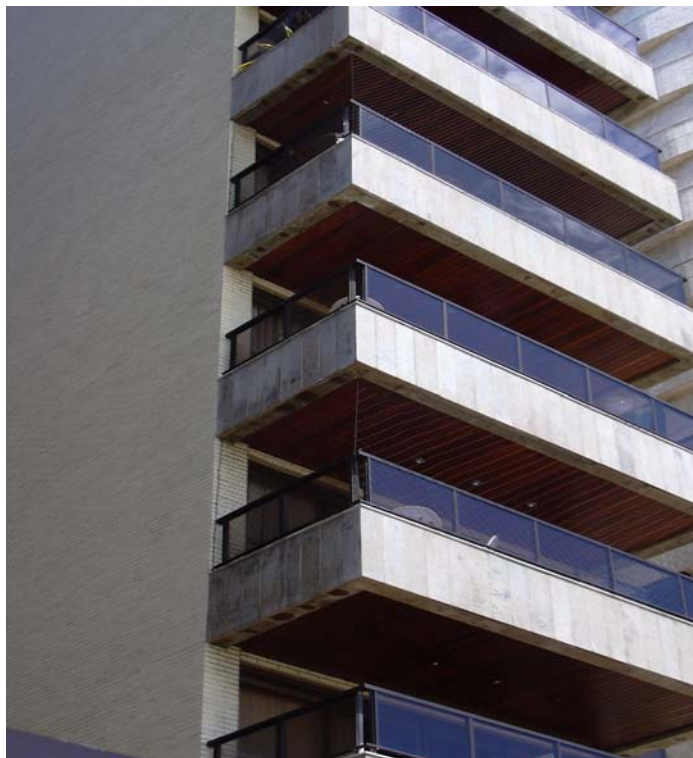


Foto.-5. Eflorescencias originadas por una arena de mortero contaminada por minerales metálicos.



Foto.- 6. Manchas de humedad en un aplacado con un Granito gris.

Por último un mayor riesgo de desprendimiento de las placas al fallar el mortero de agarre, bien por falta de calidad del mismo, bien por una defectuosa colocación de la pasta(Fig.-7).

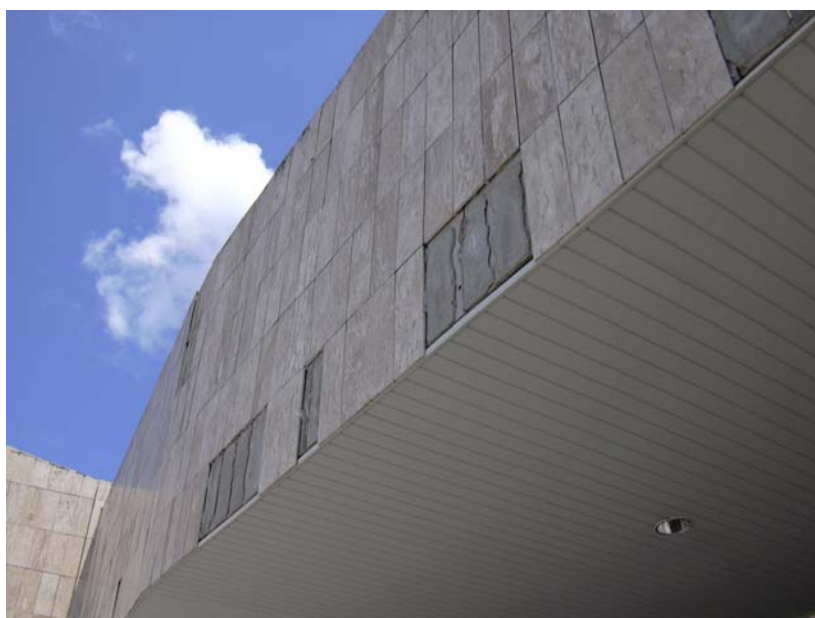


Foto.-7. Placas desprendidas por fallo del material de agarre.

4.2.4.-Resistencia a las heladas.

Se tendrá en cuenta lo indicado con anterioridad en el apartado correspondiente a los pavimentos.

4. 3.-Mampostería

4.3.1.-Controles dimensionales

Tabla 6 :TOLERANCIAS DIMENSIONALES

<i>Control dimensional</i>	<i>Pieza irregular</i>	<i>Pieza escuadrada</i>	<i>en basto</i>	<i>Pieza dimensionada</i>
		<i>Con disco</i>	<i>Con cincel</i>	
Longitud	No se requiere	± 5mm (1)	± 15mm (1)	± 3mm
Anchura	No se requiere	No	No	± 3mm
Altura	No se requiere	± 5mm	± 15mm	± 3mm
Planeidad	No se requiere	± 0,1% de la Flecha	No	± 0,1% de la mayor dimensión
Escuadrado	No se requiere	No	No	± 0,3% de la Mayor dimensión

4.3.2.-Densidad aparente

Como parámetro de cálculo del peso de la fábrica.

4.3.3.-Compresión simple

Como parámetro para el cálculo de la fábrica, aunque se aconseja sea superior a 10MPa. Se determinará el valor característico con criterios estadísticos :

$$\sigma_{ck} = \bar{\sigma}_c - k s_{n-1}$$

4.3.4.- Resistencia a la flexión

Se determinará el Valor Mínimo Esperado del parámetro, como valor de referencia a utilizar en los cálculos estructurales a partir de la expresión:

$$VME = e^{\bar{x}_{in} - k_s \cdot s_{in}}$$

que corresponde a una distribución logarítmica normal.

4.3.5.-Resistencia al hielo

Se tendrá en consideración lo indicado en el apartado de pavimentos

5.-Otros ensayos de alterabilidad según el tipo de piedra

5.1-Choque Térmico

se realizará este ensayo en rocas de tipo granito para determinar si el material oxida como consecuencia de la presencia de minerales metálicos (Fotos.-8)

También se aplica para determinar si los Mármoles sufren el conocido fenómeno de descohesión granular, originado por la anisotropía de la calcita (Foto.-9).



Foto.-8. Manchas de oxidación, en un granito de color azul.



Foto-9. Patio de los Leones de la Alhambra. Columnas de mármol orientadas a mediodía bastante descohesionadas.

5.2.-Cristalización de sales

Se determina la pérdida de masa después de realizar 15 ciclos de inmersión en una solución de sulfato sódico y posterior secado en estufa.

En realidad es un ensayo de heladicidad acelerado. Una solución de una sal muy soluble como el sulfato sódico anhidro, se hace cristalizar entre los poros de la roca en forma de sulfato sódico decahidratado lo que provoca un incremento de volumen de mas de un 300 %. Fig.-7.

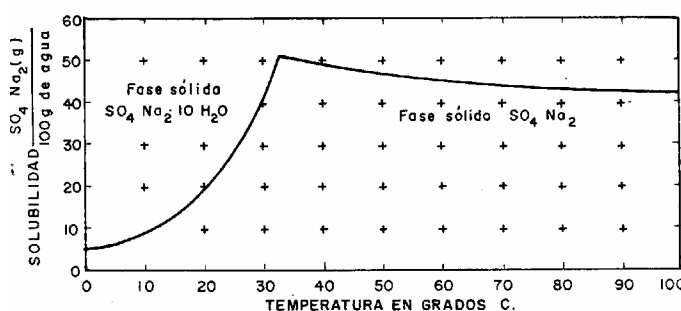


Fig.-7. Curva de solubilidad del sulfato sódico

Es un ensayo adecuado para estimar la durabilidad de las rocas calcáreas. La interpretación de los resultados se puede hacer a partir de la Tabla 5.

Tabla 5. Interpretación del ensayo de cristalización de sales.

TABLA 3.1. PÉRDIDAS DE PESO ADMITIDAS, SEGÚN LAS DISTINTAS SITUACIONES						
ZONAS DE EXPOSICION DE UN EDIFICIO (Fig. 3.1)	Zonas sin hielo o heladas suaves $I_g \leq 5$ (*)		Zonas de heladicidad media $5 < I_g < 75$ (*)		Zonas de heladicidad fuerte $I_g \geq 75$ (*)	
	Zonas sin polución	Zonas con polución	Zonas sin polución	Zonas con polución	Zonas sin polución	Zonas con polución
Pavimentos exteriores, Fuentes, Pilastras, etc.	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
Chimeneas, Zócalos Balastradas, Cenefas Vierteaguas, Barandillas	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5
Zonas de salpicaduras en paramentos verticales, Esquinas, Tracerías, Cornisas, Petos	< 30	< 5	< 20	< 5	< 15	< 5
Paramentos verticales, Ménsulas (**)	Sin límite	< 15	< 35	< 10	< 30	< 5

Fuente : Elaboración propia

(*) I_g es el índice de hielo (

(**) En paramentos verticales se pueden superar los valores indicados, utilizando espesores superiores a los 10 cm, siendo en este caso objeto de análisis particular

En la Fig.-8 se representan las diferentes zonas de riesgo en un edificio convencional para una mejor comprensión de la tabla anterior.

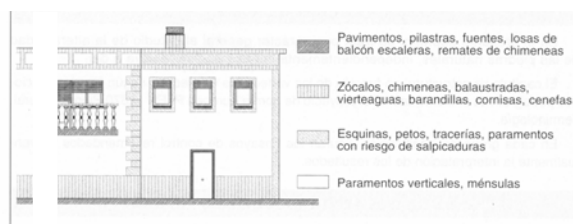


Fig.-8. Zonas de riesgo en un edificio convencional.

5.3.-Inmersión en ácido sulfúrico

Se determina la alteración que se origina en el material, al sumergirlo en una disolución de ácido sulfúrico. Se aplica en las areniscas.

5.4.-Coeficiente de saturación

Únicamente se determina en calizas y areniscas de elevada porosidad. Representa el porcentaje de poros accesibles al agua en relación con la porosidad total de la piedra. Constituye in índice de alterabilidad de la roca

5.5.-Ensayo de SO_2

Fundamentalmente en pizarras. Eventualmente en otras piedras si se van a colocar en una atmósfera muy contaminada.

Se evalúa la alteración del material después de someterse a la acción de un atmósfera de SO_2 en un contenedor en condiciones estandar. Representa la acción de la lluvia ácida.

5.6.-Cámara de niebla salina

Es un ensayo adecuado para determinar la alterabilidad de granitos preferentemente, en zonas costeras con fuertes vientos.

Se introduce el material en una atmósfera saturada de Cl_2 y se evalúa la alteración originada después de un cierto periodo de tiempo.

5.7.- Absorción de agua por capilaridad.

Representa la velocidad de ascensión del agua debida a la acción capilar y por lo tanto el riesgo de alteración de la roca por fenómenos relacionados con la presencia permanente de humedad.

Para todo tipo de piedra, en Mampostería, Pavimentos y Revestimientos exteriores en zonas de zócalo.

El Coeficiente de capilaridad debe de ser inferior a $100\text{g/m}^2\cdot\text{s}^{0.5}$ en estas aplicaciones.

5.8.- Eflorescencias debidas a la presencia de sales solubles en la piedra.

En algunas rocas metamórficas como las serpentinas, o los mármoles dolomitizados, pueden existir sales de elevada solubilidad que son arrastradas hacia la superficie de la roca por el agua, donde precipitan, originando manchas de eflorescencias.

Se pueden determinar a partir de un ensayo similar al que se realiza para este mismo fin en los ladrillos de cara vista.

6.- Las Pizarras de techar.

La nueva norma europea sobre pizarras de techar, nace bajo el epígrafe UNE-EN 12326 y ha sido elaborada por el subcomité CEN TC128/SC8.

Se estructura en dos partes:

UNE-EN 12326-1. Especificaciones de producto

UNE-EN 12326-2. Métodos de ensayo

6.1.- Los contenidos de las normas

Para evaluar el producto “Pizarras de techar”, se considera necesario, realizar los siguientes ensayos de caracterización:

- Controles dimensionales
 - Longitud y anchura
 - Rectitud de los bordes
 - Escuadrado
 - Desviación de la planeidad
- Espesores
 - Espesor de la pizarra individual
 - Espesor de la pizarra embalada
- Resistencia a la flexión
- Ensayo de Absorción de agua
- Ensayo Hielo/deshielo
- Contenido en carbono no carbonático (carbono elemental)
- Contenido en Carbonatos
- Exposición al Dióxido de Azufre
- Ensayo de ciclo Térmico
- Examen petrográfico

6.2.- Interpretación de los ensayos

Del análisis de los resultados obtenidos en los ensayos anteriores, se deberá obtener el dimensionamiento adecuado de las placas de pizarra.

En este sentido, se definen dos conceptos nuevos en las pizarras de techar, como son el “espesor individual básico” y el “espesor individual”, cuyo significado sería el siguiente:

Espesor individual básico: Depende de la resistencia a la flexión de la pizarra, de sus dimensiones y de las condiciones climáticas.

Viene dado por la expresión:

$$e_b = k \sqrt{\frac{L}{R}}$$

siendo:

k: un factor climático que para el caso de España, se toma $k = 1,2$.

L: la dimensión de la placa, perpendicular a la cual se realiza el ensayo de flexión.

R: resultado de la resistencia a flexión en la dirección indicada.

A partir del espesor básico, se obtienen el espesor mínimo individual e_m de una placa de pizarra, según sea su contenido en carbonatos y el resultado del ensayo de SO_2 , de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 7. VALOR MINIMO INDIVIDUAL DE LA PIZARRA DE TECHAR

C_aCO_3	SO_2	e_m
$\leq 5\%$	S_1	$e_m = e_b$
	S_2	$e_m = e_b + 5\%$
	S_3	$e_m \geq 8mm$
$> 5\% \text{ y } \leq 20\%$	S_1	$e_m = e_b + 5\%$
	S_2	$e_m = e_b + 10\%$
	S_3	$e_m \geq 8 \text{ mm}$

En las pizarras con más de un 20% de carbonatos, hay que realizar un ensayo especial de valoración, que no se trata aquí, por no considerarlo de interés, ya que en la mayoría de las pizarras, el contenido en carbonatos están afortunadamente muy alejado de este valor.

En cualquier caso, el espesor mínimo, será siempre mayor de 2mm.

Cuando el valor de la absorción es superior al 0,6%, se deberán someter las pizarras a un ensayo de hielo/deshielo de 100 ciclos y comprobar después, que nos se ha producido pérdida apreciable de resistencia a flexión.

El contenido en **carbono elemental**, debe de ser inferior al 3%, según la norma, y constituye una determinación cuya aportación a la calidad de la pizarra es a nuestro juicio bastante dudosa.

Por último, el ensayo de choque térmico, tampoco contiene una especificación excluyente del material, salvo que se produzcan roturas o exfoliaciones, lo que no suele ocurrir normalmente. Las oxidaciones se admiten, incluso si producen chorreo, o también cuando los metálicos puedan provocar perforaciones por oxidación en la placa, siempre que se realice una colocación adecuada del material en la cubierta que garantice su estanquidad.

7.-Conclusiones.

- La utilización de la piedra natural en las obras de arquitectura requiere, sobre todo, de un dimensionamiento adecuado del material.
- Esta idea significa, que a partir del formato elegido por el proyectista, se puede determinar, utilizando los principios básicos de la resistencia de materiales, el espesor de las piezas de piedra, necesario para resistir las sollicitaciones a las que van a estar sometidas.
- Lógicamente el incremento del espesor está relacionado con el coste del producto, por lo que las limitaciones en el uso de la piedra se circunscriben a factores económicos.
- No obstante lo anterior se pueden originar algunas patologías en la piedra natural, que no se pueden solucionar incrementando el espesor de las piezas. Entre estas se pueden citar las siguientes:

- Problemas de oxidación que afectan, sobre todo, al efecto estético del material, aunque en pavimentos exteriores, esta alteración, puede incluso ser hasta beneficiosa por el aspecto de envejecimiento que produce.
- Problemas de descohesión granular en algunos tipos de mármoles, aunque en formatos pequeños el problema se aminoran considerablemente, y también con una orientación adecuada respecto al sol.
- Problemas de durabilidad del material debido a la presencia de carbono elemental en las pizarras de techar.
- Problemas de eflorescencias, debidas a la presencia de sales de alta solubilidad, en algunos tipos de rocas de origen metamórfico.

Seminario S14

**Evaluación estructural. Patología, diagnóstico y
soluciones de intervención**

EXPERIENCIA DEL IETcc EN PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS

José Pedro Gutiérrez

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 Introducción

Los problemas estructurales tienen su origen fundamentalmente en aspectos relacionados con la falta de capacidad resistente de los elementos estructurales; la excesiva deformabilidad de los mismos, como es el caso de los forjados de edificación; los movimientos de la cimentación (asientos principalmente), y con la escasa durabilidad que presentan las construcciones debido a la utilización indebida de materiales, procesos constructivos inadecuados, terminaciones defectuosas por falta de detalles, ausencia de protecciones y nulo mantenimiento durante el periodo de servicio de la construcción.

Es difícil establecer una estadística fiable sobre las causas más comunes que producen problemas patológicos. En primer lugar por la ausencia de datos y la dispersión de los mismos. En segundo lugar porque casi nunca existe una causa principal, sino varias. No obstante, en España se han realizado intentos para obtener una aproximación estadística con el fin de conocer la situación desde el punto de vista patológico.

En la referencia (1) se señalan las principales causas de los problemas patológicos que enmarcan la situación española a principios de los años 1980:

Errores de diseño y /o de cálculo: 51,5 %

Errores de ejecución: 38,5%

Defecto de calidad de los materiales: 16,2 %

Mal uso o mantenimiento: 13,4%

Causas naturales o excepcionales: 4%

Las fuentes de información de este trabajo fueron los archivos de centros y empresas especializadas en diagnóstico y evaluación de estructuras, entre las que figura el IETcc.

De los casos de patología analizados, cerca del 74% corresponden a obras de hormigón armado y sólo el 7,6% a estructuras metálicas. Las lesiones se localizan preferentemente en forja-

dos (35,6%), vigas (23,9%), cimentaciones (19,0%) y soportes (13,6%). El 60% de las lesiones corresponden a fisuraciones. Sólo en el 5,6% se produjeron hundimientos.

Como resumen, se deduce de las estadísticas que los problemas patológicos se producen en su mayoría en estructuras de hormigón armado, sobre todo en obras de edificación. Resaltar el alto porcentaje de errores de proyecto, cálculo y ejecución.

El Grupo Español del Hormigón (GEHO), a través del grupo de trabajo G.T. IV-1 de la Comisión IV "Comportamiento en Servicio, Mantenimiento y Reparación", ha recogido en una publicación (2), una encuesta sobre patología de estructuras de hormigón.

Sin considerar la antigüedad de los edificios como variable, la localización de las lesiones vuelve a producirse en su mayoría en vigas, forjados y pilares. El principal síntoma que se detecta es la fisuración de los elementos estructurales. Otros síntomas importantes son las deformaciones excesivas, la oxidación de las armaduras, y la aparición de roturas localizadas en estructuras de hormigón pretensado.

Las deformaciones excesivas se producen en los forjados contruidos con vigas planas, que son flexibles, en donde la flecha total tiene una componente importante en la flecha diferida a largo plazo producida por la actuación de la carga permanente y el comportamiento reológico del hormigón.

La corrosión de las armaduras es frecuente en las estructuras sometidas a ambientes agresivos, como pueden ser los marinos y los producidos en edificios industriales.

En estructuras de hormigón pretensado los proyectos están muy estudiados y las patologías se presentan en su mayoría por el propio uso de la construcción, si bien algunas provienen de un inadecuado diseño de detalles que afectan a zonas de anclaje de tendones, apoyos, etc.

Clasificando las causas de las lesiones analizadas en 844 casos más 200 con problemas similares en vigas planas y otros 250 con patología por utilización de cemento aluminoso o piritas como áridos en el hormigón, el Grupo de Trabajo del GEHO, llega al siguiente reparto porcentual de las causas: Proyecto 32%; Materiales 30%; Ejecución 26%; Uso 6%; Conservación 7%; Acciones imprevistas 12%; Otros 1%. Suman más del 100% debido a que algunos casos presentan patologías diversas, con distintas causas.

En obras de hormigón armado, la patología de ejecución es la causa más importante con el 45,2%, el proyecto el 28,5% y los materiales el 19,2%.

Cerca del 72% de los casos analizados corresponden a edificios contruidos en los últimos 20 años. El 50% de los casos aparecen antes de los dos años. El 61,7% se manifiestan durante la construcción. Los materiales con el 37,9% presentan problemas poco después de la construcción, y el proyecto más tarde con el 16,3%.

En cuanto a los síntomas, destacar que la fisuración aparece rápidamente en los primeros años. La corrosión de las armaduras y el ataque al hormigón tardan 10 años en aparecer. Las deformaciones excesivas pueden empezar a manifestarse en los dos primeros años de vida, pero realmente es a partir de los 5 años cuando el edificio deja sentir claramente esta sintomatología.

2 Experiencia del IETcc

Son muy variados los casos estudiados por el IETcc en los últimos años. Desde el punto de vista estructural se observan algunas tendencias que deben resaltarse. En primer lugar el estudio de edificios que presentan problemas por deformaciones excesivas de los forjados. Los síntomas normales son el agrietamiento de cerramientos y tabiquería. De los casos estudiados una parte significativa corresponden a forjados reticulares ejecutados "in situ". En segundo lugar pueden citarse las estructuras afectadas por corrosión de armaduras. Se concentran en las zonas costeras. Los síntomas normales son el desprendimiento de los recubrimientos de hormigón, y la disminución de sección de las armaduras. En tercer lugar puede señalarse la pato-

logía de muros de hormigón. Esta patología tiene dos vertientes: una de estabilidad durante la construcción y otra de fisuración inmediatamente después de la ejecución. Los síntomas son desplomes importantes y fisuras principalmente de retracción por no respetar las distancias mínimas de juntas de construcción.

En cuarto lugar puede señalarse el hundimiento de cubiertas durante las fases de construcción o bien ya en servicio, con actuación de cargas semi-excepcionales. En el primer caso los hundimientos se producen por insuficiencia de arriostramiento de los encofrados durante la ejecución. En el segundo por estudios insuficientes de las acciones que pueden actuar.

Citaremos para finalizar la patología producida por la utilización de cemento aluminoso en la fabricación de viguetas, y la patología derivada de las vibraciones en las construcciones, que pueden producir fatiga en los materiales.

2.1 Patología de proyecto

Los problemas patológicos pueden tener su origen principal en el proyecto, en la construcción de la obra y modificaciones introducidas durante la construcción, y en el uso y mantenimiento de la estructura y del edificio durante el periodo de servicio.

Dentro del primer grupo, patología debida al proyecto, los errores de concepción, los errores de cálculo y la inadecuada estimación de las acciones son tres de las fuentes más comunes que originan daños posteriores en las estructuras.

En el segundo grupo se incluyen los casos que tienen su origen en modificaciones de proyecto que se realizan después de comenzadas las obras, en donde la urgencia de la modificación está justificada por motivos económicos que eviten un retraso en el proceso constructivo. Tal actuación se hace en la mayoría de los casos sin un estudio complementario que ponga de manifiesto como repercute dicha modificación en el resto de la estructura. En estos casos la solución arquitectónica está siempre estudiada, pero no ocurre lo mismo con la solución estructural, que a veces se improvisa..

El tercer grupo recoge aquellos casos que dan origen a la patología de uso. Son debidos a situaciones no previstas que aparecen por un inadecuado uso o conservación de la estructura o por una modificación del entorno que la rodea, y que pueden producir en muchos casos anomalías estructurales graves.

Modificaciones de proyecto

En fase de proyecto estas modificaciones suelen estudiarse con detalle y son un apartado más dentro de la elaboración del proyecto definitivo. En fase de construcción no suele ocurrir lo mismo y las modificaciones vienen impuestas o por falta de detalles constructivos o por modificaciones introducidas para adecuar la solución a nuevas prioridades de la arquitectura. La imperiosa necesidad de no detener el proceso constructivo, por motivos económicos principalmente, lleva a adoptar soluciones poco pensadas y estudiadas, en donde la solución arquitectónica queda resuelta pero no así la solución estructural. Dentro de esta problemática se presentan dos casos que ocurren con frecuencia. El primero corresponde a la necesidad de dejar huecos en los muros de sótano que inicialmente no estaban contemplados en el proyecto. Las modificaciones introducidas durante la construcción pueden crear elementos estructurales adicionales, pilares y vigas, con nuevas formas de trabajo no previstas inicialmente.

Esta situación se ha producido en algunos edificios en construcción, apareciendo fisuras en las vigas y pilares que se formaron al abrir huecos en los muros. Las lesiones se manifestaron antes de recubrir las estructuras con los cerramientos. Las operaciones de refuerzo se realizaron apeando la estructura, demoliendo los elementos dañados y construyendo los nuevos con las armaduras y dimensiones adecuadas para resistir los nuevos esfuerzos.

El segundo caso se corresponde con situaciones en donde es necesario mover algún pilar o línea de pilares de las plantas sótano, manteniendo intacta la de las plantas superiores. En estos casos las soluciones están más estudiadas ya que comprometen la seguridad global del edificio. En general, desde el punto de vista resistente, las soluciones suelen ser correctas, pero se olvida con frecuencia que unas modificaciones de este tipo aumentan las luces de los forjados y vigas en algunos elementos de la estructura, y no se comprueba la deformabilidad de los mismos.

2.2 Patología de cálculo

En la actualidad el cálculo de estructuras se realiza, mayoritariamente, con la ayuda del ordenador. Esto permite, en principio, mayor velocidad de cálculo, la utilización de métodos de análisis más exactos (inabordables desde un punto de vista manual), el estudio de varias soluciones alternativas y su comparación, la optimización estructural (pueden realizarse cálculos iterativos), y en algunos casos conseguir mayor precisión y soluciones más económicas.

Sin embargo, frente a estas ventajas, discutibles y cuestionables, también se generan serios inconvenientes, que en muchos casos han dado lugar a estructuras inadecuadas.

Hablaremos fundamentalmente de los errores más frecuentes que suelen cometerse cuando se estudia una estructura con el uso del ordenador. Previamente se harán algunas consideraciones sobre la determinación de acciones que deben considerarse en el cálculo, o mejor dicho de aquellas acciones que frecuentemente no se consideran y que posteriormente son el origen de múltiples casos de patología.

Las acciones en la edificación se han establecido normalmente, hasta la aparición del CTE, a partir de la norma Básica de la Edificación, NBE-AE-88 Acciones en la edificación del ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (MV-101-1962 del Ministerio de la Vivienda).

Respecto al peso propio de los elementos constructivos, la norma proporciona una orientación para una serie de forjados tipo. En cualquier caso, es mejor acudir a las tablas que proporcionan los fabricantes de forjados para conocer exactamente el peso propio de los mismos. En la ejecución, debe controlarse perfectamente el espesor de la capa de compresión para no tener un forjado más pesado de lo establecido. Igualmente deben controlarse los rellenos de nivelaciones que pueden producirse por flechas o contraflechas de los forjados.

Los solados son otra causa frecuente de incremento de cargas permanentes, debido a la disposición de un relleno de espesor mayor que el especificado en los planos. También es frecuente no contabilizar tendidos de yeso (en paredes o techos), peso de instalaciones, etc.

Las sobrecargas de uso están recogidas en la tabla 3.1 de la Norma. En general, deben considerarse, sobre todo, aquellas zonas destinadas al almacenaje de productos y mercancías, zonas de bibliotecas, zonas de locales comerciales, zonas destinadas a jardines, zonas de relleno de tierras con posibilidades de acumular aguas de lluvia, zonas donde actúan grandes cargas puntuales etc. En estos casos las sobrecargas deben estudiarse cuidadosamente.

Algunos de los siniestros que se han presentado en estructuras de cubiertas han sido debidos a una inadecuada consideración de las sobrecargas de nieve y viento. En algunos casos por considerar acciones menores de las debidas, y en otros por no establecer las hipótesis correctas de cálculo, como por ejemplo el no considerar alternancia de sobrecargas (nieve o viento sobre una parte de la cubierta).

Las solicitaciones producidas por las acciones de origen térmico y reológico no se consideran en la mayoría de las estructuras convencionales de edificación. Esta omisión ha conducido en algunos casos a desperfectos aparecidos tanto en los elementos estructurales como no estructurales (tabiquería).

Las estructuras corrientes de edificación (tipo pórticos), se consideran, a efectos de cálculo, perfectamente empotradas en la cimentación. No hay duda que siempre se producirán asientos diferenciales entre unas zapatas y otras, y el no considerar estos asientos como una hipótesis

más de cálculo conduce a infravalorar los esfuerzos y las deformaciones y en consecuencia a la aparición de fisuras en fachadas, tabiquerías y en elementos estructurales.

Los empujes sobre muros de sótano son difíciles de predecir. Ante esta situación deben hacerse varias hipótesis para determinar cual es la más desfavorable. Con frecuencia se olvida considerar el empuje de la capa freática cuando ésta se encuentra en su cota más elevada debido a las lluvias caídas, o simplemente los empujes debidos a la acumulación de aguas que por algún motivo no pueden drenarse (obstrucción de los drenajes). No considerar un relleno adecuado del muro, con materiales apropiados, puede variar las acciones a considerar para el cálculo.

Cálculos con ordenador

Los errores en el análisis de solicitaciones de una estructura puede estar relacionado con las aproximaciones e idealizaciones que efectuamos con el propósito de aproximar el hecho real al puramente matemático, y es preciso que el calculista tenga una visión global del problema.

La idealización estructural está relacionada fundamentalmente con la geometría de la estructura, con el material utilizado, con el comportamiento mecánico y con la idealización del terreno de cimentación.

Para poder realizar el cálculo es necesario simplificar la estructura real para adaptarla al modelo matemático utilizado. Suelen presentarse desviaciones considerables en el cálculo de esfuerzos y deformaciones si no escogemos un programa que tenga en cuenta todas las alternativas y consideraciones que el caso implica. Por ejemplo, una deformación generalmente despreciable es la producida por el esfuerzo cortante, pero en algunos casos debe ser considerada (pantallas y vigas de gran canto en donde su efecto puede ser importante).

Otra cuestión es decidir el tipo de interacción cimiento-estructura. En el cálculo generalmente se consideran dos tipos de apoyos: los rígidos, que impiden todo movimiento del apoyo, y los elásticos, idealizados y aplicables de manera práctica a estructuras mediante coeficientes de balasto.

Generalmente se considera la estructura como si estuviera rígidamente empotrada en la base, es decir sin desplazamientos y giros, si bien luego es necesario analizar la cimentación y comprobar la influencia que los asentos y giros de la misma pueden tener en el resto de la estructura. Esta comprobación se olvida en la mayoría de los casos.

En muchas ocasiones determinar la naturaleza de un apoyo o nudo no es fácil, y el calculista debe optar por una de las dos hipótesis mencionadas. La asimilación que se elija en el cálculo, debe tener su correspondencia en la estructura real, para evitar que en la misma se produzcan solicitaciones indeseadas o fallos que puedan conducir al colapso. Muchas veces las idealizaciones que se han hecho en el cálculo no se han correspondido con las vinculaciones ejecutadas en obra, lo que ha dado lugar a patologías importantes que han puesto en peligro la estabilidad de la estructura.

2.3 Patología de ejecución y de conservación

La patología de ejecución es muy variada y afecta a todo tipo de construcción. Muchos defectos y errores que se cometen son comunes a todos los tipos de estructuras con independencia del tipo de material empleado. Otros dependen de la propia tecnología de construcción aplicada a cada material. El conocimiento de las anomalías y daños derivados de la ejecución implica un recorrido completo por el proceso constructivo, revisando también la fabricación de componentes, utilización de materiales y controles de calidad realizados.

La patología de ejecución es aquella que se deriva del proceso constructivo. En este proceso pueden intervenir causas técnicas y causas ajenas a las estrictamente técnicas. Ambas pueden afectar muy seriamente a la resistencia, durabilidad y economía de la construcción.

Las patologías de conservación es la que se genera durante el uso de la construcción, es decir durante el periodo de servicio. Su origen puede tener raíces en los propios errores de proyecto y ejecución.

Otro origen de esta patología se encuentra en el uso indebido de la construcción: Utilización para unas cargas no previstas o cambio de uso, falta de operaciones de mantenimiento, remodelaciones incontroladas, supresión de elementos estructurales principales, contaminación de la cimentación por fugas de conductos y bajantes, envejecimiento y cansancio de materiales, ataques químicos en elementos expuestos en atmósferas contaminantes, etc.

3 Evaluación estructural

Presentado el problema, la única solución es realizar una evaluación de la estructura. Generalmente el desarrollo de este trabajo se plasma en un informe técnico de patología redactado por especialistas.

La evaluación, reparación y rehabilitación de estructuras de edificios y construcciones en general es, a partir de 1990, una de las actividades principales dentro del campo de la construcción. Entre los factores que han contribuido a esta situación pueden citarse, entre otros, la edad de las construcciones, el mantenimiento inadecuado, la variación de las acciones previstas en el proyecto original y el progresivo deterioro por uso y ataque de agentes ambientales. Actualmente, dicha actividad representa en Europa un porcentaje cercano al 35% del volumen total del quehacer constructivo. Si bien en España este porcentaje es bastante inferior, existe una tendencia creciente en los últimos años.

Para el desarrollo de estas actividades es necesario conocer cual es el estado real de las estructuras. Es preciso la identificación y caracterización de los problemas patológicos, la determinación de los coeficientes de seguridad reales, la estimación de la vida residual de las estructuras y el estudio de sistemas de refuerzo que permiten prolongar la vida útil de las mismas.

Las estructuras de hormigón se construyeron profusamente en nuestro país a partir de los últimos años de la década de 1950. Muchas de estas construcciones han superado o van a superar la mitad de su periodo de vida útil. Es necesario y urgente en muchos casos evaluar estas estructuras con metodologías fiables y modelos adecuados de cálculo, comprobación y experimentales.

Antes de cualquier intervención se debe hacer un diagnóstico, que consiste en analizar el estado actual de la estructura, previa inspección, toma de datos y análisis de los mismos. En general incluye la evaluación de la capacidad residual así como las necesidades de actuación y urgencias. En caso de existencia de daños debe determinar la naturaleza, el alcance y causas más probables de los mismos.

Para abordar un informe de patología se debe contar con la mayor información posible. En primer lugar debe solicitarse al peticionario la documentación del proyecto original y cualquier otra información que pueda ser de utilidad. Con esta información mínima e imprescindible, junto con las explicaciones sobre daños, defectos, etc., observados por el peticionario, el técnico tiene que elaborar un plan inicial de actuación, con el objeto de que una vez estudiada la documentación y filtrada la información se realice una visita previa de inspección para conocer "in situ" los problemas denunciados.

En la visita previa de reconocimiento debe conseguirse información sobre:

- El proyecto: Autor, fecha, empresa constructora, empresas suministradoras de materiales, controles de calidad realizados, memoria de cálculo, etc.

- Característica de la construcción: Tipología estructural, uso principal, fecha de construcción, materiales utilizados, situación, terreno de cimentación, entorno que rodea a la construcción, etc.
- Localización y características de los daños observados: tipología de daños, alcance de los mismos, fecha en que se observó su aparición, incidencia en elementos principales resistentes, incidencia en elementos secundarios, etc.
- Causas probables de los desperfectos: Obras de acondicionamiento, reforma o remodelación; cambios de uso; rotura de instalaciones; causas naturales excepcionales; efectos diferidos de la carga permanente; defectos de los materiales; modificación de la estructura, supresión de elementos; cansancio de los materiales; movimientos de la cimentación; agentes atmosféricos; defectos y errores de proyecto; ejecución defectuosa; mantenimiento inadecuado; etc.

La disponibilidad del proyecto original, y del proyecto de obra ejecutada si se han realizado cambios durante la ejecución, es importante para la planificación del trabajo futuro. Cuando el proyecto no existe se hace necesario un esfuerzo suplementario como es el levantamiento de planos de la estructura, que alarga y encarece el estudio.

El reconocimiento previo tiene por objeto evaluar el trabajo a realizar, tomar decisiones en función de la gravedad de los daños (riesgo de hundimiento, apuntalar la estructura, desalojo de ocupantes, etc.), y realizar algunos ensayos sencillos sobre materiales (carbonatación del hormigón, presencia de cloruros, etc.), incluso tomar algunas muestras para ensayo en laboratorio.

La inspección exhaustiva debe realizarse a partir de un plan de trabajo elaborado en base a la información recopilada en la visita previa de inspección. Debe contemplar como mínimo:

- Relación de ensayos a realizar “in situ”
- Relación de ensayos a realizar en laboratorio
- Definición de zonas de extracción de muestras y de realización de ensayos
- Sistemática de inspección, con recorridos preestablecidos
- Relación de personal necesario para la inspección
- Relación de medios
- Programación de tareas y estimación de tiempos
- Preparación de croquis para el registro de daños
- Sistemática de etiquetado e identificación de muestras
- Fichas de descripción detallada de desperfectos
- Actualización y comprobación de equipos de medida
- Planificación de las medidas de seguridad
- Informar al peticionario y no olvidar pedir todos los permisos necesarios

Todas las actuaciones que se realicen en la inspección deben quedar debidamente registradas y documentadas. Un buen reportaje fotográfico de los daños observados, de las muestras tomadas, etc., es imprescindible a la hora de redactar el informe y de dejar constancia de lo acontecido. Todos los datos necesarios, o suplementarios a la documentación aportada, para efectuar las comprobaciones de cálculo deben ser investigados inequívocamente.

En las comprobaciones estructurales debe distinguirse entre la comprobación que se hace sobre proyecto, y con datos exclusivamente de proyecto, para detectar si se cometieron errores en esta etapa, y la comprobación que se hace sobre la estructura real construida.

Del resultado de los estudios, análisis y cálculos realizados se obtendrán unas conclusiones acerca de la importancia de los daños y del nivel de seguridad de la estructura. La decisión sobre si el margen de seguridad obtenido permite mantener a la estructura en servicio puede ser una cuestión difícil. Pueden existir defectos ocultos y pueden producirse colapsos parciales sin que afecten a la seguridad global de la estructura. Por esta razón es conveniente dar los márgenes de seguridad de los elementos individuales y analizar como influyen en la seguridad global del conjunto (estudio de posible colapso progresivo).

A modo de conclusión se puede decir que solucionar los problemas de patología o eliminar su aparición es una tarea difícil. No obstante se están estableciendo pautas que tienden a disminuir el fenómeno. Desde el punto de vista de la patología de proyecto se tiende a realizar un control de proyecto por empresas y especialista independientes. Desde el punto de vista de los materiales cada vez los métodos de producción son mejores y más fiables. Los controles de fabricación, de ejecución y puesta en obra, los sellos de garantía de calidad, DIT, etc, son un buen camino para eliminar parte de la patología existente.

La patología de ejecución disminuirá en la medida que mejoren los procesos constructivos y su tecnología. Esto requiere personal especializado, lo que indica un camino de formación profesional y especialización en el sector de la construcción. La eliminación de una parte de la patología de uso y conservación requiere la mentalización del usuario y de los poderes públicos. Una legislación cada vez mejor y más completa parece un camino que debe seguirse.

Bibliografía

1. Vieitez Chamosa, J.A. Patología estructural. Aspectos químicos, normativa y estadística. Tesis doctoral UPN. Marzo 1984.
2. GEHO. Encuestas de patología. Madrid. Febrero 1992.
3. Informes de patología del IETcc.

PATOLOGÍA EN PREFABRICACIÓN

José Pedro Gutiérrez

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 Introducción

Como se ha indicado al principio del seminario, las estadísticas sobre patología de estructuras señalan que aproximadamente en el 50% de los casos la patología manifestada tiene su origen en el proyecto, el 30% tiene su origen en fallos de ejecución y el 15% deriva de la baja calidad o defecto en los materiales. La causa no suele ser única y muchos casos comparten errores de proyecto, fallos de ejecución y defectos de los materiales, junto con otras causas derivadas del mal uso y mantenimiento de las construcciones. Al menos el 75% de los casos corresponden a estructuras de hormigón.

En construcción prefabricada, con elementos de hormigón, no existe una estadística completa. Partiendo de los porcentajes anteriores, puede que el origen de los fallos o siniestros que se han producido tengan mayor relación con errores cometidos en la fase de proyecto, en menor proporción, posiblemente, con los fallos de ejecución, y menor con causas relacionadas con la calidad de los materiales, que se suponen mejor controlados y seleccionados en las instalaciones de prefabricación. Pueden aparecer otras causas derivadas de la propia prefabricación de los elementos y del transporte de los mismos, y accidentes ocurridos durante la fase de montaje, que podrían incluirse dentro de los fallos de ejecución.

2 Patología de proyecto

Como en cualquier tipo de estructura y material utilizado, la patología que se genera en la etapa de proyecto tiene, en general, repercusiones económicas importantes, y puede ser de difícil solución en el caso de elementos prefabricados de hormigón.

En la concepción y proyecto de una construcción con elementos prefabricados uno de los puntos de máxima atención se centra en las juntas, uniones y conexiones entre los distintos elementos, salvando lógicamente la incongruencia que puede suponer proyectar sin tener en cuenta el proceso constructivo. Esta atención requiere una dedicación especial y esfuerzo en el diseño de los detalles constructivos, que son fundamentales en esta tipología constructiva.

Como puntos críticos en el diseño podemos citar, entre otros:

- Una geometría y dimensiones adecuadas que facilite la correcta ejecución de las juntas y uniones.

Es normal en estructuras prefabricadas afinar las proporciones: espesores, longitudes de apoyo, recubrimientos, juntas etc. Sin embargo, la estructura prefabricada debe montarse y terminarse “in situ”, donde las condiciones de ejecución son muy distintas a las que pueden encontrarse en fábrica. Es frecuente comprobar como detalles desarrollados sobre papel no pueden materializarse en obra.

- Dimensionar adecuadamente las juntas y uniones para que sean capaces de transmitir las distintas clases de esfuerzos a las que están sometidas (tanto en fase de montaje como en su estado definitivo) sin sufrir deformaciones perjudiciales o excesivas.

En relación con este último punto, el problema de las juntas, uniones y/o conexiones está en garantizar su eficacia y comprender los principios básicos de comportamiento.

Desde el punto de vista resistente, cuando se producen esfuerzos o reacciones muy descompensados entre dos sustentaciones de distinta categoría y coacción de un elemento, la ineficacia de una de las uniones o sustentación puede aumentar considerablemente el esfuerzo o reacción en la otra. Es razonable en estos casos hacer hipótesis alternativas suponiendo una eficacia parcial de cada una de las uniones y ver como se redistribuyen los esfuerzos en el elemento y como se alteran las reacciones en los apoyos.

Desde el punto de vista funcional, deformaciones excesivas, o no contempladas en la etapa de proyecto, pueden dejar inservible las juntas y fuera de servicio la construcción.

En la unión de los elementos prefabricados con la cimentación debe estudiarse con detenimiento el caso de cimentaciones con foseados o cajeados longitudinales (cáliz) en donde van alojados los paneles. Es necesario proporcionar suficiente resistencia al cáliz para evitar la apertura del mismo. El tema tiene mayor importancia cuando los paneles deben transmitir acciones horizontales importantes. La profundidad del foseado debe ser suficiente, y permitir la longitud de anclaje necesaria de la armadura principal de los paneles. Las secciones bajo el foseado o cáliz deben dimensionarse adecuadamente, en canto y armadura, la zapata de cimentación debe transmitir una tensión al terreno inferior a la tensión admisible y proporcionar una reacción suficiente que contrarreste una buena parte de los empujes ejercidos por los paneles sobre las paredes laterales del foseado. Parece aconsejable “coser” el cajeado por la parte superior si el proceso constructivo y la prefabricación lo permiten.

Los problemas de análisis y cálculo estructural tienen su origen en muchos casos en la falta de información sobre algunos datos de partida esenciales, como pueden ser las acciones que deben considerarse. Algunas acciones se desconocen y otras no se contemplan. Una situación típica ocurre con los rellenos de tierras sobre elementos prefabricados (por ejemplo marcos y galerías). La altura de tierras, su peso específico, el talud, la simetría o no del relleno, son en la mayoría de los casos incógnitas que no se despejan hasta el momento exacto de la construcción. Formular hipótesis sobre la posible formación de arcos de descarga puede ser poco recomendable.

En muchos casos las acciones térmicas no se contemplan en el análisis estructural. Sin embargo, las deformaciones y esfuerzos de origen térmico pueden ser importantes para dimensionar juntas, conexiones, elementos de apoyo, etc. Un caso típico ocurre con la deformación de origen térmico que se produce en los paneles de esquina de dos fachadas perpendiculares. Hay que tener en cuenta también que las acciones en la fase de desmoldeo (debido a peso propio) de piezas importantes suelen ser en algunas ocasiones más determinantes que las acciones finales en servicio.

En piezas esbeltas es necesario realizar las comprobaciones de pandeo, y en algunos casos otros análisis complementarios de segundo orden teniendo en cuenta el efecto $P-\Delta$.

Un aspecto del análisis que no debe olvidarse en construcción prefabricada es el estudio de los posibles mecanismos de fallo por colapso progresivo de la estructura, y dar soluciones para

que éste no se produzca (en definitiva analizar como el fallo de un elemento o pieza incide en el resto de la estructura).

Desde el punto de vista documental se han observado en algunos casos errores en los planos de proyecto que afectan a los detalles constructivos, así como diferencias en las especificaciones de los materiales que figuran o deben figurar en los distintos documentos de proyecto, de control de calidad y en las cláusulas de contratación de la obra para su ejecución. Es frecuente observar las incongruencias de un Plan de Calidad establecido para unas características de los materiales distintas de las que figuran en la memoria del proyecto, que a su vez no son las mismas que quedan recogidas en los planos de los elementos, que tampoco coinciden con las características de los materiales contratados que figuran en el correspondiente contrato de fabricación y/o ejecución.

3 Materiales

La patología derivada de los materiales no es muy distinta de la que puede producirse en otras construcciones tradicionales de hormigón. En general su incidencia en prefabricación suele ser menor al estar los materiales mejor controlados. Mayor precaución debe tenerse con los hormigones y morteros “in situ” utilizados para juntas, rellenos, acabados, etc.

4 Fabricación

En la fase de fabricación el mayor problema puede estar en que los elementos de la instalación no funcionen adecuadamente (central de hormigonado con una buena homogeneidad de las amasadas, control de tesado de cables, gatos tarados, moldes en buen estado y no deformados, funcionamiento de los equipos de vibración, medidas de seguridad, etc.).

Debe tenerse un cuidado especial cuando el hormigonado y curado se realice con temperaturas bajas. Es fácil que en instalaciones abiertas se alcancen temperaturas próximas a 0 °C en la estación invernal, dependiendo de la climatología de la zona.

La colocación de la ferralla debe controlarse para respetar los recubrimientos exigidos, las longitudes de anclaje proyectadas, los radios de doblado de las armaduras, la posición de cables y barras y la inamovilidad durante la fase de hormigonado. En general estas operaciones son sencillas y no deben ser origen de patología futura. Respetar los recubrimientos y los radios de doblado de las armaduras de la serie gruesa suele ser el mayor problema que se presenta con regularidad, sobre todo en piezas de pequeño espesor.

Otro punto clave suele estar en la introducción del pretensado en las piezas o elementos. Generalmente, se exige que la resistencia del hormigón sea elevada en el momento de transferir el pretensado, lo que obliga a un control muy estricto de la resistencia en dicho instante. Debe vigilarse, en su caso, la simetría y uniformidad de tensiones en los cables y el correcto entubado de los mismos para evitar excentricidades adicionales en planos de debilidad inercial.

En prefabricación debe conseguirse un buen acabado de la pieza, en geometría, textura y color de la superficie. Es por tanto indispensable una uniformidad en la producción, exactitud en los moldes, utilización de los mismos materiales, etc. Es necesario cuidar especialmente la formación de agujeros o huecos en las piezas, así como los elementos de junta y conexión. La utilización de hormigones muy secos, en ciertos procesos de fabricación, puede dar lugar a elementos con coqueras importantes, acabados defectuosos y muy rugosos, o a daños más importantes como es el desprendimiento de tabiques de piezas huecas. La instalación tendrá un sistema de calidad que garantice su producción, evitando enviar a obra elementos defectuosos.

El apilamiento y almacén de las piezas prefabricadas requiere en algunos casos un cuidado especial. Por ejemplo, en piezas de grandes luces debe calcularse la luz máxima de voladizo que pueden soportar (considerando un coeficiente de impacto) para disponer adecuadamente los tacos de apoyo, o en tubos de gran diámetro evitar la ovalización de la sección.

En la manipulación de los elementos es fundamental estudiar la posición de las piezas de cuelgue, así como aquellas otras para su correcta colocación en obra.

5 Transporte

El mayor problema se presenta con el transporte de piezas grandes y luces importantes. Los elementos pueden estar sometidos a cargas y acciones imprevistas, tales como choques, impactos, cuelgues indebidos, vibraciones, etc. El transporte de piezas grandes requiere permisos especiales cuando se superan las dimensiones y/o pesos autorizados. Esto obliga en ocasiones a estudiar una disposición "idónea" de transporte que requiere la manipulación y volteo de piezas, que debe hacerse con útiles adecuados y maquinaria potente que evite dañarlas. Las partes más sensible son los elementos de conexión y las zonas de juntas. Su deterioro ocasiona la pérdida del elemento.

En el caso de transporte por carretera con trazados difíciles, curvas y contra curvas de pequeño radio (peraltas opuestos), las vigas de grandes luces pueden sufrir esfuerzos no contemplados en el cálculo (de torsión, cortante, flexión).

En este sentido, el acceso a la obra debe estar en buenas condiciones, de forma que facilite el transporte hasta la zona de almacén o de montaje en su caso.

Un porcentaje determinado de piezas sufre desperfectos durante el transporte. Los criterios de aceptación-rechazo deben ser claros, Las piezas dañadas y aceptadas deben ser reparadas. En la mayoría de los casos los daños no deben afectar a la seguridad estructural del elemento.

6 Ejecución

Con un proyecto bien desarrollado y pensado desde el punto de vista constructivo, la ejecución en general no debe plantear excesivas dificultades. Los problemas que pueden generarse son de varios tipos, relacionados generalmente con:

- Ausencia de un plan de montaje con una secuencia definida y coordinada de operaciones.
- El empleo de grúa, o maquinaria en general, no adecuada para los elementos que deben montarse. Los dispositivos de izado deben ser potentes y adecuados.
- Las tolerancias geométricas y desviaciones. La construcción prefabricada requiere exactitud dimensional. Las desviaciones pueden ser acumulativas, lo que es origen de acabados defectuosos (por ejemplos flechas, desplomes, retranqueos, escalones, etc.).
- La nivelación de los apoyos (por ejemplo bases mal niveladas para recibir los paneles de cerramiento. Requieren en muchos casos el empleo adicional de cuñas.
- Problemas en las juntas por geometría incompatible y nivelaciones defectuosas.
- El hormigonado de juntas con poco espesor y densidad de armaduras.
- Retrasos en el suministro de piezas y elementos, que entorpece el ritmo de la construcción.
- Sobrepassar las cargas previstas durante las fases de montaje. Pueden dañar los elementos y las juntas y originar accidentes.

En la fase de montaje los siniestros más conocidos están relacionados con la falta de estabilidad de la estructura o elemento prefabricado durante la ejecución.

Es necesario estudiar el sistema de arriostramiento que garantice la estabilidad durante la construcción. La inestabilidad puede a veces ser provocada por un accidente o choque de la maquinaria de obra. Un caso típico se produce en el montaje de vigas o cerchas de cubierta de naves industriales. Los hormigonados no simétricos pueden producir accidentes.

En vigas cuya cabeza de compresión se hormigona in situ junto con el forjado (o en estructuras evolutivas) la resistencia a cortante de las secciones puede ser limitada al no estar los cercos debidamente anclados. Es recomendable vigilar que no se sobrepasen las cargas previstas durante la ejecución.

Bibliografía

1. Manual de construcción prefabricada. Tihamér Koncz. Editorial Blume
2. Prefabricación liviana. Primer simposio internacional 27 y 28 de marzo de 1990, Cali. Instituto Colombiano de Productores de Cemento.
3. Precast concrete. M. Levitt. Applied Science Publishers.
4. Estructura tradicional y prefabricada en hormigón. Stanislaw Pereswiet-Soltan. H. Blume Ediciones.
5. Eurocódigo nº 2. Parte ENV-1992-1-3: Elementos prefabricados de hormigón
6. Prefabrication with concrete. A.S.G. Bruggeling, G.F. Huyghe. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield 1991.
7. Multi-Story Precast Concrete Framed Structures. Kim S. Elliott. Blackwell Science
8. Estructuras de edificación prefabricadas. FIP - ATEP.
9. PCI Design handbook. Precast and Prestressed Concrete.

INFORMES DE PATOLOGÍA Y DE PERITAJE DE ESTRUCTURAS

María Dolores García Alonso
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid (UPM)

1 INTRODUCCIÓN

La palabra Patología procede de las palabras griegas “*pathos*”, cuyo significado es enfermedad, y “*logos*”, que significa estudio. Por tanto, la patología constructiva se puede definir como la rama de la Ciencia y Técnica de la Construcción que estudia los problemas que aparecen en los edificios y obras públicas, o en alguna de sus unidades, después de su ejecución. En el caso de la patología de estructuras, ésta se puede considerar como la parte de la patología constructiva en que el origen o causa principal de los problemas o lesiones que se manifiestan tiene una clara vertiente estructural.

Por otro lado, el concepto de peritaje o peritación (trabajo o estudio que hace un perito) lleva asociada una importante carga jurídica. Así, el término perito está definido en el Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua, en su tercera acepción, como la “persona que, poseyendo especiales conocimientos teóricos o prácticos informa, bajo juramento, al juzgador sobre puntos litigiosos en cuanto se relacionan con su especial saber o experiencia”.

En cualquiera de los casos, tanto la labor del patólogo como del perito queda plasmada en un informe o dictamen donde se reflejan, de forma pormenorizada, las actuaciones que se han realizado para establecer las causas que han dado origen a las lesiones detectadas.

2 EL ESTUDIO PATOLÓGICO

El adecuado comportamiento de una estructura durante su período de vida útil exige el cumplimiento de los requisitos de seguridad y funcionalidad para los que fue proyectada. Sin embargo, determinadas vicisitudes acaecidas a lo largo el proceso constructivo entendido en su acepción más amplia, es decir, desde que se proyecta el edificio hasta que es disfrutado por los usuarios, pueden condicionar la resistencia y durabilidad de las estructuras construidas.

Para recuperar o rehabilitar nuestro patrimonio arquitectónico con garantías de éxito, es necesario conocer el comportamiento real de las estructuras en servicio, especialmente si los edificios de los que forman parte manifiestan síntomas patológicos. Tratar de solucionar los problemas de forma puntual, sin analizar la interrelación de unos con otros y sin buscar el origen de los mismos para paralizar el proceso de deterioro, nos conduciría irremediablemente al fracaso.

Por tanto, previamente a cualquier actuación, hay que identificar y caracterizar los problemas patológicos, analizarlos y establecer un diagnóstico que nos permita identificar el origen del problema y cómo ha evolucionado hasta dar lugar a la sintomatología actual. Este es el objetivo del estudio patológico. Así, a partir de la observación del daño o lesión – el síntoma – e infiriendo su evolución mediante el análisis de los datos obtenidos, se deducirán las causas probables del daño – el origen - reconstruyendo de esta forma el proceso de degradación que se ha producido a lo largo del tiempo.

2.1 Observación del daño

El daño o lesión es el punto de partida de todo estudio patológico, pues se trata de la manifestación visible de la existencia de un problema. Es muy importante la correcta identificación de los daños, para poder independizar lesiones y procesos patológicos distintos, ya que normalmente las lesiones no aparecen solas sino interrelacionadas unas con otras y, en muchas ocasiones, una lesión es origen de otra. Por eso es fundamental proceder de forma ordenada y metódica, limitando en lo posible las ideas preconcebidas y adoptando un método sistemático de inspección y toma de datos.

Las manifestaciones que evidencian la existencia de un problema patológico son múltiples y diversas. Una posible clasificación de estos defectos y lesiones, atendiendo a la naturaleza del proceso patológico, es la siguiente¹:

- *Lesiones físicas*. Se incluyen en este grupo todas aquellas lesiones en que la problemática patológica está basada en hechos físicos tales como partículas ensuciantes, heladas, condensaciones, etc. Normalmente el origen del proceso también será físico y su evolución dependerá de procesos físicos. En este grupo se incluyen daños tales como las manchas de humedad, las erosiones y la suciedad.

- *Lesiones químicas*. Este grupo comprende aquellas lesiones que aparecen en el contexto de un proceso patológico de carácter químico, en el que el origen suele estar en la presencia de sales, ácidos o álcalis que reaccionan químicamente para acabar produciendo algún tipo de descomposición del material, provocando su

¹ “La patología y los estudios patológicos”, Juan Monjo Carrió. Metodología de la restauración y de la rehabilitación. DCTA-UPM. 1999.

pérdida de integridad y afectando, por tanto, a su durabilidad. En este grupo se incluyen las eflorescencias, la corrosión y los ataques por organismos vivos.

- *Lesiones mecánicas.* Son aquéllas que aparecen como consecuencia de las propiedades tenso-deformacionales de los materiales y elementos constructivos. Suelen estar asociadas a aquellas situaciones patológicas en que predomina el factor mecánico, tanto en sus causas como en su evolución y sus síntomas. En este grupo hay que destacar las deformaciones (flechas, desplomes, pandeos, alabeos, etc.), grietas, fisuras y desprendimientos.

Cuando se produce un proceso patológico de carácter estructural es raro que no aparezcan lesiones de naturaleza mecánica: fisuras, grietas, desplomes, flechas, etc. Sin embargo, hay lesiones de naturaleza química, como la corrosión o el ataque de organismos vivos, o incluso de carácter físico, como las erosiones, que pueden comprometer la seguridad y la funcionalidad de las estructuras en servicio. Este tipo de lesiones pueden presentarse de forma aislada pero, en la mayoría de los casos, se manifiestan junto con otros daños de naturaleza mecánica. En este último caso, y en aras de establecer un diagnóstico certero y proponer una solución adecuada, es muy importante diferenciar las lesiones que aparecen en primer lugar en el proceso, lesiones primarias, de aquéllas que surgen como consecuencia de las primeras, lesiones secundarias.

En cualquier caso, la aparición de fisuras es el síntoma patológico por excelencia del inadecuado comportamiento estructural. Esta fisuración se puede manifestar en los propios elementos estructurales, en el caso de que sean de hormigón o de fábrica, o en elementos no estructurales, pero a consecuencia de las condiciones de sollicitación y deformabilidad de la estructura (*Figura 1*).



Figura 1 – Fisuración en tabiquería por excesiva flexibilidad de la estructura horizontal

Mediante la observación, análisis sistemático y control de la evolución de estos síntomas es posible realizar un primer diagnóstico y, en su caso, establecer un plan de reconocimiento más exhaustivo que permita detectar con más profundidad el alcance de los daños.

2.2 Toma de datos

Una vez identificados e independizados los daños, se inicia la toma de datos. En esta fase se requiere la aplicación de una metodología lo más sistemática posible para no obviar ningún dato que pudiera ser importante para el ulterior análisis. Asimismo, hay que tratar de conseguir todo tipo de documentación, gráfica o escrita, que pueda facilitar la comprensión del proceso.

Para la toma de datos es necesario un mínimo de visitas de inspección así como la realización de un reportaje fotográfico donde se plasme gráficamente el estado de las lesiones en un momento determinado, tanto para poder seguir su evolución, como para poder continuar el análisis desde el despacho. En esta etapa se necesitará un equipo de instrumentos básicos que incluya cuadernos de notas, lápices, ceras, cintas métricas, fisurómetros, calibres, nivel, plomada, linterna, espejos, lupas, etc. Para tomar muestras de materiales con objeto de ensayarlas en el laboratorio se necesitarán algunas herramientas tales destornilladores, punzones, martillos, etc. así como bolsas de plástico y etiquetas para que queden perfectamente identificadas.

En algunos casos, dependiendo del carácter del defecto y del alcance de la investigación, será necesario algún tipo de instrumentación o el uso de distintos aparatos de medida para seguir la evolución de la lesión. También puede ser necesario plantear un plan de ensayos más exhaustivo con el fin de obtener una información lo más completa posible.

Entre las pruebas y ensayos a realizar se pueden incluir:

- *Colocación de testigos para controlar la evolución de las fisuras.* Estos testigos tradicionalmente han sido de yeso o de cristal, por su sencillez de ejecución. Para obtener una medida de mayor precisión se pueden utilizar sensores electrónicos fijados a cada lado de la grieta, de forma que periódicamente se pueda realizar una medición de la fisura y comprobar su evolución.
- *Extracción de probetas testigo y microprobetas.* La extracción de testigos cilíndricos se suele realizar con sondas rotatorias que pueden actuar horizontal o verticalmente, y algunas de ellas en cualquier dirección.
- *Apertura de huecos para información de partes ocultas.* Para evitar costos muy elevados, este tipo de operaciones debe reducirse a aquellas zonas más significativas.
- *Medición de temperaturas del aire y de la superficie, y humedad relativa del aire.*
- *Nivelaciones.* El control de alineaciones y desplomes se puede realizar por medio de instrumentos ópticos y equipos topográficos tales como teodolitos, niveles, etc.
- *Deformaciones.* Estas se controlarán disponiendo de forma conveniente un número suficiente de flexímetros o comparadores.

2.3 Análisis del proceso. Diagnóstico

Una vez realizada la toma de datos, y estando en posesión de los resultados de los análisis de laboratorio y de las comprobaciones de cálculo que haya sido pertinente realizar, hay que tratar de conocer cómo se ha desarrollado el proceso patológico, es decir, cuál ha sido su origen y su evolución hasta llegar a su estado actual. En definitiva, se trata de analizar el proceso con el fin de alcanzar un diagnóstico, y por tanto unas conclusiones que ayuden al profesional en la toma de decisiones frente a una intervención de rehabilitación, reparación o refuerzo de la estructura.

Con mucha frecuencia hay varias causas que actúan conjuntamente para producir una misma lesión, lo que dificulta la realización de un diagnóstico correcto. Por tanto habrá que identificar cuál es la causa principal y cuál es la interrelación entre ellas. Siguiendo el mismo criterio que en la clasificación de las lesiones, las causas se pueden agrupar en tres grandes familias:

- *Causas físicas.* Engloban el conjunto de agentes atmosféricos que pueden actuar sobre la estructura o la construcción en general. En este grupo se incluye la lluvia, el viento, la helada, los cambios de temperatura y la contaminación atmosférica. Los efectos de estas acciones son muy variados, pudiendo destacarse ensuciamientos, filtraciones, fisuración en el caso de variaciones de temperatura, erosiones y desprendimientos.
- *Causas químicas.* Comprenden todo tipo de productos químicos y sus reacciones. Pueden proceder del ambiente, del propio uso o de organismos vivos. En este grupo cabe mencionar los contaminantes ambientales, que tienden a reaccionar con algunos compuestos pétreos, las sales solubles contenidas en ladrillos, piedras y morteros, la humedad, los álcalis y los microorganismos. El resultado de estos agentes pueden ser distintos tipos de erosiones químicas, eflorescencias y corrosión.
- *Causas mecánicas.* Engloban todo tipo de acciones que implican un esfuerzo mecánico sobre elementos constructivos, estructurales o no, superiores a los que son capaces de soportar. Entre las acciones mecánicas sobre elementos estructurales se pueden citar las sobrecargas de uso temporales superiores a las previstas en el cálculo, las cargas dinámicas, los impactos, etc. En cuanto a los esfuerzos mecánicos sobre elementos no estructurales - cerramientos, tabiquerías, acabados - hay que destacar aquéllos producidos por estar debajo o apoyados sobre forjados muy flexibles, y la transmisión de esfuerzos por deformación desde los elementos estructurales a los de cerramiento y tabiquería. En todos estos casos el resultado es la aparición de deformaciones, grietas y fisuras, y en el caso de acabados, puede haber desprendimientos.

Las acciones descritas se pueden considerar los agentes, activos o pasivos, que inician un determinado proceso de deterioro, constituyendo el origen inmediato o causa “directa” de dicho proceso. Sin embargo, cuando un edificio es el resultado de un proyecto riguroso, se ha ejecutado con arreglo a las normas de la buena construcción, con materiales de calidad contrastada y durante su uso se han realizado las operaciones de mantenimiento y conservación pertinentes, difícilmente esos fenómenos pueden iniciar un problema patológico. Normalmente las causas “directas” necesitan la conjunción de determinados fallos o errores cometidos en alguna o varias etapas del proceso constructivo para activar los mecanismos de degradación.

Desde este punto de vista, y en función de la etapa correspondiente en la que se cometa el error, se pueden clasificar las causas de los problemas patológicos en:

- *Errores de diseño y/o cálculo.* Estadísticamente, este tipo de errores está en el origen de más del 50% de los problemas patológicos que presentan las estructuras. En este grupo se incluyen los errores de concepción, los errores de cálculo y la inadecuada estimación de las acciones.
- *Errores de ejecución.* Este grupo de errores está en el origen de más del 35% de los problemas patológicos que se presentan en edificación. Incluye fallos muy diversos y variados y en la mayoría de los casos dependen de la solución constructiva y estructural concreta. A modo de ejemplo podemos citar, en relación a las estructuras de hormigón armado: defectuosas dosificaciones del hormigón, compactación deficiente, longitudes de anclaje y solape insuficientes, zonas densas de armaduras que no permiten el paso del hormigón fresco, etc.
- *Defectos de la calidad de los materiales.* Aunque en la actualidad los métodos de producción y control garantizan una determinada calidad de los materiales, en épocas precedentes dichos métodos no eran tan exhaustivos. Por ejemplo, los hormigones correspondientes a estructuras construidas hace algunos años se fabricaban, en general, con altas relaciones agua-cemento. Este hecho ha generado hormigones muy porosos, y por tanto, vulnerables a los agentes agresivos que desencadenan la corrosión de las armaduras.
- *Mal uso o falta de mantenimiento.* En este apartado se incluyen los fallos o errores que se producen durante el periodo de servicio del edificio, bien por un uso incorrecto del mismo, bien por una escasez o ausencia de operaciones de mantenimiento o conservación. Como ejemplo se pueden citar la aplicación de cargas no previstas o cambios de uso, las remodelaciones incontroladas o las fugas de saneamiento.

3 EL INFORME DE PATOLOGÍA

El informe de patología es el documento donde queda reflejado por escrito y pormenorizadamente el estudio realizado. En la mayoría de los casos, el informe de patología es algo más que un simple informe, entendiendo como tal la exposición por escrito de las circunstancias observadas en un reconocimiento. Este documento suele contener opiniones de los técnicos que lo han redactado y que han llevado a cabo el estudio, por lo que se podría definir más como un informe-dictamen o “informe que contiene opiniones”.

Hay que ser especialmente cuidadoso a la hora de redactar el informe, pues la utilización de determinados recursos lingüísticos puede modificar sustancialmente la sensación que experimente el lector (por ejemplo, no es lo mismo afirmar una cosa que negar su contraria). Por tanto, los matices son muy importantes cuando se redactan informes de patología, máxime si se redactan en el contexto de un proceso judicial, lo que no contradice el hecho de que el patólogo dirá siempre lo que su leal saber y entender le dicte.

4 – ORGANIZACIÓN DE UN INFORME

Hay que tener en cuenta que, a diferencia de otro tipo de trabajos realizados por técnicos de la Construcción, los informes de patología, en general, son utilizados por personas que no pertenecen a este campo profesional. Por tanto, es fundamental que la estructura y redacción del informe sea lo más clara posible, y los términos utilizados deberán ser especialmente responsables y meticulosos.

La organización de un informe de patología debe reflejar las distintas etapas que se recorren en el estudio patológico. Esta estructura podría concretarse en el siguiente índice:

1. Objeto
2. Antecedentes
3. Visitas de inspección
4. Toma de datos y muestras
5. Análisis y ensayos
6. Cálculos realizados
7. Posibles causas
8. Recomendaciones de actuación
9. Conclusiones
10. Remate del informe

Esta propuesta de índice permite exponer de forma detallada y clara la mayoría de los estudios patológicos que pudieran encargarnos. Es obvio que no todos los apartados tienen que figurar en todos los informes. Dependiendo del objeto y alcance del trabajo en cuestión, unos apartados cobrarán mayor importancia y habrá que ser especialmente minucioso en su redacción, y otros puede que no tengan razón de ser.

A continuación se comenta brevemente el contenido de cada uno de los apartados propuestos.

4.1 Objeto

En este apartado se definen los límites y alcance del informe y, por tanto, el marco en el cual debe ser valorado. Por ejemplo, es sustancialmente diferente que el objeto de la investigación sea determinar las obras de reparación a acometer en un determinado caso que establecer responsabilidades. Por tanto, este apartado exige que se escriba con una especial rigurosidad.

4.2 Antecedentes

En este apartado deberán figurar todos aquellos datos y actuaciones correspondientes a la fase preliminar. En concreto, se mencionarán:

- Los contactos y conversaciones mantenidos en los primeros momentos, describiendo con precisión los nombres y los lugares en los que se produjeron.

Cuando el encargo del informe se hace por escrito, en el apartado de Antecedentes se debe hacer mención a dicho documento y adjuntar una copia del mismo en los Anejos del Informe.

- La documentación facilitada por el peticionario. Esta documentación debe enumerarse de forma completa e identificarse claramente, incluyendo aspectos como la fecha en que fueron redactados, el organismo que los redactó y a instancias de quién.

Esta documentación puede constar de planos, memorias, pliegos de condiciones, informes realizados con anterioridad, reportajes fotográficos, etc. Normalmente, los documentos en sí no se incorporan en el cuerpo del informe y pasan a constituir un Anejo al final del mismo. Sin embargo, cuando la documentación es muy extensa, se puede optar por no incluirla en el informe para no producir un ejemplar demasiado voluminoso. En este caso, en el Anejo se reseñará la documentación y se establecerá dónde se archiva para que se pueda consultar.

Cuando la lista de documentos es larga y se le quiere dar especial relevancia, como podría ser el caso de un dictamen que debe redactarse teniendo en cuenta única y exclusivamente una documentación, la lista de documentos podría constituir por sí sola un apartado bajo el título "Documentación aportada".

- Descripción de las muestras recibidas, en su caso. Cuando se reciben muestras siempre conviene tomar fotografías tanto de los paquetes como de su contenido, fotografías que se adjuntarán al informe. Esto es especialmente importante cuando se actúa como perito en un litigio (en estos casos se deben extremar estos aspectos formales).

4.3 Visitas de Inspección

La descripción de las visitas realizadas a la obra objeto del informe constituye el contenido de este apartado.

En la mayoría de los casos es necesario realizar una visita previa para tener una idea global del trabajo a desarrollar y recopilar la información necesaria para elaborar un plan de trabajo. Esta primera visita también sirve para tomar decisiones de urgencia en función de la gravedad de los daños, tales como el apuntalamiento de la estructura o incluso el desalojo de los ocupantes. Posteriormente se realizarán las visitas de inspección necesarias para completar el reconocimiento y cubrir el plan de trabajo fijado.

En el informe habrá que reseñar las personas que durante las visitas han acompañado a los técnicos y el cargo en calidad del cuál han estado presentes. También habrá que especificar con claridad las zonas que se han visitado y prestar atención a no dar como afirmación propia la información facilitada al técnico por los distintos agentes, dejando bien claro que se trata de testimonios ajenos a él. Frases del tipo "Según información del propietario, las lesiones aparecieron ..." pueden ser útiles para exponer estos testimonios.

En este apartado se describirán los defectos y lesiones observados, de forma minuciosa y precisa.

4.4 Toma de datos y muestras

Todas las actuaciones de naturaleza técnica realizadas para poder analizar posteriormente el problema y aclarar dudas sobre el mismo deben reseñarse en este apartado. Aquí se describirán, si ha lugar, la colocación de testigos, la toma de muestras, la extracción de

probetas, la ejecución de rozas para comprobar los esquemas de armado, la medición de temperaturas y humedad, etc.

Para evitar perder el hilo conductor al lector del informe, todos los listados, tablas, etc. deben llevarse a un Anejo y dejar en el cuerpo del informe sólo la información más relevante.

En cualquier caso, en este punto todavía no se deben avanzar juicios de valor acerca de los resultados y habrá de ceñirse a una descripción de las actuaciones.

4.5 Análisis y ensayos

En este apartado se reseñan las determinaciones efectuadas en el laboratorio mediante distintos tipos de análisis y ensayos (análisis químicos, ensayos mecánicos, etc.). Se hará de forma breve y concisa, remitiendo a los oportunos Anejos donde se dará la información de forma pormenorizada.

Se han de citar las normas y procedimientos utilizados y los resultados han de facilitarse de forma neutra, sin juicios de causa u origen.

4.6 Cálculos realizados

En este apartado se incluye el trabajo de gabinete desarrollado, con los cálculos realizados, indicando las hipótesis consideradas. En los Anejos se incluirán los listados y las tablas así como el desarrollo de los cálculos.

4.7 Posibles causas

El análisis equilibrado y razonado de todas las causas y concausas que han podido influir en el problema constituye el contenido de este apartado. Algunas de las posibles causas se mencionarán para ser desechadas de inmediato, quizá en base a los resultados de los dos apartados anteriores.

Los resultados de los análisis, ensayos y comprobaciones de cálculo efectuadas se deberán comentar en su totalidad en este apartado.

Al final del apartado conviene recoger la esencia del dictamen en cuanto a causas se refiere, es decir, establecer cuál es la causa más probable de las lesiones (sin que pueda descartarse la influencia de otras causas menores como...).

4.8 Recomendaciones de actuación

Se incluirán en este apartado aquellos consejos que nos parezcan adecuados para alcanzar una solución definitiva al problema objeto del estudio, tales como:

- Describir las medidas a tomar para eliminar las causas que originaron el problema o para evitar situaciones similares en el futuro.
- Proponer actuaciones que minimicen las consecuencias del problema.
- Observar la evolución de las lesiones durante un periodo de tiempo más o menos largo.

- Restringir el uso de parte o de toda la estructura hasta que no se refuerce la misma.

4.9 Conclusiones

Conviene extremar el cuidado en la redacción de este apartado ya que, desde el punto de vista jurídico, es el más importante y en más ocasiones de las deseables es el único apartado que se lee, junto con los antecedentes. Por eso hay que ser especialmente riguroso, claro y conciso al redactar este apartado.

Es aconsejable pues, redactar las conclusiones de forma breve y concreta, de modo que cada una de ellas conste de un sólo párrafo, y numerarlas correlativamente para facilitar su referencia.

4.10 Remate del informe

Tras las conclusiones, el documento debe ser firmado por el técnico o técnicos que lo han elaborado. Lo habitual es firmar el informe sólo al final del texto, precedido por una frase que remate el documento. Cuando el autor del informe es un Organismo, esta frase puede ser:

“Este informe consta de ...páginas, ...figuras, ...fotografías y ...Anejos, todo ello numerado y sellado”.

Cuando el autor es un profesional, existen varias fórmulas para rematar en informe. Una de ellas podría ser:

“El presente informe, que consta de ... páginas, ... figuras, ... fotografías y ...Anejos, contiene la opinión del firmante con arreglo a su leal saber y entender”.

BIBLIOGRAFÍA

D.C.T.A – U.P.M. “Metodología de la restauración y la rehabilitación”. Tratado de Rehabilitación. Tomo 2. 1999.

J. CALAVERA. “Manual para la redacción de informes técnicos en Construcción”. Ed. INTEMAC. 2003.

A. GARCÍA MESEGUER. “La patología y el lenguaje. Informes de patología”. Informes de la Construcción. 1992.

SISTEMAS TRADICIONALES DE INTERVENCIÓN EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN

Alfonso del Río Bueno

Departamento de Estructuras de Edificación, E. T. S. Arquitectura de Madrid

1 INTRODUCCIÓN

Cada día son más frecuentes en la edificación las situaciones en que resulta necesaria la rehabilitación de una estructura. En tal sentido, las estructuras de hormigón, mayoritarias en la edificación contemporánea española, no ofrecen las facilidades constructivas y de análisis que presentan las estructuras de acero.

El objetivo de este trabajo es ofrecer un panorama lo más amplio posible en relación con la concepción, diseño, construcción y problemas fundamentales de análisis en actuaciones de refuerzo sobre estructuras de hormigón. Para ello, como cuestión previa, se establecen algunas definiciones y conceptos básicos del problema, y se analiza el alcance actual de las intervenciones de rehabilitación de estructuras y, en líneas generales, se expone el estado actual de conocimientos en la materia.

El estudio específico del problema se efectúa agrupando los sistemas más habitualmente utilizados en función del tipo de elemento estructural en que se aplican: forjados o losas, vigas y soportes. Cada sistema considerado se describe, analizando las ventajas e inconvenientes de su aplicación, así como las dificultades de índole constructiva que pueda presentar. Se abordan también los principales problemas de análisis que su comprobación o cálculo puede conllevar.

Aunque la naturaleza del trabajo no permite profundizar en algunas de las cuestiones tratadas, se efectúa siempre una aproximación a las mismas, al tiempo que se ofrecen las referencias bibliográficas básicas para un estudio más detallado de la materia.

1.1 Conceptos básicos

El diseño de una estructura de nueva creación debe proporcionar a la misma una resistencia que garantice unos márgenes de seguridad suficientes a lo largo de la vida útil prevista, incluso admitiendo ciertas pérdidas "aceptables" de resistencia en ese tiempo. Dicha resistencia debe

ser desarrollada en condiciones de servicio tales que no interfieran el correcto funcionamiento y aspecto de la obra sustentada.

Sin embargo, cada día son más frecuentes las situaciones en que resulta necesaria la intervención sobre estructuras ya construidas a fin de verificar, mantener, restituir y/o mejorar su capacidad resistente (y eventualmente sus condiciones de servicio) a lo largo de un determinado periodo de tiempo (generalmente coincidente con la vida útil prevista). Dependiendo de la naturaleza y alcance del problema, las intervenciones usuales en la práctica pueden incluir una o varias de las siguientes actuaciones, tal y como son definidas por el Comité Eurointernacional del Hormigón, C.E.B., (Ref. 1):

- **Diagnóstico:** Consiste en analizar el estado actual de la estructura, previa inspección, toma de datos y estudio de los mismos. En general incluye la evaluación de la capacidad residual así como las necesidades de actuación y su urgencia. En caso de existencia de daños, debe determinar la naturaleza, alcance, y causa más probable de los mismos.
- **Mantenimiento:** Se entiende por tal un conjunto de actuaciones de reducido alcance, a menudo de índole preventiva, tendentes a corregir errores detectados y a evitar que lleguen a cuestionar la seguridad de la estructura.
- **Reparación:** Consiste en restituir los niveles originales de seguridad de la estructura, cuando éstos se han reducido considerablemente por alguna causa. Consecuentemente, implica la existencia previa de un daño de cierta entidad.
- **Refuerzo:** Se denomina así a la operación de incrementar la capacidad resistente de la estructura por encima de los niveles para los que fue originalmente diseñada y ejecutada. No implica necesariamente la existencia de daño.
- **Sustitución:** Se trata de la demolición y posterior ejecución de un elemento o parte de la estructura. Normalmente se acomete cuando el nivel daño o las necesidades de reparación son tales que hacen difícil la reparación o el refuerzo.

Dentro de las intervenciones de rehabilitación posibles, las de refuerzo son sin duda las que presentan una mayor complejidad, tanto a nivel de diseño como de cálculo y ejecución. La principal razón de ello deriva del incremento de la capacidad resistente original que las caracteriza. Consecuentemente, además de problemas constructivos, de índole semejante a algunos de los estudiados en el capítulo de reparaciones, se plantean algunas cuestiones importantes de alcance estructural:

- El refuerzo de un elemento implica generalmente una alteración importante de la distribución de rigideces en la estructura, que debe ser analizado en todas sus consecuencias.
- En el planteamiento y ejecución del refuerzo debe considerarse el carácter evolutivo de la estructura afectada, que modifica su configuración en una etapa intermedia de su vida. En una sección de un elemento reforzado coexisten materiales antiguos y nuevos, con estados tenso-deformacionales diferentes incluso en fibras contiguas.
- La operación debe resolver adecuadamente la transferencia de esfuerzos entre pieza original y refuerzo. De poco sirve disponer un refuerzo de gran capacidad resistente si no se garantizan los mecanismos para su entrada en carga. En consecuencia, la unión o interfase entre pieza original y refuerzo (adhesivos, conectadores, juntas, etc.) debe ser especialmente considerada.
- Si no se adoptan medidas especiales y no se consideran los efectos reológicos, el refuerzo sólo recogerá una fracción de las cargas que se introduzcan posteriormente a su ejecución (en función de su rigidez relativa y de los mecanismos de transferencia). Por tanto, la descarga parcial del elemento estructural afectado y su posterior entrada en carga han de ser analizados al plantear el proceso.

- La introducción de tensiones iniciales en los elementos de refuerzo (refuerzos activos) para mejorar su entrada en carga, puede tener consecuencias importantes sobre la distribución de esfuerzos en la estructura.

La consideración de algunas de las cuestiones antes señaladas, exige frecuentemente la utilización de procedimientos no convencionales de análisis, capaces de reproducir adecuadamente los aspectos diferenciales del problema. El estudio comprende diversos niveles de análisis, desde el comportamiento tenso-deformacional de los materiales, hasta la consideración de la (re-)distribución de esfuerzos en el conjunto de la estructura reforzada, pasando por análisis de sección y pieza.

1.2 Causas de intervención: Patología de estructuras de edificación

Entre las causas que pueden motivar la intervención sobre una estructura ya construida, cabe señalar las siguientes:

- Problemas patológicos:
 - Errores de diseño y/o cálculo de la estructura, incluyendo la concepción de los detalles.
 - Errores de ejecución en sus más diversas formas.
 - Baja calidad de los materiales estructurales.
 - Problemas de durabilidad, especialmente degradación de los materiales por agresión del ambiente.
 - Uso y/o mantenimiento incorrecto de la construcción.
- Acciones "imprevisibles" de carácter excepcional:
 - Catástrofes naturales: terremotos, huracanes, etc.
 - Accidentes: fuego, explosiones, etc.
- Remodelación y/o reutilización del edificio:
 - Reforma del edificio con modificación de la estructura o de su distribución de esfuerzos.
 - Cambios de utilización del edificio, con incremento de las sobrecargas de uso.

Aún cuando las causas patológicas no son las únicas que determinan la intervención sobre estructuras existentes, su gran incidencia hace conveniente efectuar una aproximación a las mismas. La distribución estadística de las causas de deterioro de estructuras ha sido estudiada recientemente en el caso español por **J.A. Vieitez y J.L. Ramírez (Ref. 2)**. Estos autores efectúan una revisión de problemas patológicos de estructuras habidos en España en los últimos años, analizando sus manifestaciones, causas, tipologías afectadas y medidas de intervención. Los resultados obtenidos son comparables a los correspondientes a trabajos similares de países europeos.

De acuerdo con ese trabajo (**Ref. 2**), la causa patológica predominante es la existencia de errores de proyecto, presentes en el 51,5% de los casos y agentes únicos en el 31,0%. Los fallos de ejecución están presentes en el 38,5% de los casos, siendo causa única en el 18,7%. Finalmente, los defectos propios de la calidad de materiales aparecen en el 16,2% de casos, los derivados del mal uso o mantenimiento en el 13,4%, y las causas naturales excepcionales tan sólo en el 4,0%. Como ya se ha indicado, los resultados anteriores concuerdan sensiblemente con estadísticas semejantes realizadas en países europeos (parte de las discrepancias existentes obedecen a diferentes criterios de clasificación). Por el contrario, las estadísticas correspondientes a países menos desarrollados e industrializados localizan como causa fundamental de patología de estructuras los defectos de ejecución. La estadística brasileña desarrollada por **Carmona y Marega (Ref. 3)** refleja claramente esta situación.

En cuanto a los tipos de estructuras, las más afectadas son las de hormigón armado con forjados unidireccionales, con el 68,0% de los casos. Aún cuando este tipo es el predominante en la edificación española, el dato es significativo si se compara con el 7,6% correspondiente a las estructuras de acero laminado. Otros tipos estructurales presentan porcentajes menos relevantes, pudiéndose destacar las estructuras mixtas con el 7,0%, las obras a base de muros de carga y forjados y vigas de hormigón con el 5,4%, las obras con forjados bidireccionales de hormigón armado con el 2,9%, y las estructuras de hormigón pretensado con el 2,7%. En términos de tipo de edificación, las más afectadas resultan ser las de uso residencial, seguidas por centros escolares, edificios comerciales e industriales. Los edificios de promoción pública parecen manifestar menos problemas probablemente a consecuencia de su mayor control y nivel de exigencia.

Tabla 1. Patología de Estructuras de Edificación

PAÍS	NÚMERO DE CASOS	CAUSA PRINCIPAL DE PATOLOGÍA (%)					MANIFESTACIÓN PREDOMINANTE (%)			
		PROYECTO	EJECUCIÓN	MATERIALES	USO/MANT ¹	NATURALES	FISURACIÓN	HUMEDADES	DESPRENDIMIENTO	OTRAS
BRASIL	527	18	52	7	13	—	—	—	—	—
ALEMANIA	1570	40	29	15	9	7	—	—	—	—
BÉLGICA	3000	49	24	12	8	7	13	30	16	—
DINAMARCA	601	37	22	25	9	7	—	—	—	—
FRANCIA	10000	37	51	5	7	—	59	18	12	11
REINO UNIDO	510	49	29	11	10	1	17	53	14	16
RUMANIA	832	38	20	23	11	8	—	—	—	—
ESPAÑA	586	41	31	13	11	3	59	8	11	22
MEDIA EUROPEA	—	42	28	14	10	6	—	—	—	—

Siempre de acuerdo con la misma fuente (**Ref. 2**), los elementos estructurales más afectados son los sometidos a flexión. Así, las lesiones en forjados aparecen en el 25,6% de los casos y en vigas en el 23,9%. En cimentación la cifra es el 19% y en soportes el 13,6%.

La manifestación predominante es la fisuración con el 59,2% de los casos, en tanto que los fenómenos de hundimiento sólo representan el 5,6%. La forma de manifestación varía ya considerablemente dependiendo de las características del país. En países de clima lluvioso, la aparición de filtraciones y humedades, así como los desprendimientos asociados a corrosión de armaduras son síntomas patológicos muy frecuentes. En cuanto a la fecha de aparición de las lesiones, en un 75,9% de casos surgieron dentro de los primeros diez años, en tanto que en un 20,4% de casos se manifestaron ya en fase de construcción.

En relación con el alcance de las lesiones, en un 25,2% de casos implicaron actuaciones de refuerzo en la estructura, mientras en un 8,3% de situaciones condujeron a la declaración de ruina.

Los principales resultados de las estadísticas e investigaciones citadas (**Refs. 2, 3**) se resumen en la tabla 1. En ella se recogen datos porcentuales relativos a causas patológicas y formas de manifestación, correspondientes a diferentes países. Para permitir su comparación, las estadísticas se han homologado en base a considerar en cada caso sólo la causa principal y el tipo de manifestación predominante.

1.3 Estado actual de la rehabilitación de estructuras

Lamentablemente, salvo raras excepciones, en los países de nuestro entorno, no existe todavía una política mínima de conservación de las edificaciones. Dicha política debería incluir labores periódicas de inspección, diagnóstico mantenimiento y consolidación de las mismas. En la mayor parte de las edificaciones ni siquiera se lleva un mínimo archivo documental de su ejecución definitiva o de las obras realizadas posteriormente en la misma, lo que dificulta notablemente cualquier intervención.

Paralelamente, tampoco la prevención de daños en las construcciones se encuentra arraigada en su concepción y realización. Sólo en los últimos años, ha empezado a tomarse en consideración en las fases de proyecto y ejecución el problema de la durabilidad y conservación de las obras.

Esta forma de proceder conduce sin duda a un considerable coste de mantenimiento de las construcciones, al realizarse la mayor parte de las intervenciones en situaciones extremas que exigen la reparación y/o el refuerzo casi general de la estructura.

Dentro de esta situación, durante los últimos años, la rehabilitación de edificaciones existentes viene creciendo de un modo considerable. En los países más desarrollados, el coste de las intervenciones sobre edificaciones existentes está próximo a alcanzar el 50% de la inversión total en edificación.

Sin embargo, pese al crecimiento de las intervenciones sobre edificaciones existentes, y al considerable alcance que dentro de las mismas presentan las actuaciones sobre la estructura, siguen existiendo carencias importantes de modelos y criterios racionales para el refuerzo, reparación, diagnóstico o evaluación de la capacidad 'residual' de estructuras existentes. A pesar de los esfuerzos realizados en los últimos años, puede seguir hablándose de una notable desproporción entre la concepción, diseño y cálculo de estructuras de nueva creación y las actuaciones equivalentes en estructuras construidas.

Entre las causas que subyacen a esta desproporción, pueden señalarse tres como fundamentales: la **dificultad de obtener información** en las estructura existentes, el **grado de incertidumbre** inherente a las mismas, y la necesidad de aplicar **procedimientos no-convencionales de diseño y análisis**.

En efecto, las estructuras ya construidas resultan a menudo una auténtica "caja negra" de la que es difícil y costoso obtener información. Usualmente faltan planos fidedignos de la estructura realmente ejecutada, siendo necesario la definición o comprobación "in situ" de su geometría más elemental, detalles principales, secciones o calidad de los materiales estructurales.

Asimismo, en este tipo de intervenciones generalmente no es posible llegar a resultados concluyentes, lo que introduce un grado de incertidumbre inherente a las mismas. La incertidumbre crece ante problemas patológicos, en los que resulta fundamental el diagnóstico.

Finalmente, llegado el momento de definir la actuación a realizar, la complejidad del problema implica la aplicación de modelos no convencionales de análisis, capaces de reproducir adecuadamente los aspectos diferenciales del problema. Así, entre otros aspectos, la modelización debe considerar el carácter evolutivo de los elementos reforzados o reparados (que modifican su configuración en una etapa intermedia de su vida), o la transferencia de esfuerzos entre pieza original y refuerzo reparación.

Por otra parte, hasta la fecha, el proyectista se encuentra además prácticamente sin respaldo alguno de normativa. Así, en intervenciones sobre estructuras de hormigón, prácticamente las únicas referencias en tal sentido son el ya citado Boletín 162 del **C.E.B. (Ref. 1)** o el pionero Reglamento Checoslovaco del año 1984 **CSN-73 (Ref. 4)**, ambos marcadamente embrionarios e incompletos. La bibliografía específica resulta igualmente reducida, limitada y, en ocasiones, contradictoria. De este modo, cuestiones obvias en el proyecto de estructuras de nueva

creación, como los coeficientes de seguridad, se convierten en rehabilitación en una compleja decisión de diseño.

Las dificultades antes comentadas con carácter general se acrecientan en el caso de estructuras de hormigón armado, mayoritarias en la edificación convencional española. Estas estructuras no ofrecen las facilidades constructivas ni de análisis para su evaluación, diagnóstico, reparación o refuerzo que presentan, por ejemplo, las estructuras metálicas. A pesar de ello, expertos y profesionales diseñan y comprueban diariamente actuaciones sobre estructuras de hormigón armado en base a criterios más o menos afortunados pero, en general, de reducida base científica.

Dentro de la situación anteriormente expuesta, en la última década se está configurando una línea de investigación en relación con el refuerzo, reparación o evaluación de estructuras de hormigón armado. Prueba de ello es el hecho de que organismos internacionales prestigiosos, como el **C.E.B. (Ref. 1)** o la **I.A.B.S.E. (Ref. 5)** hayan editado monografías, organizado grupos de trabajo, o celebrado simposios al respecto. Dentro de España se han escrito y publicado libros de carácter general o 'divulgativo' (**Ref. 6**), cuya acogida evidencia el interés existente en la materia. Asimismo, se han configurado equipos de investigación al respecto que han dado ya sus primeros frutos, pudiéndose señalar los trabajos teóricos y experimentales llevados a cabo y editados en el Instituto Eduardo Torroja (**Refs. 7, 8**) o en la Universidad del País Vasco (**Refs. 2, 9,10,11,12,13**). Dentro del Departamento de Estructuras de Edificación de la E.T.S. de Arquitectura de Madrid, y en colaboración con el Instituto Eduardo Torroja, se han venido desarrollando asimismo diversos trabajos (**Refs.14,15,16,17,18**), fundamentalmente en el campo del refuerzo de estructuras.

Así pues, el estudio del comportamiento de las estructuras ya construidas, así como de las posibilidades de refuerzo y/o reparación de las mismas, se consolida como una rama del conocimiento en expansión, tanto fuera como dentro de nuestro país. Debe esperarse que pronto pueda dar respuesta a muchos de los interrogantes que ahora gravitan sobre ella.

2 REFUERZO DE FORJADOS Y LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

En general, el refuerzo de un forjado o una losa, presenta mayores dificultades de índole constructiva que de análisis estructural. Al tratarse de elementos sin solicitaciones localmente concentradas, su refuerzo no implica acumulaciones de esfuerzos que puedan hacer crítica la interacción entre parte original y refuerzo. Por el contrario, en la mayoría de los casos, el refuerzo de un forjado entraña la necesidad de actuar sobre una gran superficie, levantando tabiquería y solados, con las consiguientes dificultades constructivas y coste económico.

Para un análisis más racional, al tratar los sistemas de refuerzo de forjados o losas, pueden distinguirse dos grandes tipos de actuaciones: aquellas tendentes a incrementar la capacidad flectora y aquellas destinadas a mejorar la resistencia a cortante (o rasante). Lógicamente, ambos campos no presentan una frontera clara, existiendo sistemas que actúan simultáneamente en ambos sentidos.

En los apartados inmediatos, se analizan separadamente los principales problemas y soluciones en uno y otro caso. Finalmente, y aún cuando no se trata de una actuación propiamente de refuerzo, se comenta un sistema de sustitución de forjados que ha sido ampliamente utilizado, en particular en actuaciones de recuperación de edificios históricos.

2.1 Refuerzo de forjados y losas de hormigón armado a flexión

El refuerzo a flexión de un forjado o una losa se realiza, en general, disponiendo armadura adicional en una o ambas caras. Para ello, suele procederse al recrecido superior o inferior, embebiendo en el mismo el armado demandado. También puede procederse al encolado de bandas de acero laminado, utilizando para ello adhesivos potentes de tipo epoxi. Finalmente,

existen actuaciones menos usuales como el refuerzo mediante cables postensados que actúen como tirantes.

A continuación se estudian en mayor detalle algunas de las técnicas antes comentadas.

Refuerzos mediante recrecido superior

El recrecido superior resulta particularmente efectivo en el caso de forjados o losas de varios tramos continuos ya que incrementa notablemente la capacidad flectora de 'negativos' al poderse introducir armadura adicional en la cara superior (**Fig. 1**). Lógicamente, la actuación también mejora la resistencia frente a momentos 'positivos', al incrementarse el brazo mecánico de la armadura existente de la cara inferior.

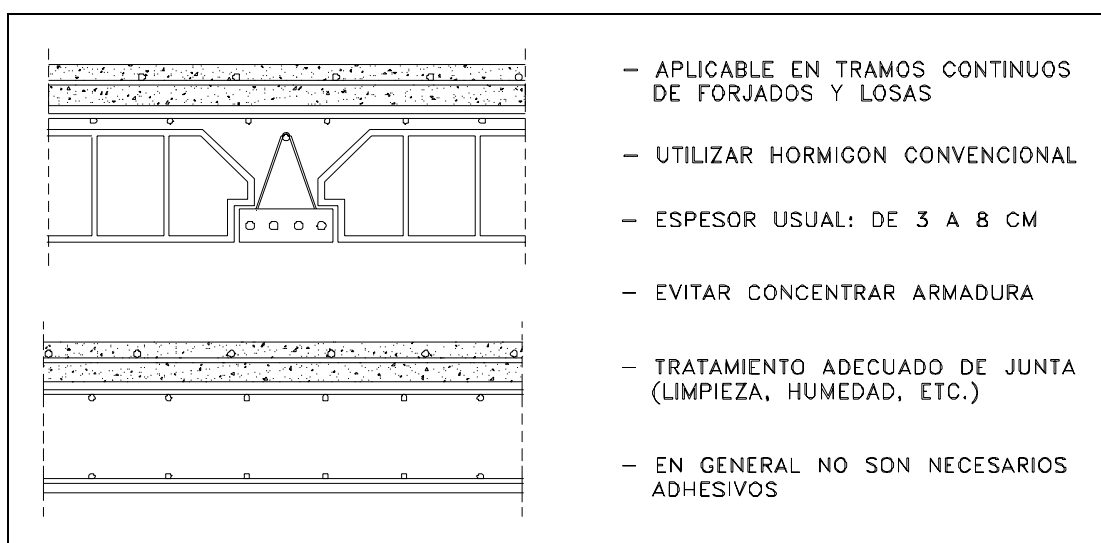


Fig.1: Refuerzo a flexión de forjados y losas mediante recrecido superior

En forjados continuos que descansan sobre vigas, la continuidad del refuerzo en apoyos se consigue sin dificultad, dado que es posible pasar el armado adicional. En el caso de que el forjado original apoye sobre muros portantes, existe mayor complejidad constructiva, siendo una solución usual colocar en ambas caras de los muros angulares u otros perfiles de acero laminado, unidos entre si a intervalos, y a los que se suelda la armadura de refuerzo.

La transferencia de esfuerzos entre forjado original y refuerzo queda en general garantizada. La gran superficie de contacto entre ambos, hace que las tensiones tangenciales en la unión entre el forjado existente y el refuerzo resulten suficientemente pequeñas como para poder ser absorbidas por la junta entre los hormigones antiguo y nuevo. En todo caso, para poder verificar tal transferencia resulta necesario un adecuado tratamiento de dicha junta, limpiando y saneando perfectamente la superficie del hormigón original. Eventualmente, en zonas con acumulación de tensiones tangenciales, pueden utilizarse sistemas especiales de conexión impregnando la junta con adhesivos epoxídicos, utilizando para el recrecido morteros enriquecidos con resinas, creando llaves en el hormigón pre-existente, e incluso disponiendo conectores metálicos.

Salvados los problemas de transferencia tangencial de esfuerzos, generalmente no importantes, y efectuando una razonable descarga del forjado original que elimine sobrecargas y parte del peso "muerto", el comportamiento estructural de los forjados reforzados por este sistema resulta muy satisfactorio, siendo prácticamente equivalente al que correspondería a un forjado ejecutado monolíticamente.

Refuerzos mediante recrecido inferior

El recrecido inferior de losas y especialmente de forjados es un sistema actualmente en fase de investigación, con un limitado número de realizaciones (**Fig. 2**). En principio, el sistema es lógicamente muy eficaz en forjados isostáticos o en tramos con reducidos momentos 'negativos', ya que al introducirse armadura adicional en la cara inferior del forjado se incrementa su capacidad flectora frente a momentos 'positivos'. También presenta la ventaja de no exigir la total demolición de la tabiquería (basta con eliminar la parte superior de la misma), ni el levantamiento de solados. Debe no obstante indicarse que en caso de existencia de enlucidos de yeso en los techos, la total eliminación de los mismos puede resultar cara y muy laboriosa.

El recrecido inferior puede realizarse bien proyectando hormigón o bien extendiendo mortero, siempre previa colocación de la armadura adicional. En ambos casos resulta conveniente disponer un adhesivo de mediana potencia, por ejemplo látex, en la superficie de contacto. La eficacia estructural de uno y otro sistema es muy semejante, como demuestran algunos trabajos experimentales que posteriormente se comentan (**Ref.13**).

En principio, el hormigón proyectado resulta más adecuado para intervenciones sobre grandes superficies, particularmente si la obra no está acabada, dada la imprecisión del sistema y los inevitables rebotes. La elección del hormigón no exige grandes cuidados, salvo una mínima resistencia (200 kp/cm^2) y un tamaño máximo de árido limitado a 8 ó 10 mm. El coste por M^2 es relativamente bajo.

El refuerzo con mortero extendido está indicado para pequeñas superficies o en obras con los acabados colocados. La utilización de morteros específicos para reparación, por ejemplo modificados con polímeros, mejora considerablemente el resultado aunque para grandes superficies puede encarecer en exceso la obra, dado el alto coste del material.

El principal problema estructural que este sistema plantea es la transferencia de esfuerzos entre la parte antigua y la nueva, especialmente en el caso de que el forjado original sea a base de nervios y elementos aligerados. En tales circunstancias, al ocupar los elementos aligerantes alrededor de un 85% de la superficie inferior del forjado, se exige la transmisión efectiva a través de los mismos ya que de lo contrario la concentración de tensiones tangenciales provocaría el arrancamiento del refuerzo. acuerdo con algunos estudios experimentales realizados en la Universidad del País Vasco (**Ref.13**), se han obtenido resultados muy satisfactorios para el caso de forjados a base de semiviguetas de hormigón armado, con elementos aligerantes de mortero poroso. En concreto, utilizando armados adicionales de diámetro reducido ($\square = 5 \text{ mm}$), tanto con hormigón proyectado como con mortero extendido, se han alcanzado incrementos de capacidad flectora superiores al 65%. De estos trabajos, se deduce además que el comportamiento de los forjados reforzados con una y otra técnica resulta prácticamente equivalente a la que correspondería a un elemento de las mismas características ejecutado monolíticamente.

Sin embargo, es necesario realizar algunas precisiones acerca de las condiciones de laboratorio en que están realizados los ensayos de referencia que, de algún modo, matizan sus resultados:

- Los forjados originales considerados presentan una limitada capacidad resistente, lo que facilita su refuerzo. Con elementos originales de mayor resistencia, iguales porcentajes de refuerzo requerirían mayores cuantías y diámetros de armadura que podrían hacer crítica la transferencia tangencial de esfuerzos.
- Los forjados ensayados lo han sido exclusivamente bajo la acción de su propio peso. Generalmente, en la práctica, este tipo de refuerzos se ejecutaría bajo el peso además de solados y parte de la tabiquería. (No debe olvidarse que una de las ventajas fundamentales del refuerzo mediante recrecido inferior es, precisamente, la no necesidad de levantar solados ni demoler tabiquería).

- No se supone la existencia de revestimientos en la cara inferior del forjado (enlucido de yeso, etc) que, aunque se eliminen casi totalmente, puedan dificultar la transferencia y reducir la capacidad del refuerzo.
- Los forjados ensayados lo han sido con bovedillas de hormigón. Sus resultados difícilmente parecen extrapolables a forjados con bovedillas cerámicas.
- A favor del sistema de refuerzo puede indicarse que sus resultados pueden mejorarse mediante la utilización de adhesivos de mayor potencia que el látex empleado en los ensayos. Una medida de este tipo podría paliar algunas de las dificultades antes comentadas, si bien su incidencia económica no es despreciable.

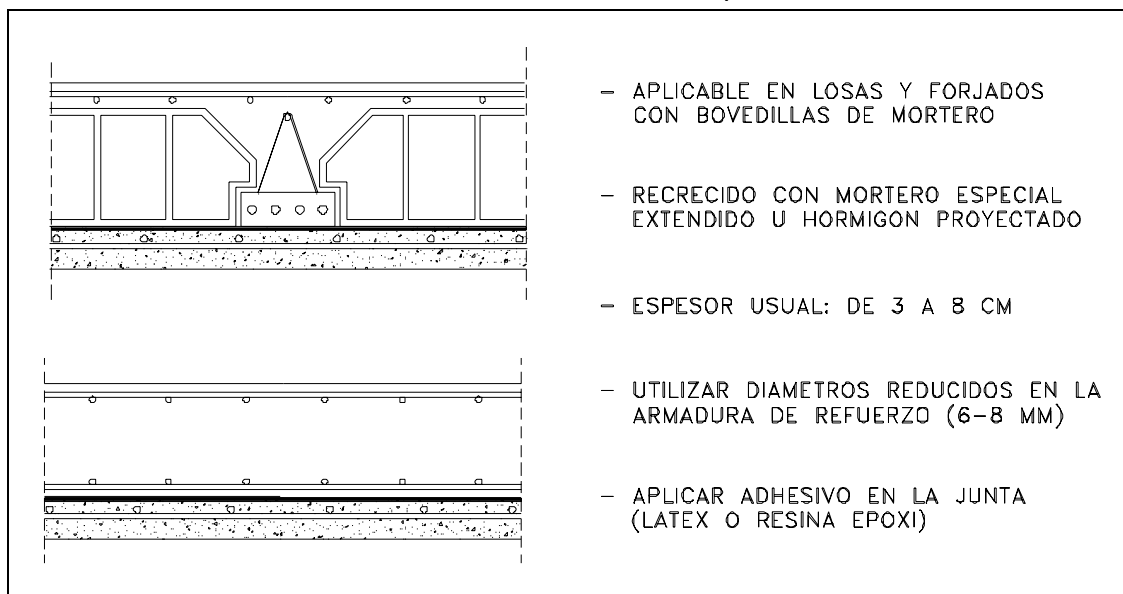


Fig.2 Refuerzo a flexión de forjados y losas mediante recrecido inferior

Evidentemente el refuerzo mediante recrecido inferior de losas macizas presenta menores problemas al disponer de una superficie uniforme para la transferencia de esfuerzos al refuerzo. En tal caso, adoptando unas mínimas medidas que garanticen la adherencia de la capa de refuerzo, los índices de eficacia del sistema se aproximan a los que se obtiene mediante recrecido superior.

Refuerzo mediante bandas de acero encoladas

Un tercer sistema para el refuerzo de forjados a flexión consiste en el encolado de bandas de acero mediante la utilización de adhesivos de gran potencia, generalmente de base epoxi. Este sistema es particularmente usado para forjados isostáticos a base de nervios y elementos aligerantes en los que, como se ha comentado, el recrecido por la cara inferior puede plantear problemas de transferencia de esfuerzos (**Fig. 3**). Una ventaja adicional es el menor espesor requerido si bien en el caso de que sea necesaria una protección rigurosa frente a fuego los espesores finales resultan semejantes. El principal problema de este sistema es su poca competitividad económica cuando se trata de reforzar grandes superficies ya que en, tal caso, los métodos a base de recrecido resultan a precios inferiores.

En este sistema, la transferencia tangencial de esfuerzos se concentra en superficies reducidas por lo que puede resultar algo más problemática. No obstante, dada la gran potencia de los adhesivos epoxídicos y al hecho de que bastan espesores muy reducidos en las bandas de refuerzo este fenómeno no suele resultar crítico. En ciertos casos, existe la posibilidad de llevar la banda hasta los extremos y disponer adicionalmente en ellos elementos metálicos de conexión, anclados preferiblemente en la viga de apoyo. Algunos trabajos ya comentados (**Refs.6,8,14,15,17**), aunque no se refieren específicamente a forjados, plantean a nivel

experimental y teórico los principales aspectos de la problemática de transferencia tangencial para elementos reforzados a flexión positiva mediante bandas de acero encoladas.

Refuerzos mediante postensado

Otro posible sistema de refuerzo de forjados consiste en el atirantamiento del forjado existente mediante cables de postensado anclados en las vigas. El sistema se encuentra recogido, entre otras, en la publicación de **Fernández Cánovas (Ref. 6)**.

Este tipo de actuaciones son de gran eficacia en cuanto a incremento de capacidad flectora se refiere. Dado su carácter "activo", debidamente concebidas y ejecutadas, incluso permiten coser fisuras y reducir las deformaciones ya existentes. Su coste es relativamente reducido, pero presentan ciertas limitaciones importantes como, por ejemplo, la posibilidad de incrementar el canto, o la viabilidad constructiva de anclar eficazmente los cables.

Lógicamente, este sistema es más factible cuando las vigas en que descansa el forjado son de 'canto', ya que en tal caso el anclaje de los tirantes dispuestos se resuelve con mayor facilidad.

2.2 Refuerzo de forjados cortante y/o rasante

En general, el refuerzo a cortante se realiza en forjados a base de nervios y elementos aligerantes. En las losas macizas apoyadas en sus bordes, la resistencia a cortante del elemento original suele ser suficiente, en tanto que en el caso de apoyos puntuales puede ser necesario el refuerzo a punzonamiento, creando o reforzando capiteles.

Un sistema habitual de refuerzo a cortante de forjados aligerados consiste en el macizado de las zonas contiguas a los apoyos, eliminando los bloques aligerantes y hormigonando (**Fig.4.a**). Esta operación debe hacerse siempre cuidando la ejecución de la junta, que puede mejorarse considerablemente mediante el empleo de adhesivos.

En caso de forjados formados a base de semiviguetas prefabricadas completadas con hormigonado 'in situ' puede ser necesario efectuar un refuerzo simultáneo a cortante/rasante. Un sistema adecuado, pero costoso y laborioso, consiste en la disposición de bridas que actúen al tiempo como armado transversal y como pasadores/conectores (**Fig. 4.b**). Ello se realiza taladrando el forjado desde la cara inferior, colocando las bridas y atornillando hasta hacerlas entrar en tensión. El sistema debe complementarse macizando lateralmente en las zonas afectadas. En condiciones normales de carga distribuida, estas actuaciones basta efectuarlas en las inmediaciones de los apoyos.

Un sistema basado en el anterior y que permite el refuerzo local de losas macizas, consiste en disponer chapas de acero en ambas caras, conectadas mediante pasadores atornillados. Este sistema permite reforzar la losa existente simultáneamente a flexión y cortante, alcanzando notables incrementos resistentes sin aumentos sustanciales de canto (**Fig. 5**).

Finalmente debe comentarse que, en ciertos casos, una posible solución para el refuerzo simultáneo a flexión y cortante puede ser la disposición de parteluces (en general metálicos), que subdividan el forjado reduciendo los esfuerzos a resistir. Obviamente la viabilidad de este sistema se encuentra muy condicionada por las posibilidades de entrega de los parteluces dispuestos sobre las vigas existentes y por las cualidades resistentes tanto de estas últimas como de los propios forjados. Dado que este sistema implica el 'cuelgue' de los parteluces, pueden también existir limitaciones de diseño arquitectónico.

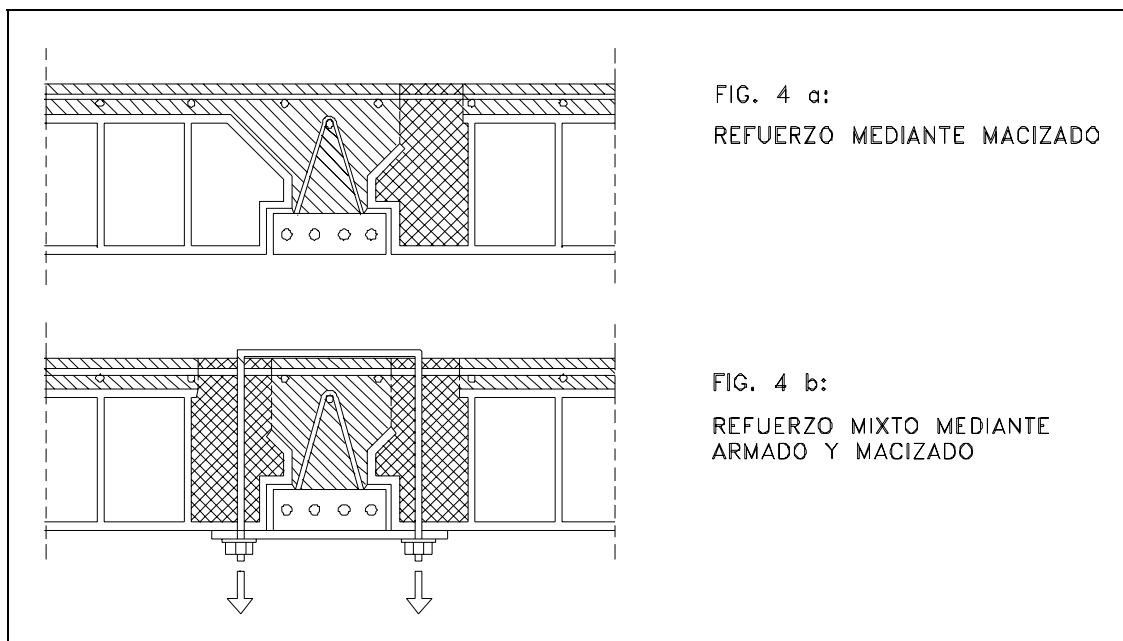


Figura 4: Refuerzo de forjados a cortante y/o rasante

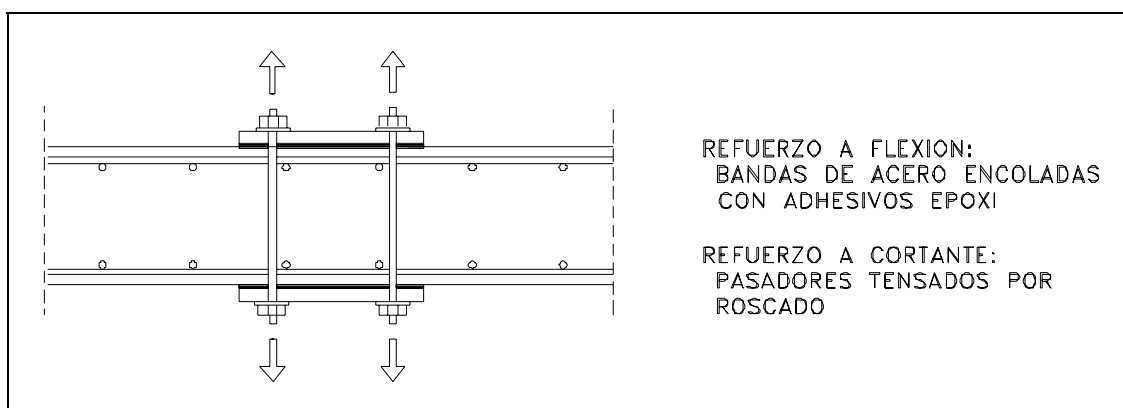


Fig. 5: Refuerzo local de una losa a flexión y cortante

2.3 Otras actuaciones: Sustitución de forjados

En algunos casos, el mal estado del forjado o la amplitud de la operación de refuerzo/reparación a realizar pueden aconsejar su sustitución, a efectos estructurales, por uno nuevo. Aunque lógicamente la sustitución estructural de un forjado no constituye propiamente un refuerzo, el número de actuaciones de este tipo que se realizan aconsejan efectuar algún comentario al respecto.

Una técnica relativamente habitual de proceder para la sustitución de un forjado, consiste en la utilización del mismo como encofrado perdido para la creación de una losa de h.a. que se constituye como nueva estructura superficial. En caso de gran deterioro o mínima resistencia del forjado existente puede ser necesario el apeo del mismo, incluso para su utilización como encofrado.

En general, el forjado original no se elimina físicamente, si bien para ello las vigas soportes y/o muros y la cimentación deben ser capaces de resistir el incremento de carga consiguiente. En algunos casos, sin embargo, una vez fraguada la losa, puede procederse a la demolición del

antiguo forjado, para lo cual debe haberse dejado una mínima separación entre ambos, por ejemplo constituyendo un encofrado de madera directamente apoyado en el viejo forjado.

La técnica anteriormente descrita ha sido adoptada en multitud de actuaciones de recuperación de edificios de cierta antigüedad. En ellos, la mayor altura entre plantas y la existencia de muros portantes, usualmente sobredimensionados, la hacen especialmente viable. Asimismo, aunque escape al contenido de esta publicación, esta técnica ha sido aplicada profusamente sobre forjados originales de madera que de este modo se conservan físicamente en el edificio, si bien sin responsabilidad resistente.

3 REFUERZO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

A diferencia de lo que sucede en el refuerzo de forjados, el refuerzo de vigas exige generalmente importantes concentraciones de esfuerzos en determinadas zonas de la junta de contacto entre pieza original y refuerzo. Ello obliga a cuidar de modo especial los mecanismos de transferencia, e implica una mayor dificultad de análisis estructural.

Al igual que se hizo en relación con los forjados y losas, resulta conveniente distinguir entre dos grandes grupos de refuerzos: aquellos básicamente destinados a incrementar capacidad flectora y aquellos cuyo fin primordial es mejorar la resistencia a cortante. A continuación se estudian algunas cuestiones relativas a unos y otros.

3.1 Refuerzo de vigas a flexión

En general, el refuerzo de vigas a flexión se realiza incrementando su capacidad flectora frente a momentos 'positivos'. Tal incremento se traduce en un refuerzo global a flexión en base a criterios de redistribución plástica (limitada) de la ley de momentos de la viga en cuestión.

El motivo para actuar preferentemente frente a momentos 'positivos' radica en las dificultades constructivas que se plantean para dar continuidad a través del nudo viga-soporte a un refuerzo dispuesto frente a momentos 'negativos'. Obviamente en determinados casos (vigas de cubierta, vigas planas de ancho muy superior al del soporte, etc.) dichas dificultades pueden ser salvas y actuar simultáneamente frente a flexión 'negativa' y 'positiva'. Sin embargo, por razones de limitación de espacio, tales actuaciones no van a ser consideradas explícitamente en este trabajo, aunque sus problemas básicos son comunes a los que aquí se comentan.

Refuerzo mediante bandas de acero encoladas

Un primer sistema de refuerzo a flexión positiva consiste en el encolado inferior de bandas de acero mediante adhesivos epoxídicos. Este sistema ha sido analizado por diferentes autores, y es aplicable en prácticamente todos los casos, tanto de vigas planas como de canto, al exigir espesores muy reducidos (**Fig. 6**).

De acuerdo con algunos trabajos (**Refs. 9,10**), esta técnica permite en vigas usuales de edificación incrementos de capacidad flectora del 30 al 50%. Este orden de magnitud concuerda con el límite del 50% recomendado el **C.E.B. (Ref. 1)**. No obstante, otros estudios experimentales (**Ref. 8**) alcanzan incrementos superiores incluso al 100%, si bien se basan en ensayos realizados bajo condiciones de laboratorio, difícilmente existentes en actuaciones reales. Algunas de tales condiciones conviene señalarlas, ya que son comunes a muchos trabajos experimentales y evidencian aspectos diferenciales esenciales en la práctica:

- Las vigas originales ensayadas son de reducida escuadría y armado ($25 \times 20 \text{ cm}^2$ con $4 \phi 8$, en este caso). En tales condiciones, alcanzar incrementos considerables de capacidad flectora no presenta los problemas que se plantean en las vigas usuales de edificación. Con vigas originales de mayor resistencia, alcanzar iguales porcentajes de

refuerzo requiere mayores espesores de banda de refuerzo que pueden hacer crítica la transferencia tangencial de esfuerzos.

- Las vigas originales consideradas presentan igual armadura de tracción que de compresión. Ello permite introducir bandas de refuerzo con una capacidad mecánica adicional muy elevada, sin necesidad de introducir armadura de compresión. Evidentemente, esta situación no es usual en vigas de edificación.
- Las vigas han sido reforzadas exclusivamente bajo la acción de su propio peso. En la práctica, este tipo de refuerzo se ejecuta con niveles de carga superiores, correspondientes al forjado sustentado por la viga, e incluso a los solados y tabiquería correspondientes. En tales condiciones las posibilidades efectivas de refuerzo se reducen.
- En los ensayos no se ha considerado un historial de carga previo en la viga original, inherente a las actuaciones de refuerzo. En ciertas condiciones, la historia previa de carga condiciona y limita considerablemente las posibilidades de refuerzo.
- Los ensayos no reflejan el efecto de otras cuestiones, como la resistencia de la viga original a cortante o, en vigas hiperestáticas, las posibilidades de redistribución de la ley de momentos que condicionan en la práctica los niveles de refuerzo alcanzables.

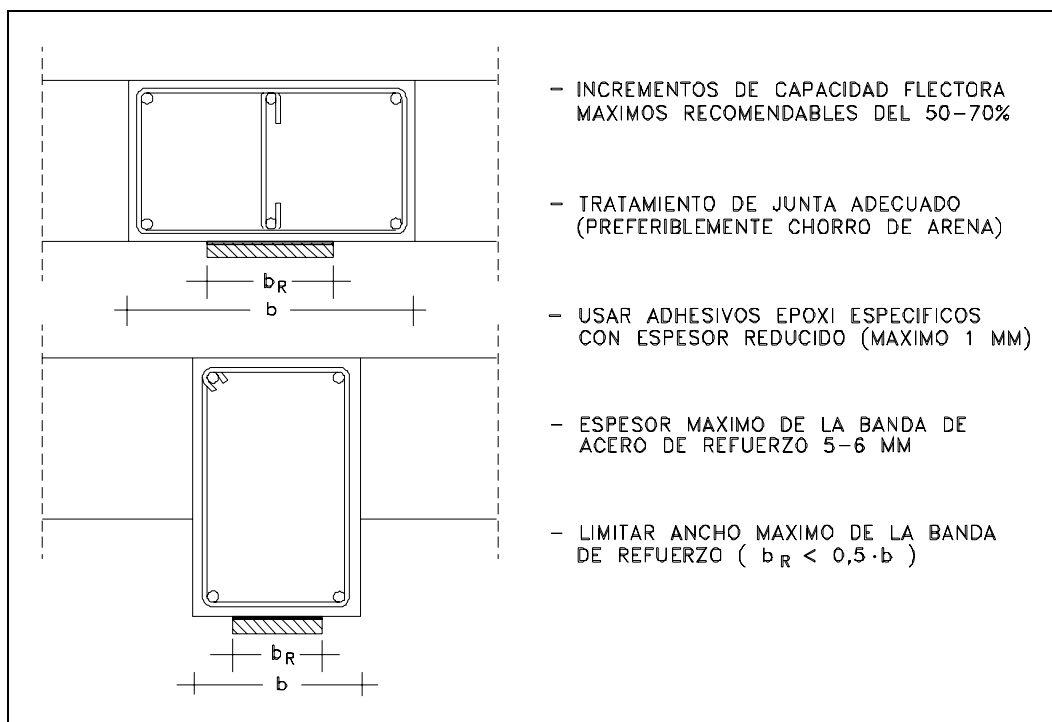


Fig. 6: Refuerzo de vigas mediante bandas de acero encoladas con adhesivos epoxi

En términos de análisis estructural, además de evaluar las posibilidades de redistribución plástica de la ley de momentos y de verificar la resistencia de la viga original a cortante, el cálculo de este tipo de refuerzos debe basarse en una doble comprobación:

- De una parte es necesario verificar el no-agotamiento de las secciones críticas. En especial, se verificará que la cabeza de compresión de la viga original posea una capacidad resistente residual suficiente para equilibrar la cuantía de armadura de refuerzo que supone la banda encolada. La comprobación puede efectuarse en términos de *análisis de sección en interacción completa*, pues las zonas más solicitadas se encuentran alejadas de los extremos de la banda en los que se producen los problemas de anclaje y transferencia. Sin embargo, la comprobación debe realizarse utilizando

modelos de *carácter 'evolutivo'*, capaces de reproducir el hecho de que la sección analizada modifica su configuración en una etapa intermedia de su vida. Un modelo en tal sentido ha sido propuesto por los autores (**Refs.14,16**), que han comprobado como el uso de modelos convencionales, correspondientes a secciones de nueva creación, puede conducir a diseños inseguros y poco dúctiles.

- Asimismo, debe comprobarse el no-arrancamiento de la banda como consecuencia de la acumulación de tensiones tangenciales de transferencia. El problema es crítico en los extremos de la banda, y exige un *análisis a nivel de pieza completa*, admitiendo deslizamientos entre viga original y refuerzo. Como cuestión previa se deben establecer relaciones tenso-deformacionales en las juntas o interfases hormigón-epoxi-acero, coherentes con los resultados experimentales disponibles (**Refs.19,20**). El problema ha sido ampliamente estudiado por los autores (**Refs.14,15,17**), que han desarrollado un modelo teórico simplificado, basado en la teoría de vigas mixtas (**Ref.21**), y experimentalmente corroborado en base a ensayos de otros autores (**Ref. 8**). De tales estudios, se deduce que la transferencia de esfuerzos entre viga original y refuerzo se concentra en zonas reducidas, localizadas en los extremos de la banda. Asimismo, para cada espesor de banda de refuerzo (de ancho unitario) puede acotarse tanto la extensión de dicha longitud, como el volumen de esfuerzo transferible.

Aplicando, entre otros, los criterios anteriormente expuestos sobre configuraciones correspondientes a vigas usuales de edificación, es posible extraer ciertas conclusiones de diseño:

- Aunque es difícil definir un límite de carácter general, para incrementos de capacidad flectora no superiores al 50% y configuraciones usuales de edificación, con un mínimo "razonable" de armadura de compresión, no suelen aparecer problemas de aplastamiento de la cabeza de la viga original ni de excesiva poca ductilidad. En otros casos, el refuerzo debe contemplar la introducción de armadura de compresión adicional, por ejemplo mediante bandas de acero encoladas en la cara superior (**Ref.12**). Cuantías relativamente reducidas de armadura de compresión de refuerzo provocan incrementos considerables de ductilidad.
- El refuerzo mediante encolado de bandas de acero con adhesivos epoxi exige un hormigón original de una mínima resistencia (150 ó 175 kp/cm²). De otro modo, la transferencia de esfuerzos no es viable y provoca el arrancamiento de la junta. Tampoco se utilizará este sistema de refuerzo con hormigones deteriorados o que muestren síntomas de corrosión de armaduras.
- También para asegurar un buen comportamiento de la interfase o junta hormigón-epoxi-acero, conviene limitar el ancho de la banda de refuerzo en relación con el de la base de la viga. De este modo, el rasante transferido por la junta puede distribuirse en un ancho superior dentro del hormigón original, una vez superadas las fibras impregnadas por la resina. Valores en torno al 40 ó 50% del ancho de la viga original proporcionan resultados razonables, y permiten aprovechar la potencia del adhesivo y de la banda de refuerzo sin desgarrar el recubrimiento.
- En configuraciones medias de edificación, los problemas de arrancamiento de la banda de refuerzo se detectan a partir de espesores de 5 ó 6 mm, siendo casi generalizados para 8 mm. Para dichas configuraciones, tales espesores son equivalente a incrementos de capacidad flectora del 50-60%, y 100%, respectivamente.
- Para evitar el arrancamiento de la banda puede recurrirse a disponer anclajes especiales en los extremos (tacos, "llaves" metálicas soldadas a la armadura original, estribos encolados, etc.). La coexistencia de anclajes en los extremos y encolado en las zonas centrales puede ser posible, pero el trabajo simultáneo de ambos mecanismos de transferencia exige estudiar la compatibilidad de deformaciones entre uno y otro. Un

riesgo que comporta la disposición de tacos de anclaje es la posibilidad de deteriorar la armadura existente.

- En otro orden de cosas, cualquier refuerzo realizado mediante encolado de elementos metálicos presenta un pésimo comportamiento frente a fuego. Por encima de 80 ó 100 °C, la capacidad resistente de los adhesivos epoxi utilizados es prácticamente nula. Consecuentemente, deben adoptarse las correspondientes medidas de protección, pudiéndose en determinados casos reducciones del coeficiente de seguridad en caso de incendio. En todo caso, debe comprobarse que la viga original sin colaboración del refuerzo resiste las cargas de servicio previsibles en tales circunstancias.

Refuerzos mediante recrecido con hormigón armado

Otro método de refuerzo usual de refuerzo a flexión positiva consiste en recrecer inferiormente la viga original mediante hormigón armado. El sistema es más efectivo en vigas de canto, ya que entonces es posible envolver la sección original tanto por la base como por los laterales, creando una camisa de hormigón, en la que se aloja una armadura adicional longitudinal y transversal. De este modo, dependiendo de la proporción de "cuelgue", es posible no sólo incrementar la capacidad flectora sino también la resistencia a cortante.

En la **figura 7.** se recogen diversas soluciones de refuerzo mediante recrecido con hormigón armado. Así en la **figura 7.a** se observa un refuerzo exclusivamente a flexión realizado recreciendo inferiormente la viga original. Esta solución requiere la conexión directa de las armaduras longitudinales original y de refuerzo, para lo cual deben disponerse horquillas convenientemente soldadas a unas y otras. En la **figura 7.b** se muestra una solución apta para vigas orinales de "cuelgue" en la que esencialmente se consigue también un refuerzo a flexión, si bien se evita la necesidad de conectar directamente armaduras. Finalmente la **figura 7.c** representa un sistema de refuerzo tanto a flexión como a cortante mediante el cual pueden alcanzarse considerables incrementos de resistencia.

A nivel de diseño, este sistema tiene el problema de exigir un incremento considerable de las dimensiones de la viga original. A nivel constructivo, el hormigonado de la 'camisa' presenta cierta complejidad, debiéndose realizar taladros en el forjado desde los que se inyecta el hormigón. La dosificación debe ser muy cuidada, garantizando una buena adherencia con el material original, y evitando la formación de coqueras.

La transferencia de esfuerzos entre viga original y refuerzo se confía a veces a la junta hormigón-hormigón con algún tipo de tratamiento, dado que la superficie de contacto entre ambos es de cierta importancia. Sin embargo, este proceder puede resultar peligroso cuando la viga no queda suficientemente empotrada en sus extremos, o el 'cuelgue' es reducido, o la cuantía del refuerzo es considerable. En tales circunstancias se pueden disponer adhesivos epoxi, e incluso a picar parcialmente el recubrimiento de la viga original, para conectar sus armaduras con las del refuerzo. Este último procedimiento, debidamente planteado y ejecutado reduce al mínimo los problemas de transferencia y permite alcanzar importantes niveles de refuerzo, incluso en vigas planas.

Algunos de los trabajos experimentales realizados sobre este sistema de refuerzo concluyen que es posible alcanzar incrementos de capacidad flectora superiores al 60% (**Ref.11**). Sin embargo, las dificultades de ejecución de este tipo de refuerzos en la realidad son muy superiores a las que existen en laboratorio.

Eventualmente, el sistema puede complementarse introduciendo armadura de compresión de refuerzo. Para ello existen tres opciones: encolar bandas de acero, recrecer la viga con hormigón armado, y picar el recubrimiento para introducir la armadura adicional. En este último caso, debe analizarse el alcance de la operación ya que, salvo descarga o apeo, el picado del recubrimiento afecta a una zona comprimida de hormigón y, consecuentemente, reduce (temporalmente) la seguridad de la zona afectada. Análogas consideraciones se deberán efectuar al reponer dicho recubrimiento.

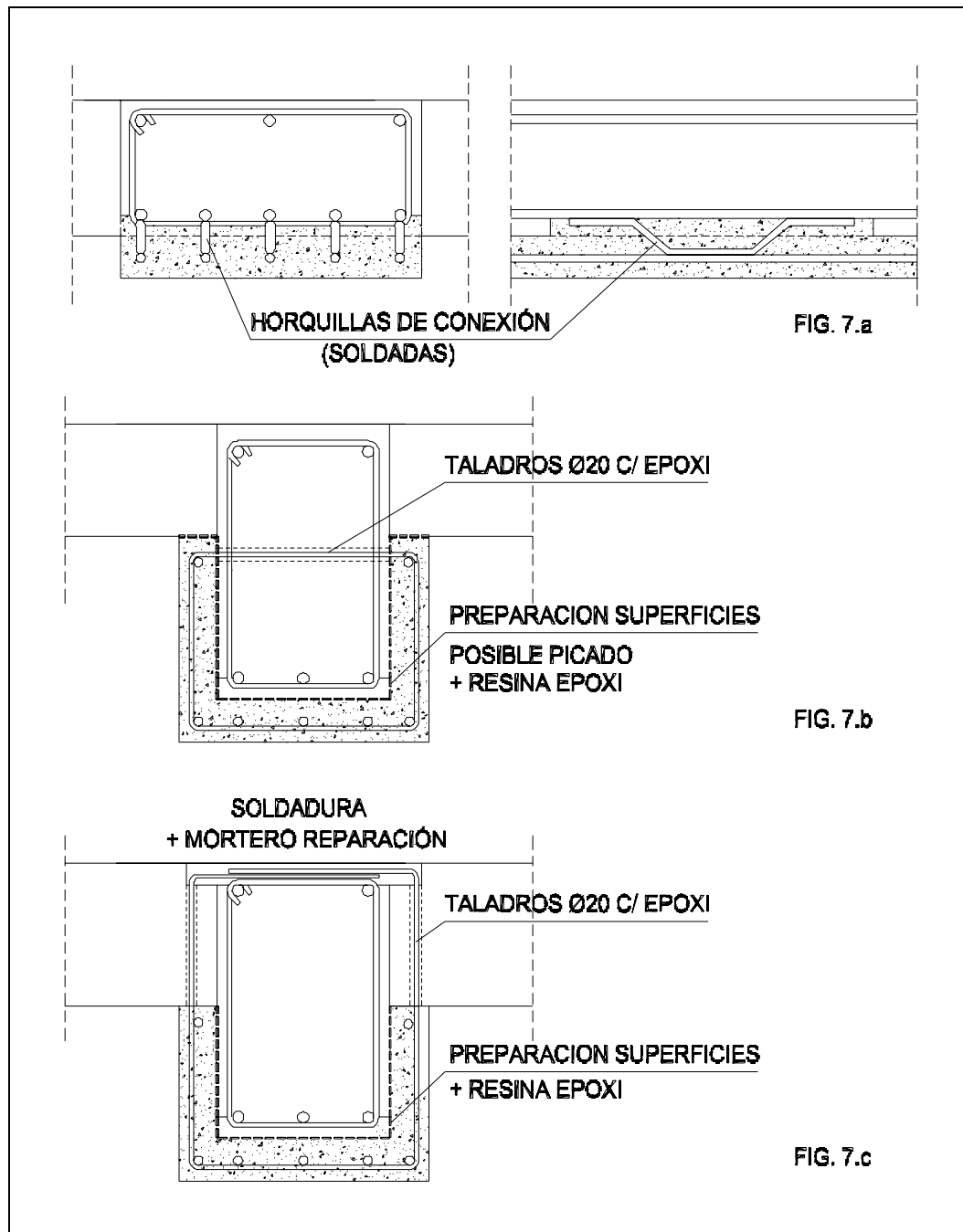


Fig. 7: Refuerzo de vigas mediante recrecido con h.a.: unión entre armaduras

Refuerzos mediante postensado

Otro sistema de refuerzo consiste en introducir cables de postensado. En general, estos cables se disponen lateralmente a la viga original, con un trazado lo más aproximado a la ley de momentos prevista (**Ref. 6**). En determinados casos, puede procederse simplemente al atirantamiento de la viga mediante cables de directriz recta. Los cables se anclan a la viga original y a los soportes extremos mediante piezas especiales de acero. En la colocación de estas piezas, se debe extremar la precaución para no dañar la armadura existente. Una vez

tensados los cables se debe proceder a la protección de los mismos con hormigón. Como en todo elemento pos o pre-tensado, deben comprobarse las posibles pérdidas de tensión.

Como se indicó para forjados, este sistema es muy efectivo, permite coser las fisuras existentes e incluso reducir las deformaciones existentes. Su coste es muy razonable, pero su aplicación puede quedar limitada por condicionantes de diseño, o de posibilidades de anclaje.

3.2 Refuerzo de vigas a cortante o flexión y cortante

Aunque no son muy habituales, existen algunos casos en los que la actuación de refuerzo de una viga original se encamina básicamente a mejorar su resistencia a cortante. Más normal resulta la necesidad de ejecutar refuerzos simultáneos a flexión y cortante.

La viabilidad de uno y otro tipo de refuerzos está muy condicionada por las características de la viga original. En particular, es importante que las caras laterales de la misma sean accesibles, como sucede en vigas de 'cuelgue' considerable, o cuando no existen macizados laterales. También pueden existir condicionantes de diseño arquitectónico como, por ejemplo, la posibilidad o no de incrementos sustanciales de canto. A continuación se analizan algunos sistemas usuales de refuerzo a cortante, o flexión y cortante.

En el caso de vigas planas con forjados aligerados que no se encuentren macizados en las zonas inmediatas a la viga, un sistema que puede resolver gran número de situaciones es, precisamente, macizar dichas zonas en las regiones críticas a cortante. Por otra parte en vigas de canto, el hecho de que el forjado inmediato a las mismas no se encuentre macizado permite acceder libremente a las caras laterales y facilita notablemente cualquier operación de refuerzo a cortante. Algo parecido sucede si se trata de vigas de borde con una de sus caras accesibles. En tales circunstancias podría aplicarse el sistema de refuerzo a flexión y cortante que se indica en la **figura 8.a**, consistente en disponer lateralmente chapas de acero encoladas en las zonas inmediatas a los apoyos. El sistema ha sido estudiado experimentalmente, obteniéndose resultados satisfactorios, aunque bajo condiciones de laboratorio que permitían acceder a ambas caras laterales de la viga original (**Ref. 11**).

En el caso, bastante usual, de que los laterales de la viga no sean accesibles por encontrarse macizados, para conseguir que el refuerzo transversal envuelva la viga original, las chapas pueden completarse con pasadores soldados a ellas que, taladrando el forjado (macizado) inmediatamente adyacente, alcancen la cara superior (**figura 8.b**). Tales pernos son aún más efectivos si se tensan ligeramente mediante roscado. También resulta adecuado trabar por la cara inferior las chapas dispuestas utilizando para ello, por ejemplo bandas cada cierto intervalo. En principio, tanto para los pasadores superiores como para las bandas inferiores de conexión, los intervalos de separación deben cumplir los criterios generales existentes para cercos en vigas de nueva creación. Si cualquiera de los sistemas anteriores (8.a y 8.b) se ejecutan trabando las bandas laterales con una banda continua encolada en la base de la viga original, el resultado es un refuerzo mixto a flexión positiva y cortante de gran efectividad.

En vigas planas o de canto pero con un 'cuelgue' reducido, las soluciones anteriormente expuestas no resultan efectivas por razones obvias. En tales circunstancias, una posible solución consiste en disponer bridas formadas por dos pasadores verticales y dos chapas horizontales una en la cara inferior y otra en la cara superior (**figura 8.c**). En el caso de vigas planas, los pasadores se introducen a través de la zona de forjado (macizado) inmediato a la viga, siendo conveniente roscarlos hasta hacerlos entrar en tensión. Introducir los pasadores taladrando la viga original puede suponer el riesgo de deteriorar su armadura.

Si las bandas horizontales conectadas por los pasadores son continuas (o al menos lo sea la banda inferior), el refuerzo resultante permite incrementar simultáneamente la capacidad resistente a flexión y cortante de la viga original. En tal circunstancia, resulta muy conveniente encolar con adhesivos epoxídicos las bandas continuas, a fin de garantizar en mayor medida la transferencia de esfuerzos con la viga original.

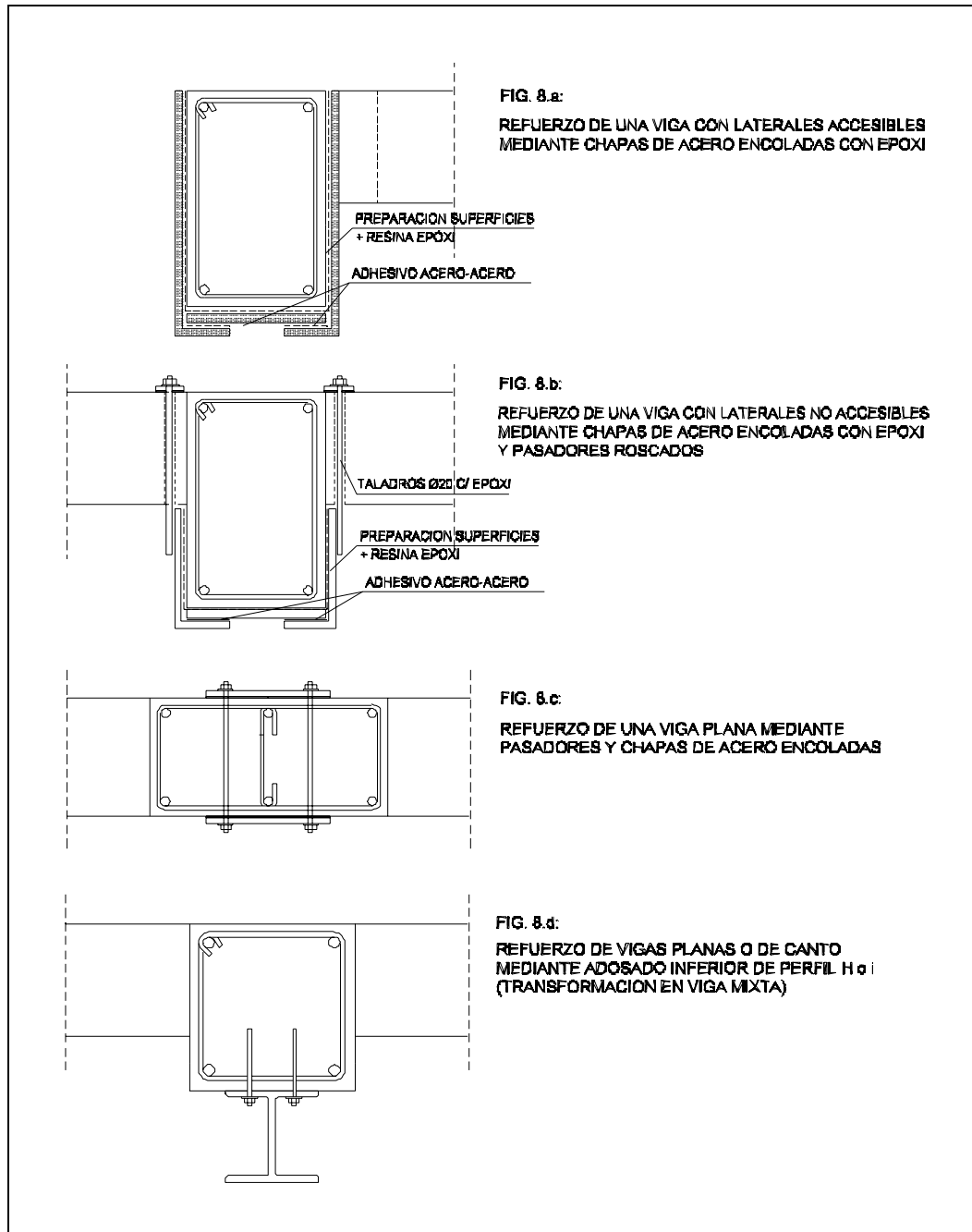


Fig. 8: Refuerzo de vigas a cortante o flexión y cortante

Finalmente, hay que destacar el sistema de refuerzo de vigas mediante el adosado inferior de un perfil tipo 'doble té', convirtiendo la viga original en una viga mixta (**figura 8.d**). Esta técnica permite el refuerzo simultáneo a flexión y cortante en cuantía considerable. Su viabilidad se encuentra condicionada por factores de diseño y, en particular, por las posibilidades de incremento sustancial de 'cuelgue'. También influyen las características de los soportes adyacentes en los que debe entregarse el perfil de refuerzo.

El análisis estructural de este sistema de refuerzo debe hacerse en base a la teoría de vigas mixtas (**Ref.21**). Es necesario prestar especial atención a los problemas de conexión entre viga original y perfil de refuerzo, así como a la entrega y anclaje de este último. Asimismo, en la evaluación de las secciones críticas es básico utilizar modelos capaces de considerar el carácter evolutivo inherente a la actuación (**Refs.14,16**).

Otra posible técnica de refuerzo a cortante en vigas de 'canto' es la creación de una 'camisa' de hormigón, semejante a la comentada en un apartado precedente (**figura 7.c**), en la que se introduce una cuantía importante de armadura transversal. En general, para garantizar la eficacia de la actuación, dicha armadura transversal de refuerzo deberá anclarse en la zona de forjado inmediata que, en general, estará macizada. Para ello vuelve a ser posible introducir pasadores, anclados de una parte en la 'camisa' de refuerzo, y de otra en la cara superior. Este refuerzo puede limitarse a las zonas críticas a cortante, o bien extenderse a toda la viga, con lo que, con un adecuado armado, puede conseguirse un refuerzo conjunto a flexión y cortante

4. REFUERZO DE SOPORTES DE HORMIGÓN ARMADO

El refuerzo de soportes de hormigón armado se realiza, en general, envolviendo el soporte original dentro de una sección resistente adicional de nueva creación. Tal sección envolvente puede ser de acero, de hormigón armado, o mixta.

En todos los casos, la entrada en carga del refuerzo se realiza, de una parte, a través de los nudos de encuentro con vigas, forjados o losas y, de otra parte, a través de los mecanismos de transferencia tangencial de esfuerzos de la junta o interfase pilar original-refuerzo (**Fig.9**). Consecuentemente, la eficacia de la actuación se encuentra condicionada por la adecuada concepción y ejecución de unos y otra.

Otro aspecto fundamental para la entrada en carga del refuerzo, es el nivel de descarga adoptado en el instante de su ejecución. Salvo que se adopten sistemas complejos de apeo o refuerzo activos (gatos hidráulicos, precompresión del refuerzo, etc.), difíciles en soportes de cierta responsabilidad, la carga actuante en el instante de refuerzo es difícilmente transferible (excepto consideración de deformaciones diferenciales diferidas entre elemento original y refuerzo). Consecuentemente, el refuerzo sólo recogerá una fracción de las cargas introducidas con posterioridad a su colocación. Por tanto, el diseño de la actuación deberá contemplar la descarga y/o apeo de las zonas de estructura soportadas por el pilar a reforzar, eliminando sobrecargas y pesos muertos (solados, tabiquería, etc.).

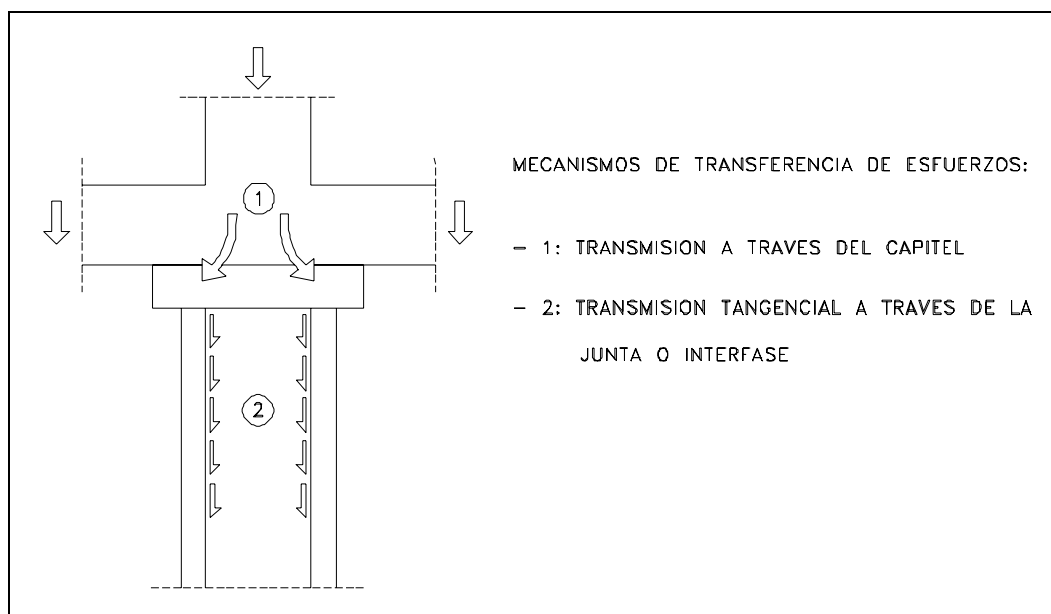


Fig. 9: Transferencia de esfuerzos en soportes reforzados

Las técnicas de refuerzo consistentes en envolver completa y solidariamente el soporte original, generan sobre el mismo una acción de zunchado-confinamiento extremadamente

beneficiosa. Tal acción se basa en la coacción a la libre dilatación transversal introducida por el refuerzo sobre el hormigón original. Su efecto es una alteración favorable de su comportamiento tenso-deformacional (según su dirección principal de trabajo), mejorando su resistencia y ductilidad. El incremento de ductilidad como consecuencia de la acción de confinamiento puede resultar extremadamente importante en relación con la entrada en carga del refuerzo.

El efecto de confinamiento ha sido ampliamente estudiado sobre soportes de nueva creación (**Refs.22,23**), y recientemente en actuaciones de refuerzo (**Ref.14**). Cabe distinguir entre confinamiento activo o pasivo, según que las tensiones transversales que coartan la dilatación transversal se introduzca externamente, o surjan dentro del proceso de entrada en carga. El aprovechamiento de los fenómenos de retracción del hormigón en refuerzo de este material, o de la retracción de las soldaduras, en refuerzos con elementos de acero, o bien el precalentado-pretensado de presillas en este mismo caso, permite generar un confinamiento activo.

La extensión o longitud del refuerzo es una decisión importante de diseño. Con carácter general, se recomienda prolongar el mismo desde la(s) planta(s) afectada(s), hasta alcanzar la cimentación. A fin de asegurar su entrada en carga, algunos autores proponen incluso iniciar el refuerzo una planta por encima de aquélla en la que es estrictamente necesario.

Cuando la actuación de refuerzo abarca varias plantas consecutivas, debe cuidarse proporcionar la máxima continuidad estructural entre los elementos de refuerzo. En algunos casos, como soportes de esquina o nudos en los que alguno de sus bordes tiene elementos aligerantes fácilmente eliminables, es posible dar continuidad física al refuerzo en alguna de sus caras. De no ser así, la continuidad se realiza a través del nudo (macizado) viga-soporte. En determinados casos puede estudiarse la posibilidad de conectar los refuerzos de una y otra planta mediante elementos metálicos. Sin embargo, esta operación es difícil peligrosa dada la cantidad de armaduras existentes en el nudo y el riesgo de dañarlas.

A continuación se exponen los principales aspectos relativos a los sistemas más usuales de refuerzo de soportes.

4.1 Refuerzo de soportes mediante perfiles de acero

El refuerzo de soportes mediante perfiles de acero laminado y, en particular, mediante angulares colocados en sus esquinas y trabados con presillas, constituye una técnica muy habitual (**Fig.10**). Su principal ventaja radica en que exige espesores adicionales muy reducidos. Ello resulta muy favorable en múltiples situaciones de edificación en las que aumentos sustanciales de las dimensiones en planta de los soportes provocan problemas funcionales.

Para mejorar la eficacia del sistema, resulta conveniente pretensar o precalentar las presillas de unión entre angulares o, cuando menos, estudiar la disposición de soldaduras a fin de aprovechar su 'retracción'. Pueden incluso diseñarse sistemas de presillas atornilladas que permitan ejercer una presión controlada sobre el soporte original. De cualquiera de las formas, se genera un efecto de confinamiento activo sobre el hormigón original, extremadamente favorable, y capaz incluso de regenerarle parcialmente en caso de deterioro. En todo caso hay que evitar la existencia de holguras entre el refuerzo y el soporte original que imposibiliten la movilización del fenómeno de confinamiento.

Como ya se ha indicado, la entrada en carga del refuerzo se realiza a través de un doble mecanismo. De una parte, el capitel compatibiliza parcialmente las deformaciones en cabeza de soporte original y refuerzo, provocando cierta entrada en carga de éste último. La restante compatibilización de deformaciones y consecuente entrada en carga del refuerzo se realiza a través de la junta o interfase, en base a mecanismos de transferencia tangencial. El planteamiento simultáneo de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones

en el conjunto capitel-interfase permite el desarrollo de un modelo teórico para el análisis del problema (**Ref.14**).

La adecuada concepción y comprobación del capitel es fundamental. Si la transferencia de esfuerzos se confía exclusivamente a la junta o interfase, el colapso de la misma es previo a alcanzar cuantías relevantes de refuerzo, incluso utilizando potentes adhesivos epoxi (**Ref.14**). Además, si la transferencia de esfuerzos se confía básicamente a la junta, el esquema de rotura de la pieza reforzada se produce de modo cuasi-frágil.

La importancia del capitel de refuerzo ha sido también puesta de manifiesto en diferentes trabajos experimentales (**Refs.9,10**). De acuerdo con ellos, en múltiples ocasiones, el agotamiento de la pieza reforzada se genera por aplastamiento del nudo.

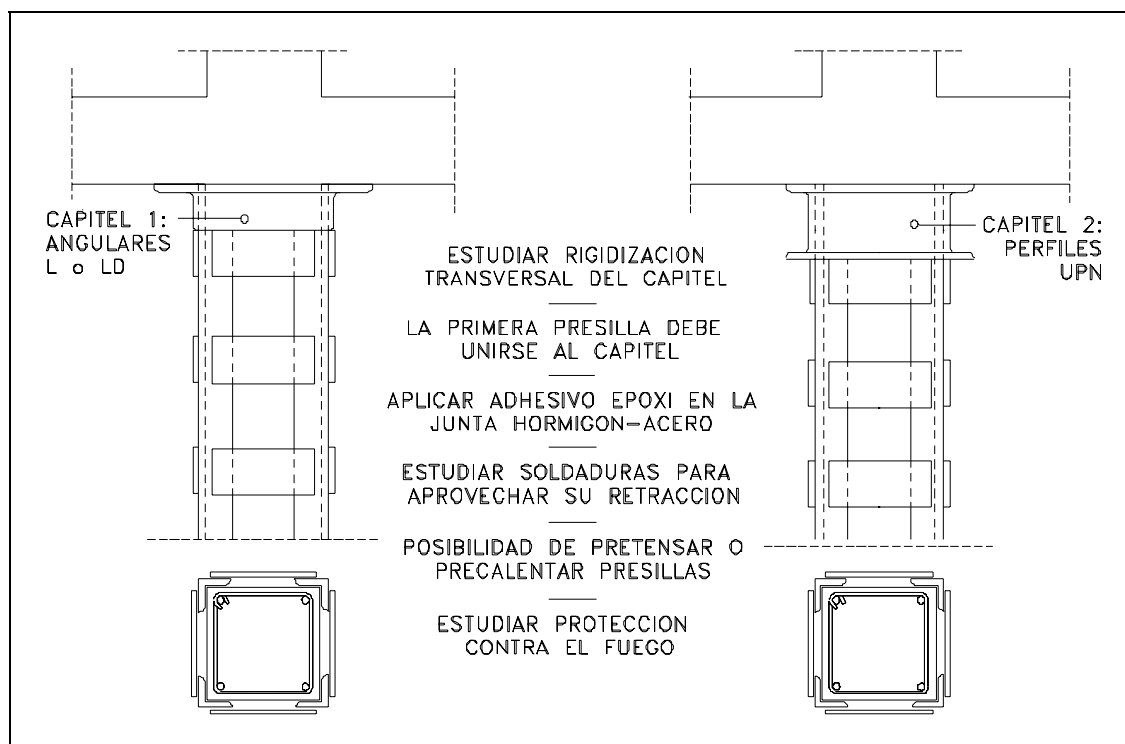


Fig. 10: Refuerzo de soportes mediante perfiles de acero

Por todo ello, deben estudiarse soluciones de capitel que además de verificar las exigencias resistentes, presenten una elevada rigidez. Una solución habitual consiste en soldar el capitel propiamente dicho (en general un angular soldado a los de refuerzo y encolado a la base del forjado) con la primera presilla de atado entre angulares de refuerzo. En todo caso, se llama la atención sobre la conveniencia de sobredimensionar el capitel y encajarlo perfectamente en la base del nudo superior del soporte. También hay que verificar que el apoyo del mismo no se realice sobre elementos aligerantes del forjado que deben ser previamente macizados. Idénticas precauciones deben adoptarse en la base del refuerzo y en nudos intermedios.

En cuanto a la junta o interfase soporte-refuerzo, el trabajo de la misma se concentra en una zona reducida de 25 a 40 cm, inmediata al capitel. En ella se concentran fuertes tensiones tangenciales, que permiten la casi total compatibilidad de deformaciones en las zonas siguientes. En general, resulta conveniente encolar los angulares de refuerzo al hormigón original, previa limpieza y preparación de la superficie. De este modo, la transferencia tangencial de esfuerzos puede realizarse en base no sólo a fenómenos de rozamiento sino también de adherencia. En todo caso, en la zona de máxima transferencia inmediata al capitel, conviene aumentar la cuantía de presillas, a fin de movilizar un mayor confinamiento que incremente las fuerzas de rozamiento y mejore el comportamiento de la junta.

Salvo situaciones excepcionales, no conviene disponer tacos metálicos de anclaje para solidarizar los angulares con el soporte original, pues existe el riesgo de dañar la armadura de éste. En caso necesario, resulta más adecuado picar localmente el recubrimiento, y colocar barras soldadas a la armadura original y a los elementos de refuerzo.

Otra cuestión de gran interés es la relativa a la continuidad de este tipo de refuerzos entre diferentes plantas. En primer lugar, resulta fundamental el perfecto ajuste entre el capitel y la basa de cada tramo de refuerzo y los forjados superior e inferior, para lo cual es necesario disponer masilla epoxi. Igualmente fundamental resulta asegurar la existencia de macizados en las zonas de contacto del capitel y la basa. La posibilidad de dar continuidad directa al refuerzo entre plantas depende en gran medida de las características de los nudos existentes. En la **figura 11**, se ofrecen dos posibles soluciones a tal efecto.

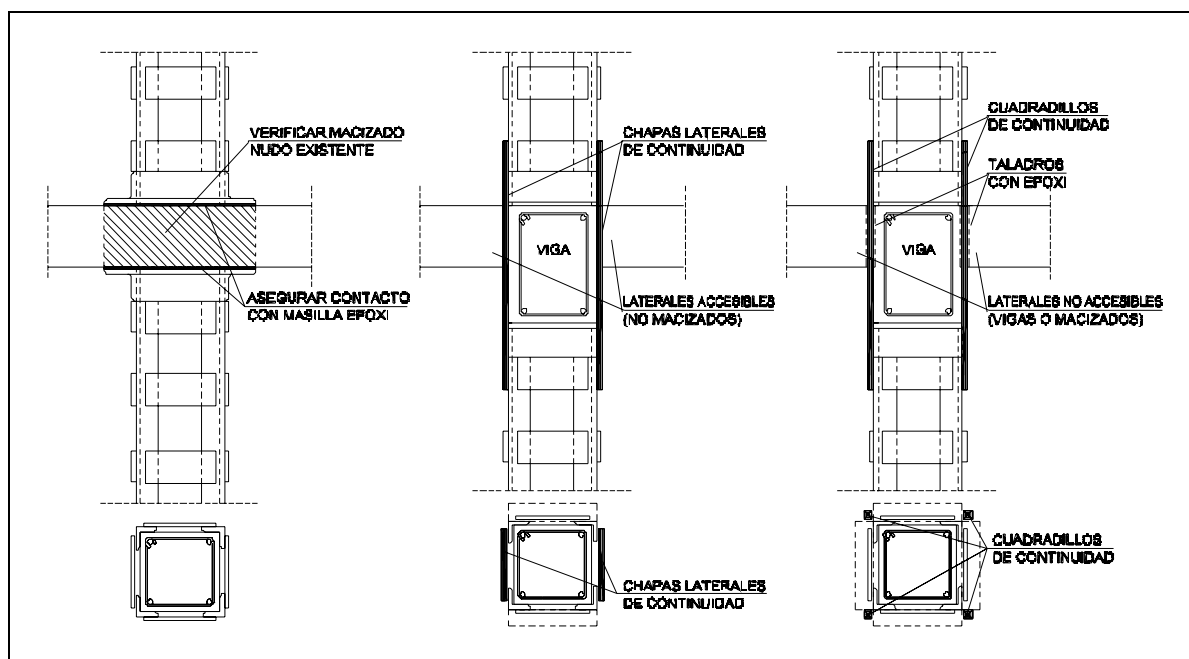


Fig. 11: Continuidad de refuerzos metálicos a través del forjado

El análisis estructural de este tipo de refuerzos frente a sollicitación predominantemente axial ha sido estudiado en la Tesis Doctoral del autor (**Ref.14**), dentro de la cual se plantea un modelo simplificado de comprobación. La exposición detallada de dicho modelo desborda los objetivos y el alcance de este texto. No obstante, cabe indicar que el diseño estructural debe verificar los siguientes aspectos:

- **Comprobación de rigidez del capitel.** Ha de comprobarse que la rigidez del capitel permite compatibilizar (parcial, pero suficientemente) las deformaciones de cabeza del soporte original y el refuerzo, transfiriendo la correspondiente fracción de carga a este último. Este aspecto, como ya se ha indicado, es básico para alcanzar niveles de refuerzo admisibles y evitar esquemas de rotura frágiles.
- Comprobación de resistencia del capitel. Con independencia de las verificaciones de rigidez anteriores, debe comprobarse la resistencia del capitel, considerando la flexión longitudinal y transversal de sus elementos, así como los problemas de interacción con el nudo original.
- Comprobación de la sección inmediata al capitel. De acuerdo con la compatibilización (parcial) de deformaciones y la transferencia de esfuerzos generada por el capitel, se verifica la resistencia de las componentes original y de refuerzo en la sección inmediata a dicho capitel.

- Comprobación de las secciones en interacción completa. Admitiendo un régimen de interacción completa (proporcionada por la transferencia a través del capitel y la interfase), se analizan las restantes secciones de la pieza, verificando la resistencia de las componentes original y de refuerzo.
- Comprobación de la interfase o junta. Finalmente, debe verificarse que el volumen de esfuerzo a transferir a través de la interfase para alcanzar el régimen de interacción completa o compatibilidad de deformaciones no provoca su agotamiento.

Aún cuando no es posible establecer con carácter general las posibilidades de refuerzo de este sistema, el modelo simplificado antes comentado (**Ref.14**), permite extraer ciertas conclusiones al respecto:

- El refuerzo de soportes de hormigón predominantemente sometidos a compresión, mediante angulares de acero laminado permite incrementos de resistencia entre el 33 y 67%, usuales en la rehabilitación de edificios. Sin embargo, para ello deben darse ciertas condiciones:
 - El capitel debe presentar cierta rigidez que le permita compatibilizar parcialmente las deformaciones en cabeza.
 - Deben adoptarse cierto nivel de descarga, eliminando sobrecargas y parte de los pesos muertos. (Se recomiendan descargas en torno al 40% de la carga nominal del soporte original).
 - Los angulares deben ser encolados con resina epoxi a fin de permitir una adecuada transferencia de esfuerzos a través de la junta o interfase.
 - El aprovechamiento de los efectos favorables del confinamiento es importante para alcanzar elevados niveles de resistencia y ductilidad en el refuerzo.
 - El sistema es más eficaz en soportes originales de reducida capacidad resistente. En soportes originales de cierta entidad, la transferencia de esfuerzos a través del capitel y la interfase resulta más crítica, y debe cuidarse especialmente el diseño de ambos.
 - El sistema presenta problemas importantes de resistencia al fuego debido al comportamiento frente a este fenómeno tanto de las resinas como del acero. En general, deben disponerse recubrimientos protectores o, eventualmente, estudiar los niveles de seguridad residuales de la pieza original frente a las solicitaciones previsibles en caso de incendio.

4.2 Refuerzo de soportes mediante recrecido con hormigón armado

Otro sistema habitual de refuerzo de soportes de hormigón armado consiste en su recrecido, ejecutando una 'camisa' o 'corona' de este mismo material. El espesor mínimo de la capa de hormigón adicional puede situarse en torno a 10 cm, si bien con medios adecuados y empleo de superplastificantes y áridos de tamaño máximo reducido (10-16 mm) se puede llegar hasta espesores de 6 cm. Utilizando técnicas de gunitado, esta última medida puede incluso reducirse hasta un mínimo de 3 ó 4 cm. En este último caso, las posibilidades de refuerzo son, obviamente, menores.

El principal condicionante de este sistema es, precisamente, la necesidad de un incremento relevante de las dimensiones del pilar original. Por lo demás, su comportamiento es altamente satisfactorio, permitiendo alcanzar incrementos resistentes de más del 60% (**Refs.11,12**), superiores a los usualmente alcanzables mediante angulares metálicos.

El recrecido de hormigón armado debe armarse longitudinal y transversalmente, incluso con sobreabundancia de cercos, a fin de zunchar y confinar el soporte original. El aprovechamiento de la retracción del nuevo hormigón desarrolla un confinamiento activo beneficioso y favorece la unión entre el hormigón original y de refuerzo.

Como ya se ha indicado, la entrada en carga del refuerzo se produce de una parte a través del nudo de cabeza y de otra parte a través de la junta o interfase. Por tal motivo, la eficacia de la actuación se basa en el adecuado comportamiento de ambos mecanismos.

En cuanto al nudo de cabeza, debe cuidarse que toda la zona de forjado en contacto con el recrecido se encuentre macizada. Asimismo debe evitarse cualquier holgura entre el refuerzo y el nudo original. Para ello, conviene hormigonar separadamente la parte superior del refuerzo (30 cm, aproximadamente), utilizando hormigón o mortero sin retracción o incluso de expansividad controlada. Siempre que sea posible dicha zona se rellenará a través de taladros ejecutados en el nudo superior. Si ello no fuera posible o pusiera en peligro la integridad del nudo original, se reducirá la zona superior a una corona que se ejecutará extendiendo un mortero u hormigón muy seco y preferiblemente algo expansivo.

En relación con la ejecución de la junta o interfase entre hormigón original y de refuerzo, existen varios sistemas, dependiendo del estado del soporte original y del alcance del refuerzo:

- Una primera solución consiste en limpiar la superficie de hormigón, eliminando polvo, suciedad o material susceptible de estar deteriorado, y aplicar una capa continua de adhesivo (generalmente epoxi). Puesto que la operación de hormigonado del refuerzo puede ser larga, conviene utilizar adhesivos con suficiente tiempo de trabajabilidad (**Fig.12.a**).
- Otra solución interesante consiste en cajea intermitentemente el pilar original en intervalos de aproximadamente 30 cm, creando entrantes y salientes que mejoren la transferencia de esfuerzos (**Fig.12.b**).
- Para refuerzos de cierta entidad, conviene picar el recubrimiento en las esquinas, descubrir en ellas las armaduras originales, y conectarlas a las nuevas mediante barras dobladas en forma de horquillas, preferiblemente soldadas a ambas (**Fig.12.c**). En este caso, el refuerzo conviene completarlo ejecutando un zunchado helicoidal de paso reducido (10 cm) que conecte las armaduras originales de las esquinas con las centrales de refuerzo e incremente el efecto confinante.
- Finalmente, en casos de gran deterioro del hormigón original, lo más adecuado resulta ser picar completamente el recubrimiento del pilar inicial, descubriendo sus armaduras y conectándolas a las nuevas mediante horquillas soldadas (**Fig.12.d y 12.e**). Al igual que en el caso anterior, el refuerzo debe completarse con un zunchado de paso reducido (10 cm o menos).

Siempre que el refuerzo afecte a varias plantas, debe procurarse dar continuidad física a las armaduras del refuerzo, taladrando para ello los forjados o losas correspondientes. También hay que señalar la conveniencia de apuntalar el pilar a reforzar, en particular cuando se ejecutan operaciones importantes de descarnado o cajeado.

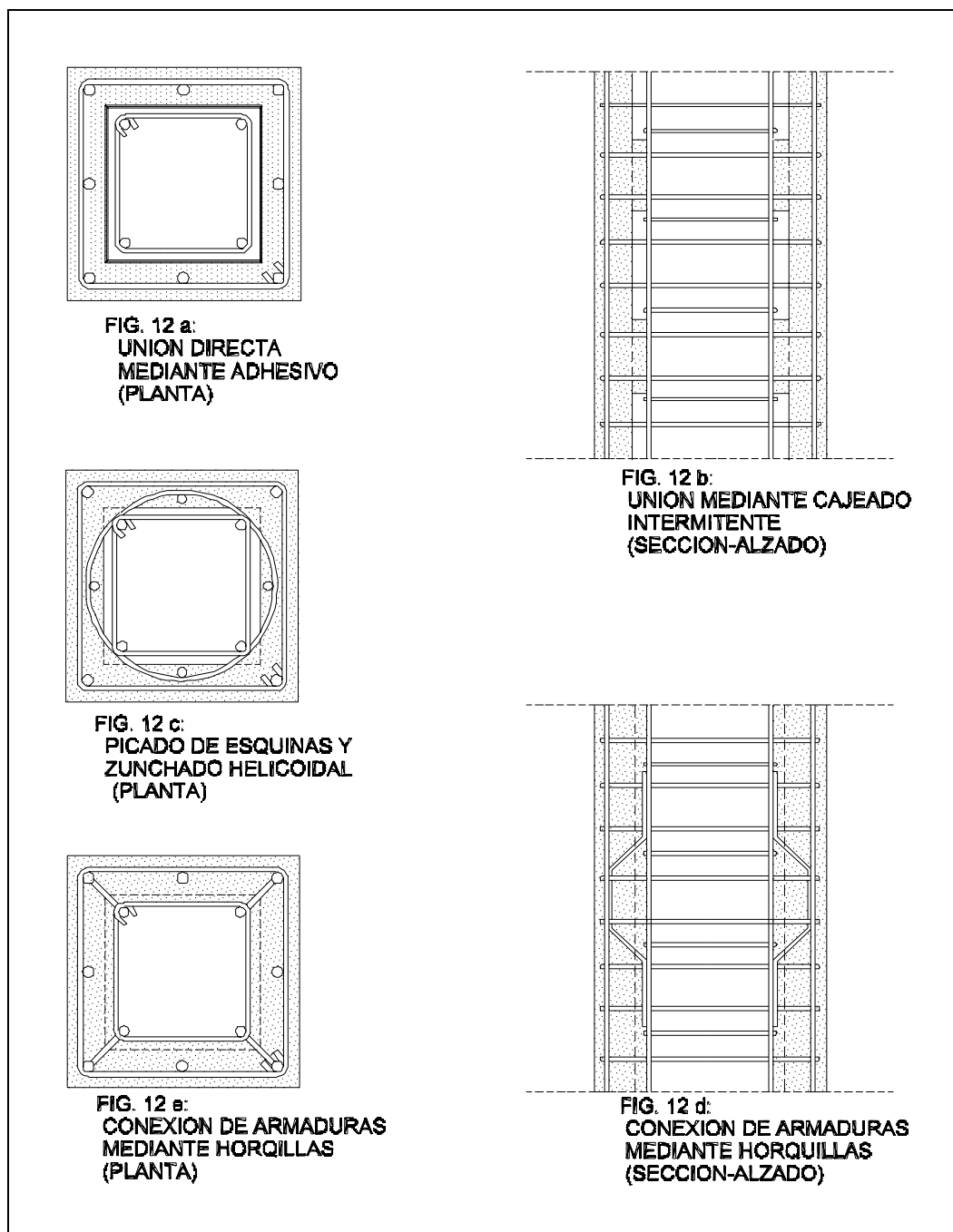


Figura 12: Refuerzo de soportes con hormigón armado

5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1 - COMITE EURO-INTERNACIONAL DEL HORMIGON (C.E.B.). Assesment of Concrete Structures and Design. Procedures for Upgrading (Redesign). Boletín C.E.B. n1 167, 288 pp. Praga, Agosto 1983.
- 2 - J.A. VIEITEZ CHAMOSA, J.L. RAMIREZ ORTIZ. Patología de la Construcción en España: Aproximación Estadística. Resumen de Tesis Doctoral. Informes de la Construcción, Vol 36, n1364, pp. 5-15. Madrid, Octubre 1984.

- 3 - A. CARMONA, A. MAREGA. Retrospectiva da Patologia no Brasil. Estudio Estadístico. Trabajos Presentados en las Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Vol. VI, pp. 100-124. Madrid, Mayo 1988
- 4 - CZECHOSLOVAK STATE STANDARD. Design Assesment of Building Structures Subjected to Reconstruction. CSN 73-0038. 1984
- 5 - INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING (I.A.B.S.E.). Strengthening of Building Structures - Diagnosis and Therapy. IABSE Reports, Vols 45, 46. 123 pp., 464 pp. Venecia, 1983
- 6 - M. FERNÁNDEZ CÁNOVAS. Patología y Terapéutica del Hormigón Armado. Editorial Dossat, 620 pp. Madrid, 1983
- 7 - M. FERNÁNDEZ CÁNOVAS. Las resinas epoxi en la construcción. I.E.T.c.c.
- 8 - M. FERNÁNDEZ CÁNOVAS. Refuerzo de Elementos Estructurales mediante Encolado de Bandas de Acero con Resinas Epoxídicas. Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, n1 382 y 383, 100 pp. Madrid, Diciembre 1985
- 9 - J.L. RAMÍREZ ORTIZ, J.M. BÁRCENA DÍAZ, J.M. FEIJOO GIL. Eficacia Resistente de Pilares de Hormigón Armado de Baja Calidad Reforzados por Dos Procedimientos Diferentes. Informes de la Construcción, n1 272, pp. 89-98. Madrid, Junio 1975
- 10 - J.L. RAMÍREZ ORTIZ, J.M. BÁRCENA DÍAZ, J.M. FEIJOO GIL. Comparación Resistente de Cuatro Métodos de Refuerzo de Pilares. Informes de la Construcción, n1 275, pp. 57-68. Madrid, Mayo 1977.
- 11 - J.L. RAMÍREZ ORTIZ, J.M. BÁRCENA DÍAZ, J.M. FEIJOO GIL. Dos Métodos de Refuerzo y su comportamiento en Vigas de Hormigón Armado de Edificación. Informes de la Construcción, n1 305, pp. 53-63. Madrid, Noviembre 1978
- 12 - J.L. RAMÍREZ ORTIZ, J.M. BÁRCENA DÍAZ, J.M. FEIJOO GIL. Aumento de la Capacidad Flectora de Vigas de Edificación. Informes de la Construcción, n1 323, pp. 73-83. Madrid, Septiembre 1980
- 13 - J.L. RAMÍREZ ORTIZ. Evaluación Experimental y Criterios de Diseño para Refuerzos de Forjados Unidireccionales de Viguetas Semirresistentes. Trabajos Presentados en las Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Vol. VI, pp. 253-276. Madrid, Mayo 1988
- 14 - A. DEL RÍO BUENO. Aportaciones al Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado de Edificación. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, Septiembre 1987
- 15 - A. DEL RÍO BUENO, J. ORTIZ HERRERA. Problemas de Transmisión Tangencial de Esfuerzos en Vigas de Hormigón Armado Reforzadas a Flexión mediante Bandas de Acero Encoladas. Trabajos Presentados en las Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Vol. VI, pp. 231-251. Madrid, Mayo 1988
- 16 - A. DEL RÍO BUENO, J. ORTIZ HERRERA. Análisis de Secciones de Hormigón Armado Reforzadas. Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, n1 395. 66 pp. Madrid, Diciembre de 1988.
- 17 - A. DEL RÍO BUENO, J. ORTIZ HERRERA. Un modelo para el Análisis de la Transferencia Tangencial de Esfuerzos en Vigas de Hormigón Armado Reforzadas mediante Bandas de Acero Encoladas. Hormigón y Acero, n1 172. pp 125-134. Madrid, Septiembre de 1989
- 18 - ALFONSO DEL RÍO, JESUS ORTIZ HERRERA. Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Monografías de la Agrupación Nacional de Constructores de Obras (A.N.C.O.P.), 103 pp. Madrid, 1991
- 19 - M. LADNER, CH. WEBER. Concrete Structures with Bonded External Reinforcement. E.M.P.A. Reports no. 206. 1981
- 20 - M. LADNER. Reinforced Concrete Members with Subsequently Bonded Steel Sheets. I.A.B.S.E. Reports. Vol. 46. 1983
- 21 - J. MARTINEZ CALZON, J. ORTIZ HERRERA. Construcción Mixta Hormigón-Acero. Editorial Rueda, 910 pp. Madrid, 1978
- 22 - S.A. SHEIKH, S.M. UZUMERI. Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol.108, No.ST12, pp.2703-2722. Diciembre 1982.
- 23 - R. PARK, M.J.N. PRIESTLEY, W.D. GILL. Ductility of Square-Confined Concrete Columns. Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol.108, No.ST4, pp. 929-950. Abril 1982.

PATOLOGÍA DEL HORMIGÓN

David Revuelta Crespo

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1. Introducción

Cualquier técnico dedicado al mantenimiento o la reparación de las estructuras de hormigón habrá notado en los últimos años un incremento sustancial en el número de reparaciones llevadas a cabo. Lógicamente este incremento se debe en parte a la pujanza del sector de la construcción en España, del que el hormigón es el material por excelencia, y al consiguiente crecimiento del número de obras ejecutadas en hormigón, pero también existen otra serie de factores a tener en cuenta: por un lado, un gran número de estructuras están llegando al final de su vida útil tras la primera eclosión de la construcción en España a mediados del pasado siglo. Por otro, algunos materiales empleados en esa época han demostrado a posteriori no ser la solución más adecuada.

La Tabla 1.1 muestra los resultados de la encuesta realizada en 1992 para evaluar el tipo de fallos producidos en obras de hormigón. De ella se deducía que prácticamente el 90% de los fallos se originaban en las etapas iniciales, por un diseño inadecuado, una mala selección de los materiales, o una incorrecta ejecución. Así mismo, el tipo de fallo más habitual consiste en la aparición de fisuras, especialmente pilares, vigas y forjados, causados principalmente por problemas de corrosión de armaduras.

La mayor parte de los problemas de corrosión están causados por el proceso de carbonatación del hormigón, unido a bajos espesores de los recubrimientos, o por la presencia de sales de cloro, especialmente en estructuras antiguas construidas con hormigones en los que se utilizó cloruro cálcico como acelerante, o en zonas de alta montaña con empleo de sales fundentes. Sin embargo, en otras ocasiones la causa del deterioro del hormigón puede ser más sutil, como por ejemplo la presencia de áridos expansivos, reacciones entre los áridos y los álcalis del cemento, daño por congelamiento y deshielo, ataque por sulfatos, fisuras estructurales, entre una gran variedad de posibilidades. Así mismo, debe prestarse atención al hecho de que muchos de estos fenómenos se manifiestan en las zonas de la estructura más carbonatadas, o con menor recubrimiento, quizás porque la microfisuración producida por una de estas causas permite al frente de carbonatación avanzar más rápidamente, produciendo la

consiguiente corrosión y atribuyendo el origen de esta corrosión a la carbonatación, pasando por alto la causa original.

Tabla 1.1 Distribución de los fallos en estructuras de hormigón según las etapas del proceso constructivo

Etapa del proceso	Distribución de los fallos
Proyecto	32%
Materiales	30%
Ejecución	26%
Uso	7%
Conservación	11%
Acciones imprevistas	12%
Otros	1%

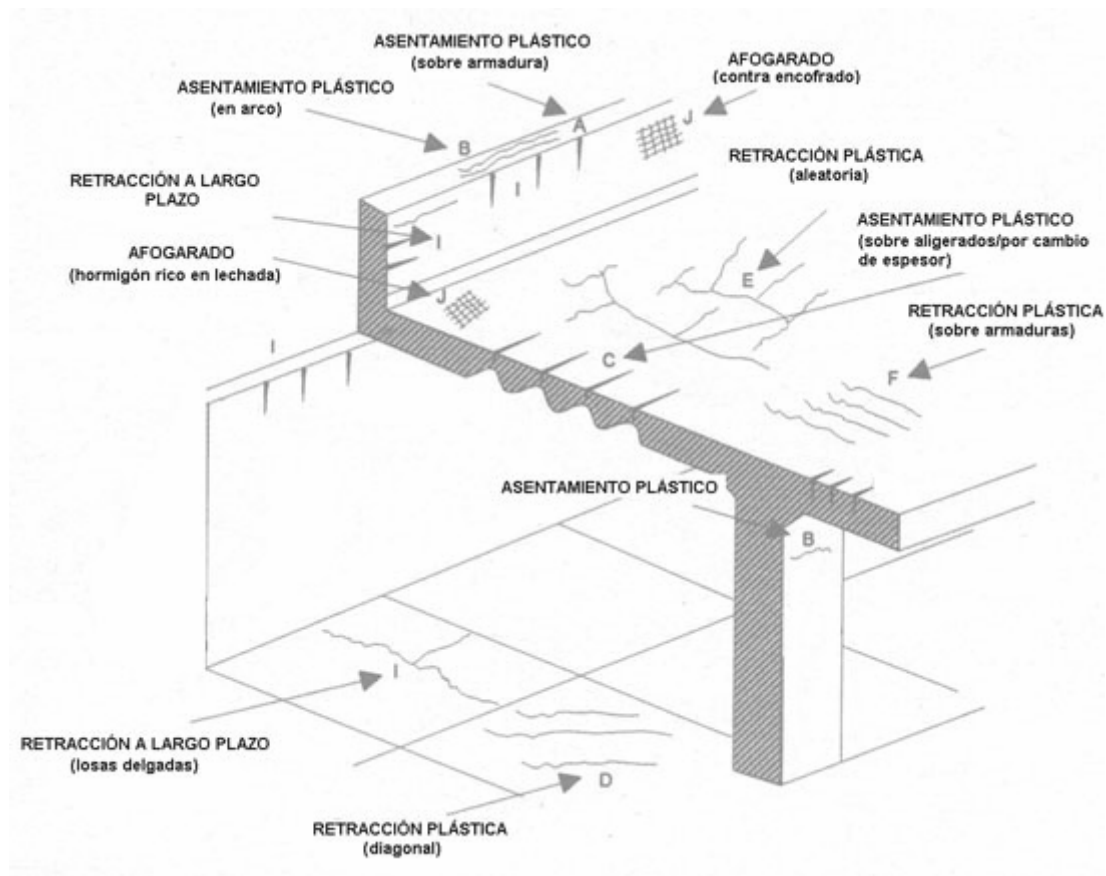


Figura 2.1. Ejemplos de fisuración en el hormigón.

2. Principales patologías del hormigón

2.1 Fisuras estructurales

2.1.1 Proceso

El hormigón, cuando se somete a tensiones de tracción por encima de su resistencia a la tracción, se fisura. La resistencia a la tracción del hormigón es variable, hasta dentro de la misma partida de hormigón, y depende del estado global de tensiones, el tipo de tensión, la localización de la fibra más cargada dentro de la sección, o la cantidad y profundidad del armado de refuerzo, entre otros. La tensión de tracción para la que se fisura el hormigón se encuentra por lo general en el rango entre los 2



Figura 2.1. Fisuración por tensiones de cortante en una conexión viga-columna.

MPa y los 6 MPa. En el hormigón armado, las fisuras que pueden identificarse inequívocamente como estructurales son por lo general inocuas, especialmente si el ancho de fisura es inferior a los 0,25 mm. De hecho, las fisuras estructurales pueden ser una útil herramienta de diagnóstico, ya que dan una buena indicación sobre el tipo de tensiones a que está sometido el hormigón.

También es importante el comprender que, en el hormigón armado, las tensiones de tracción no se transfieren completamente al refuerzo hasta que el hormigón ha fisurado. Previo a la fisuración, el hormigón soporta la mayoría de las cargas de tracción, y el refuerzo contribuye muy poco a soportar la carga total. El refuerzo de acero se diseña bajo la hipótesis de que el hormigón se fisurará al someterse a las cargas de servicio.

El patrón que siguen las fisuras estructurales depende del tipo de tensión que las origina. Tensiones de tracción causadas por la flexión del elemento tienden a producir fisuras que se propagan desde el extremo de la viga o losa en dirección paralela a los apoyos y perpendicular a la cara de la viga o losa. Las fisuras por cortante están localizadas por lo general cerca de los apoyos, y siguen una dirección diagonal, ya que las tensiones de cortadura resultan en tensiones de tracción máximas en planos a 45° (Figura 2.2).

El resultado de la fisuración estructural en una estructura de hormigón correctamente diseñada es por lo general un problema principalmente visual: los propietarios del edificio encuentran las fisuras estéticamente inaceptables, e incluso amenazantes. Sin embargo, las fisuras pueden ser una indicación de problemas estructurales más serios. Así mismo, constituyen un camino de entrada para la humedad y el agua hacia el refuerzo, y pueden acelerar la corrosión de la armadura. La entrada de humedad puede también fomentar el efecto del hielo-deshielo, y a la larga resultar en fisuras más anchas o en zonas con desprendimiento de material.

2.1.2 Factores que originan la patología

Hormigón de baja resistencia: el hormigón se diseña según su resistencia a la compresión, y la mejora en la resistencia a la tracción se produce generalmente de manera indirecta al aumentar las resistencias a compresión. Un hormigón de resistencia a la

compresión inferior a la de diseño tendrá por tanto una menor resistencia a la tracción y por tanto, para el mismo estado tensional, la probabilidad de fisuración será mayor.

Hormigón mal compactado: una mala compactación provoca una pérdida de la sección resistente, y crea puntos de iniciación de las fisuras.

Tensiones no contempladas: tensiones de magnitud y, sobre todo, de dirección no contemplada en la etapa de diseño pueden dar origen a fisuras no esperadas. Los ejemplos más claros de este tipo de fisuración son fisuras diagonales en las esquinas de las losas, o en las esquinas de conexión en pórticos y fachadas.

2.1.3 Diagnóstico

La fisuración estructural se estudia mediante examen visual y cálculo estructural para tratar de reproducir el estado tensional que originó las fisuras. El análisis de la estructura requiere la comprensión de la naturaleza de las tensiones en las que se produjo la fisuración, como por ejemplo las causadas por algún tipo de restricción. La investigación puede requerir el empleo de simulaciones por ordenador para determinar la dirección, localización y magnitud de las tensiones de tracción máximas. En el caso de que se sospeche que la fisuración estructural sea la consecuencia de un deterioro del hormigón o una resistencia inferior a la esperada, se debe recurrir a análisis del material, como por ejemplo un estudio petrográfico, que busque las posibles razones de esa baja resistencia: falta de cemento, ataque químico, etc.

2.1.4 Remedio

Por lo general, esta patología no exige una intervención inmediata. Si las fisuras son muy aparentes, o la anchura es tal que se prevé una entrada importante de humedad hacia el interior, pueden acometerse algunas reparaciones. Si la fisuración es el signo de algún defecto estructural más importante, puede ser necesario acometer el refuerzo de la estructura. Si el problema es meramente superficial, con una inyección mediante resina epoxi puede ser más que suficiente.

2.2 Colapso estructural

2.2.1 Proceso

El colapso estructural es un proceso distinto al de la mera fisuración estructural descrita en el apartado anterior. Es raro encontrar casos del colapso total o de parte de la estructura que se deban únicamente a un fallo puramente estructural. Por lo general, los fallos estructurales se manifiestan previamente al observar flechas o desplazamientos excesivos, o por la aparición de grietas de anchura evidentemente preocupante. Las principales causas de colapso en el hormigón armado son condiciones de contorno inadecuadas en los elementos, cargas prematuras o inesperadas (Figura 2.2).

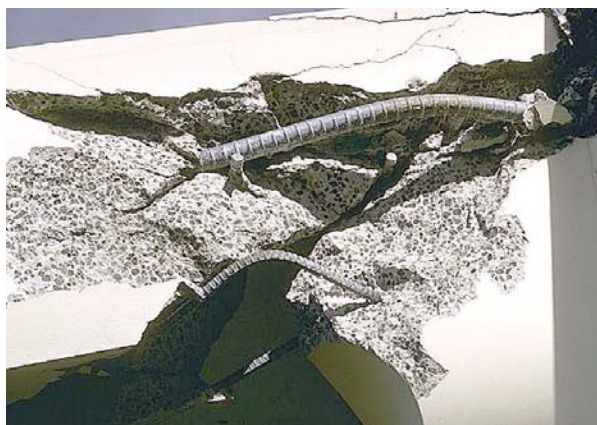


Figura 2.2. Colapso estructural de una unión por cargas sísmicas

2.2.2 Factores que originan la patología

Asentamiento de la cimentación: el asentamiento de la cimentación, especialmente cuando es diferido entre una y otra zapata, origina tensiones inesperadas en la superestructura por la pérdida de apoyo en la zapata que asienta. En estructuras de membrana delgada tipo cúpula o bóveda los empujes los absorben los apoyos laterales, por lo que pequeños movimientos de estos apoyos pueden incrementar enormemente los momentos flectores que ha de soportar la membrana.

Baja resistencia del hormigón: un hormigón de baja resistencia o mal compactado tiende por lo general a experimentar una mayor deformación diferida bajo carga (fluencia). En elementos tipo arco, bóveda o cúpula, la fluencia combe el elemento, lo cual puede llevar al colapso de la estructura.

Mala disposición del refuerzo: en no pocas ocasiones el colapso estructural se debe a barras de refuerzo incorrectamente colocadas o incluso omitidas en zonas sometidas a tracción. Esta incorrecta disposición puede ser un fallo de diseño o el resultado de una mala ejecución.

Corrosión del refuerzo: la corrosión a gran escala de las barras de refuerzo reduce considerablemente la sección resistente del elemento por pérdida del recubrimiento de hormigón, así como por la disminución en la sección de la barra.

2.2.3 Diagnóstico

El diagnóstico de casos de colapso estructural conlleva tanto la observación de la estructura como el análisis de la misma. La investigación in-situ debe recoger los patrones de fisuras y daño observados, e inferir un primer diagnóstico sobre posibles causas. El análisis estructural debe confirmar las causas más probables de fallo. Herramientas para el diagnóstico incluyen la consulta de los planos originales de la estructura, así como métodos de caracterización del hormigón. Técnicas no destructivas como la esclerometría (martillo Schmidt) o la medida de la velocidad de pulsos ultrasónicos pueden dar una idea de la calidad del hormigón comparando zonas de la misma estructura, pero el empleo de las técnicas de forma aislada no proporciona valores absolutos de resistencia que puedan ser empleados en el análisis estructural. La única forma relativamente fiable de conocer la resistencia de un hormigón es mediante la extracción de probetas testigo.

La situación del refuerzo puede localizarse de manera aproximada mediante el empleo de aparatos electromagnéticos (pachómetro), pero el empleo de esta técnica para la evaluación del tamaño de las barras y de su profundidad arroja resultados poco fiables.

2.2.4 Remedio

La reparación de estructuras que han sufrido colapso requiere intervenciones que incluyan el apeo temporal de la estructura, generalmente seguidas de la retirada y reemplazo de las porciones afectadas. En ciertos casos pueden aplicarse soluciones para evitar la retirada de la zona afectada, como el refuerzo con cables postesados, o la reparación con bandas de material compuesto. Ambos métodos pueden tener un considerable impacto visual en la estructura, por lo que su uso debe ser estudiado cuidadosamente en edificios históricos o significativos.

2.3 Fisuras plásticas

2.3.1 Proceso

La fisuración plástica aparece durante las primeras horas tras la colocación del hormigón, antes de que desarrolle la suficiente resistencia a la tracción como para resistir las tracciones internas. Se forman por tanto antes de que endurezca el hormigón, lo que las distingue de la fisuración por contracción térmica. La clave para comprender los mecanismos de la fisuración plástica es la exudación. La exudación consiste en el movimiento relativo dentro de la masa del hormigón del agua hacia la superficie, acompañado del “hundimiento” de las partículas más pesadas que se encuentran en suspensión. Depende de las proporciones de los materiales componentes y de las condiciones ambientales. Una vez el agua de exudación alcanza la superficie, en condiciones de tiempo caluroso o viento se evapora. La combinación de la capacidad del hormigón para exudar y de la evaporación es la causa de la formación de los dos tipos de fisuración plástica que existe: fisuras por asentamiento y fisuras con retracción plástica.

Asentamiento: Si el asentamiento de los sólidos y la pérdida de agua tienen lugar sin hidratación externa, se producirá una reducción de volumen de la masa de hormigón. En el caso de que exista algún tipo de restricción a estos movimientos, se producirán fisuras por asentamiento (Figura 2.3). A medida que parte de los sólidos se hunden mientras que a otra parte se les restringe el movimiento (como por ejemplo al encontrar una barra de armado), el hormigón se “rompe”, apareciendo una fisura en la superficie. Suelen aparecer junto a huecos bajo las barras de refuerzo.

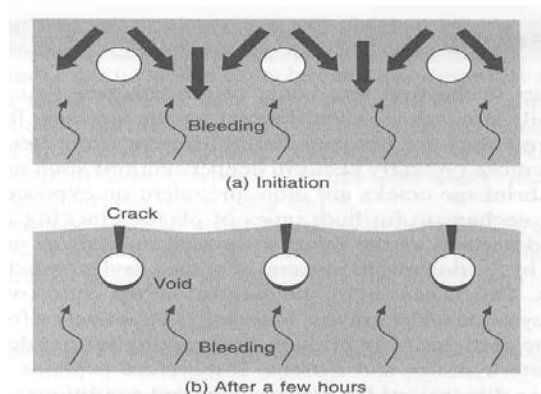


Figura 2.3. Formación de fisuras por asentamiento.

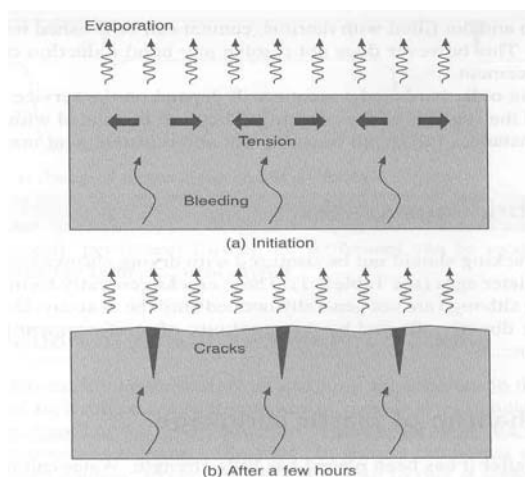


Figura 2.4. Formación de fisuras por retracción plástica.

2.3.2 Factores que originan la patología

Asentamiento: aparece típicamente en columnas, vigas de gran canto y muros. Se manifiesta especialmente en hormigones con alta relación agua/cemento que experi-

mentan una elevada exudación. Deben evitarse en lo posible cambios abruptos de sección en el elemento, ya que las partes más anchas tienden a asentarse más que las más estrechas, causando fisuras en el cambio de sección.

Retracción plástica: es más común en losas expuestas. El riesgo de que se produzca este tipo de fisuración existe siempre que la velocidad de evaporación del agua en superficie excede la velocidad de exudación del agua desde el interior del hormigón a la superficie, y depende por tanto de las condiciones de curado de la superficie expuesta y de las condiciones ambientales. El riesgo es mucho mayor en días calurosos o con fuerte viento.

2.3.3 Diagnóstico

Asentamiento: en losas, la principal restricción al movimiento de las partículas la imponen las barras de refuerzo, por lo que las fisuras por asentamiento aparecen en la superficie marcando las barras del refuerzo, en una serie de líneas paralelas o incluso siguiendo patrones rectangulares. La anchura característica es de 1 mm, con las grietas avanzando desde la superficie hacia las barras de refuerzo en el interior del hormigón. El asentamiento puede causar también la ondulación de la superficie, con los puntos más elevados sobre las barras de re-

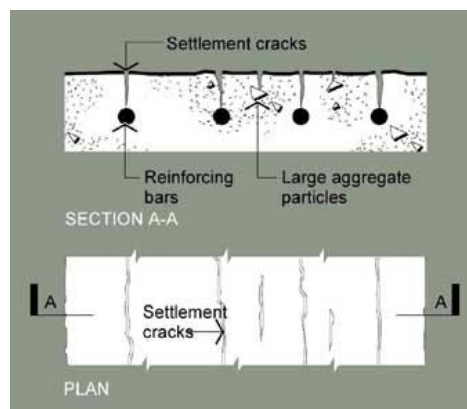
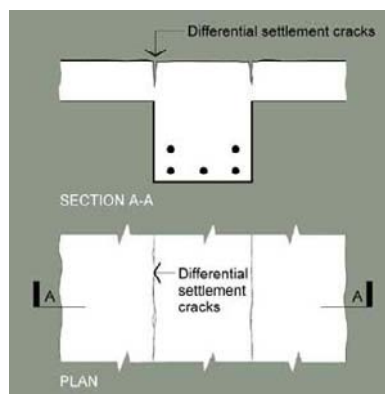


Figura 2.5. Fisuras por asentamiento en una losa.



(a)



(b)

Figura 2.6. Fisuras por asentamiento en pilares (a) y en un forjado con cambio de sección (b).

fuerzo. Las grietas se forman en las primeras horas, por lo que atraviesan la pasta de cemento sorteando los áridos, con lo que presentan un recorrido tortuoso.

En columnas (Figura 2.6(a)), el efecto del asentamiento es mayor en las cabezas de los pilares, al haber menos peso de hormigón encima. Por lo general, las fisuras se forman coincidiendo con los estribos. En cambios de sección de la columna, el hormigón encuentra apoyo en el encofrado, con lo que el hormigón de la parte central asienta más que el de los extremos, y se producen las fisuras. Este mismo fenómeno sucede en forjados con cambios bruscos de sección (Figura 2.6(b)).

Retracción plástica: las fisuras por retracción plástica pueden tener hasta 3 mm de anchura, y variar en longitud desde los 50 mm a los 3 m. Por lo general tienen una profundidad de entre 20 y 50 mm. El patrón de fisuración generalmente sigue direcciones a 45° de la dirección de hormigonado, con fisuras paralelas entre sí. La distancia entre fisuras es variable, pero puede estar incluso entre los 1 y 2 m. Las fisuras también pueden formar un patrón aleatorio. El patrón depende de la dirección en que se han realizado las operaciones de acabado, o de la disposición de la armadura. Una característica distinguible en las fisuras por retracción plástica es que generalmente no se extienden hasta los bordes de las losas al poder retraer libremente en los extremos.



Figura 2.7. Fisuras por retracción plástica.

2.3.4 Remedio

Asentamiento: las fisuras producidas por asentamiento rara vez atraviesan toda la sección del elemento, excepto en forjados con bruscos cambios de sección, por lo que generalmente no constituyen una amenaza estructural. Sin embargo, la entrada de agua y aire a través de estas fisuras aumenta el riesgo de corrosión de las armaduras, por lo que han de sellarse. Cuando las fisuras se detectan con el hormigón aún en estado fresco, el mejor remedio es revibrar el hormigón antes de que se produzca el inicio de fraguado. En losas en las que se ha producido asentamiento, el repaso de la superficie (con regla vibrante, por ejemplo), puede cerrar la grieta, pero no el hueco producido bajo la barra de refuerzo (Figura 2.3). Si la fisura se detecta temprano, y no presenta suciedad, se puede cepillar la losa con cemento, mojarlo y dejar que fragüe. Sin embargo, este remedio tampoco soluciona los huecos formados bajo las barras. El tratamiento en hormigón endurecido de cierta edad dependerá de las condiciones de servicio (clase de exposición, grado de figuración, etc.). Se pueden reparar mediante inyección de resina, aunque si las condiciones de exposición son severas, puede ser necesaria el picado hasta la malla y su sustitución, para asegurar la perfecta unión entre hormigón y acero.

Retracción plástica: las fisuras por retracción plástica raramente atraviesan la sección del elemento. Los remedios son iguales que en el caso de fisuras por asentamiento. Por debajo de los 0,5 mm de anchura de fisura, el mejor remedio es el cepillado de cemento y su mojado posterior, lo que fomenta el curado autógeno del hormigón. En el caso de que el hormigón tenga cierta edad, se deberá recurrir a inyecciones de resina.

2.4 Daño por hielo-deshielo

2.4.1 Proceso

El hormigón es un material poroso, y por lo tanto absorbe agua, tanto por sus poros, que siempre existen en la matriz, como por las fisuras estructurales o de retracción. Al congelarse, el agua incrementa su volumen, por lo que el agua contenida en el hormigón puede generar tensiones que pueden llegar a superar la resistencia a tracción del hormigón, y producir efectos tales como el descascarillamiento, fisuración o “burbujeo” en la superficie del hormigón. Sin embargo, aunque es fácil de intuir el mecanismo básico del daño por hielo-deshielo, el fenómeno todavía no está explicado completamente.



Figura 2.8. Desprendimiento por hielo-deshielo.



Figura 2.9. Llagas por hielo-deshielo

2.4.2 Factores que originan la patología

Ciclos hielo-deshielo: la continua sucesión de ciclos de hielo y deshielo acelera notablemente la aparición de daños en el hormigón, ya que las microgrietas producidas en los primeros ciclos de congelación se van llenando de agua a medida que se produce el deshielo, y provocan el rápido avance de la grieta en el ciclo posterior de congelamiento.

Grado de saturación: la experiencia demuestra que existe un punto crítico de saturación del hormigón, por debajo del cual no se produce daño por hielo-deshielo.

Relación agua-cemento: una relación agua/cemento elevada contribuye de dos formas al daño por hielo-deshielo: por un lado, la resistencia del hormigón es menor, y por tanto la fisuración avanza más fácilmente. Por otro, hormigones con relación agua/cemento elevada presentan una porosidad más elevada, por lo que el agua penetra más fácilmente en la masa del hormigón.

Aire ocluido: está más que demostrado que la inclusión de aire mediante el uso de un aditivo específico mejora la resistencia del hormigón frente a los ciclos hielo-deshielo. Aunque esta mejora aún no se ha explicado plenamente, parece que la presencia de huecos aislados permite expandirse al agua congelada, aliviando las tensiones.

2.4.3 Diagnóstico

Una inspección visual basta por lo general para la identificación de las áreas de hormigón dañado y la determinación de los mecanismos de hielo-deshielo que son la fuente del problema mediante la investigación de los posibles caminos de ingreso de agua y del patrón de fisuración.

El daño por hielo-deshielo se puede manifestar como grietas, delaminación, desprendimiento o descascarillamiento, y “burbujeo”. El agrietamiento se detecta por lo general sobre grietas preexistentes, al crecer en anchura. Sin embargo, las grietas caracterís-

ticas del hielo-deshielo se forman habitualmente por debajo de la superficie y discurren paralela a ella, con lo que se pierde la conexión entre el recubrimiento y el refuerzo inferior. Cuando aún no es visible, se denomina delaminación, y la mejor manera de diagnosticarla es simplemente identificando las zonas desprendidas por el sonido al golpearlas con un martillo. Si la delaminación avanza, se producen desprendimientos (Figura 2.8). La presencia de llagas o “burbujeo” se debe por lo general a causas añadidas, como un exceso de trabajo de terminación, o procedimientos de curado ineficientes.

2.4.4 Remedio

Habitualmente, la única forma de remediar el daño por hielo-deshielo es la sustitución completa de la zona afectada. El mejor remedio es la prevención del acceso de agua al hormigón, mediante soluciones adecuadas de drenaje. La aplicación de sellantes no suele dar resultado, ya que puede dejar agua atrapada que seguirá causando problemas.

2.5 Corrosión de armaduras

2.5.1 Proceso

La corrosión del acero embebido en el hormigón es un proceso electroquímico que puede originar daños muy severos. Para que el acero se corroa, debe haber presencia de agua, oxígeno y un electrolito (solución de iones). Como el hormigón es un sólido poroso, permeable al aire y al agua, estos tres elementos están casi siempre presentes. Por contra, la alcalinidad del hormigón tiende a detener la reacción de corrosión.

Una célula electrolítica consta de dos componentes: un cátodo, en el que los electrones libres se combinan con oxígeno y agua para formar iones hidróxido (OH^-), y un ánodo, en el que el hierro se ioniza por la pérdida de electrones y se combina con los iones hidróxido para formar los productos de la corrosión (orín). Los electrones migran desde el ánodo al cátodo a través del acero, mientras que los iones hidróxido negativos migran a través de un medio, que consiste en agua e iones disueltos o electrolitos. Por tanto, la reacción de corrosión consiste en:

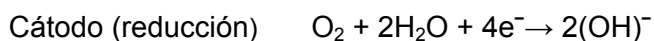
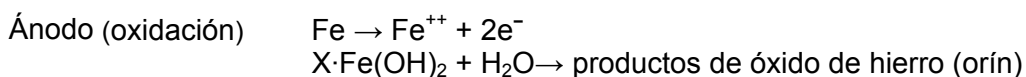


Figura 2.10. Desprendimiento por corrosión de la armadura.

En general, el alto pH (alcalinidad) del medio en el hormigón detiene la reacción de corrosión, con lo que la armadura permanece estable. Sin embargo, ciertas condiciones pueden activar el hormigón, bien por cambios en el pH del medio, bien por cambios en el medio mismo. Ejemplos de estos cambios son:

- La exposición a iones cloruro (sales de deshielo, cloruros empleados como acelerantes, agua de mar)
- Carbonatación del hormigón
- Exposición a la atmósfera por el desarrollo de fisuras

Cuando en el hormigón se desarrolla una célula electrolítica, las dos partes de la célula (*half-cells*), el ánodo y el cátodo, están en el acero del refuerzo. Se han identificado dos tipos de mecanismos:

- *Microcélulas*: el ánodo y el cátodo se encuentran en la misma zona del refuerzo. Este mecanismo se origina por lo general por la difusión del agua y de los electrolitos a través del hormigón hasta la zona del refuerzo.
- *Macrocelulas*: el ánodo y el cátodo se encuentran en zonas distantes uno del otro, pero que están en contacto eléctrico a través del refuerzo. Este es el mecanismo que corresponde por lo general al ingreso de agua a través de una fisura. El ánodo se encuentra en la zona de la fisura, mientras que el cátodo está en la barra de refuerzo a cierta distancia de la grieta.

Los productos de corrosión ocupan un volumen mucho mayor que el del acero. Como consecuencia del depósito de estos productos sobre la superficie del refuerzo se generan tensiones en el hormigón, que causan la fisuración y la pérdida de adherencia a lo largo del refuerzo, el desprendimiento localizado del recubrimiento en la zona corroída, o la delaminación de amplias zonas del recubrimiento.

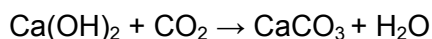
2.5.2 Factores que originan la patología

Ingreso de agua: si la superficie del hormigón está sujeta a ciclos de mojado prolongados, el agua terminará por llegar hasta el nivel del refuerzo, bien por difusión a través de los poros o por ingreso a través de las fisuras.

Altas relaciones agua/cemento: la mayor porosidad del hormigón incrementa la velocidad de difusión del agua y los electrolitos.

Presencia de iones cloruro: la presencia de iones cloruro favorece la aparición de núcleos de corrosión.

Carbonatación: la carbonatación se refiere al proceso químico por el cual el hidróxido cálcico libre que se encuentra en el agua de los poros del hormigón se combina con el dióxido de carbono presente en el aire para formar carbonato cálcico. La reacción química es:



Como el hidróxido cálcico es alcalino y el carbonato cálcico no, el pH del medio en el que se encuentra el refuerzo disminuye considerablemente. Esto causa la 'despasivación' del acero, permitiendo el inicio del proceso de corrosión. El proceso es más veloz en hormigones sometidos a ciclos de mojado y secado, al haber aporte continuo tanto de agua como de aire a través de los poros y grietas del hormigón.

Hormigón de baja resistencia: un hormigón de baja resistencia facilita la aparición de daño por corrosión de dos maneras. Por un lado, el hormigón desarrolla más fácilmente fisuras por contracción o por carga, permitiendo la entrada de agua, aire y cloruros en medios agresivos. Por otro, se alcanza antes el límite de rotura a la tracción en los puntos en los que la armadura ha empezado a corroerse.

Contacto eléctrico con metales distintos al acero: el contacto con metales distintos al acero causa un flujo de electrones que acelera la corrosión de uno de los dos metales, en función de cual de ellos tiene el mayor índice potencial. La lista siguiente muestra los metales más comunes empleados en la construcción, ordenados del de menor potencial reactivo al de mayor:

Zinc – Aluminio – Acero – Hierro – Plomo – Latón – Cobre

Cuando dos metales distintos están en contacto, el metal más activo (más a la derecha de la lista) induce la corrosión en el menos activo. Los productos de la corrosión tienen siempre mayor volumen que el metal base, por lo que metales embebidos en el hormigón que sufran de corrosión pueden causar daño en el mismo.

2.5.3 Diagnóstico

En el caso de que las fisuras producidas por la corrosión no se hayan manifestado en desprendimiento del recubrimiento, sino que se haya producido una delaminación entre el hormigón del recubrimiento y la base, pueden identificarse las áreas delaminadas mediante el sonido producido por el hormigón al golpearlo con un martillo. Existen diversas técnicas electroquímicas para investigar la corrosión. La más comúnmente empleada es la medición de los potenciales de corrosión (half-cell potentials). Este método consiste en medir el potencial eléctrico del ánodo (acero de la armadura) en puntos específicos de la estructura, y compararlo a un valor de referencia. El hormigón está saturado en los puntos de medición, y el potencial del circuito abierto se mide entre el electrodo de referencia en el punto de medida y un electrodo conectado directamente al refuerzo. El resultado se suele presentar como mapas de contorno de los potenciales de corrosión.

2.5.4 Remedio

La principal prevención consiste siempre en eliminar la fuente de agua que penetra en el hormigón, bien mediante medidas de impermeabilización, bien mediante sistemas de drenaje más eficientes. Por lo general será necesario reparar porciones afectadas de la estructura, mediante la retirada de las zonas delaminadas, limpieza del refuerzo con chorro abrasivo o agua a alta presión, y saneamiento mediante morteros de reparación. Si el acero ha perdido la mayor parte de su sección, pueden necesitarse medidas extraordinarias como el refuerzo del elemento.

La protección catódica es otro medio preventivo, mediante el cual se cambia el foco de corrosión al introducir un ánodo de sacrificio conectado eléctricamente al refuerzo.

3. Otras patologías

Existen otros mecanismos de deterioro del hormigón menos comunes, que se describen a continuación.

3.1 Contracción por secado

La relación agua/cemento necesaria para conseguir la plena hidratación del cemento es de tan sólo 0,14. El resto del agua añadida



Figura 3.1. Fisura por secado en la parte expuesta de una zapata de aerogenerador.

tiene como misión el dotar al hormigón de la trabajabilidad adecuada, y por tanto gran parte del agua inicial de una mezcla de hormigón permanece libre dentro de los poros. La pérdida progresiva por secado de esta agua produce una reducción de volumen del hormigón, que en el caso de estar impedida por algún tipo de restricción puede originar tensiones lo suficientemente elevadas como para fisurar el material. Elementos delgados con una gran superficie expuesta, como las losas, son particularmente vulnerables. En cambios de sección importantes, o en elementos con zonas expuestas y protegidas, la fisuración puede aparecer ya que es el propio hormigón del interior de la pieza, que aún no se ha secado, el que impone la restricción.

3.2 Reactividad álcali-árido

En hormigones fabricados con áridos que contienen sílice reactiva pueden producirse reacciones álcali-sílice siempre que concurren el suministro de productos alcalinos (generalmente procedentes del cemento) y de agua. El producto de la reacción es un gel higroscópico que absorbe agua y se hincha, produciendo tensiones internas dentro de la matriz que pueden fracturar el hormigón.

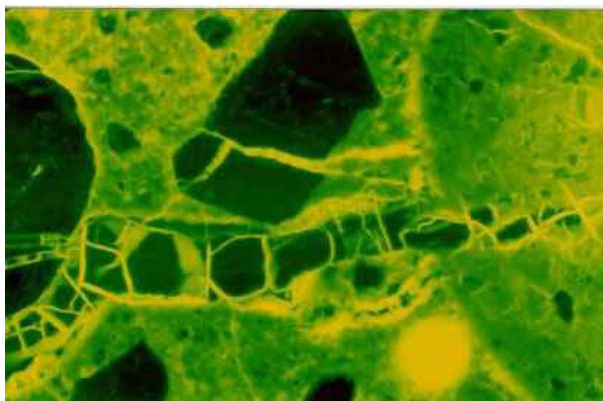


Figura 3.2. Formación de gel de RAS en fisuras.

3.3 Ataque químico

3.3.1 Ataque por sulfatos

El hormigón de cimentaciones en contacto con suelo o agua con altos niveles de sulfatos, particularmente en forma de sales de sodio, potasio o magnesio, puede ser susceptible de ataque en condiciones de presencia de agua. La fase de aluminato tricálcico (C_3A) reacciona con los sulfatos y forma sulfoaluminato cálcico (ettringita) en una reacción expansiva, con la consecuente rotura de la matriz. La experiencia demuestra que el ataque por sulfatos puro es raro en el hormigón, apareciendo en hormigones con bajos contenidos de cemento (menos de 300 kg/m^3). Como guía, niveles de sulfato (expresado como SO_3) por encima del 4% del peso del cemento pueden indicar la posibilidad de que se produzca este tipo de daño, siempre que la presencia de agua sea constante. El ataque por sulfatos requiere periodos prolongados de condiciones de saturación en el hormigón.

3.3.2 Ataque por taumasita

Una forma específica de ataque por sulfatos es la formación de taumasita. Para que se produzca esta reacción entre la cal del hormigón y el sulfato, consistente en la formación del mineral taumasita, se deben dar las condiciones de presencia de sulfatos, condiciones de saturación, una fuente de carbonatos (como áridos calizos) y bajas temperaturas ($<15^\circ\text{C}$).

3.3.3 Ataque ácido

Los síntomas son áridos "a la vista" o en casos extremos la desintegración del hormigón. Los casos más habituales son los derrames desde depósitos de almacenamiento, aguas ácidas subterráneas y oxidación de materiales de vertido en alcantarillados.

3.4 Fisuración térmica

La fisuración por efectos térmicos se produce en vertidos de gran volumen. Habitualmente las reacciones de hidratación del hormigón elevan la temperatura del mismo unos 14°C por cada 100 kg/m^3 de cemento. En grandes masas, esta elevación de la temperatura causa un gradiente térmico, con la parte superficial del hormigón enfriándose más rápidamente que el interior. Este gradiente causa que el recubrimiento esté sometido a tracción, con la consiguiente formación de grietas. El posterior efecto de secado en el tiempo hace crecer las grietas.

3.5 Formación de ettringita diferida

Durante los procesos de hidratación iniciales se forma ettringita. Este mineral, asociado generalmente al ataque por sulfatos, produce una expansión que durante las primeras horas no acarrea daño al estar el hormigón todavía en estado plástico. Sin embargo, si la temperatura del hormigón excede los 60°C , entonces la formación de ettringita se retrasa y llega a producirse una vez endurecido el hormigón. En esta situación, si existe presencia de agua, la ettringita la absorbe, pudiendo el hormigón sufrir expansiones muy severas.

3.6 Daño por fuego

La exposición del hormigón a las altas temperaturas causadas por un fuego produce tres tipos principales de alteración:

Fisuración y micro-fisuración de la superficie: estas fisuras son generalmente sub-paralelas a la superficie externa, produciendo el desprendimiento del recubrimiento o la delaminación.

Alteración de las fases en el árido y la pasta: los principales cambios se deben a la oxidación y deshidratación. La pasta, por lo general, cambia de color dependiendo la temperatura a la que se ha expuesto. Por debajo de los 300°C , el hormigón adquiere una tonalidad crema. Alrededor de los 300°C el hormigón cambia al rosa, y a los 600°C se vuelve gris blanquecino.

Deshidratación de los hidratos del cemento: esta deshidratación comienza ya para temperaturas ligeramente por encima de los 100°C . Zonas expuestas a temperaturas entre los 100°C y los 300°C son fácilmente detectables al apreciarse zonas ligeramente más porosas.



Figura 3.3. Cambios de tonalidad por distintas temperaturas de exposición.

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS REFUERZO Y REHABILITACIÓN

Cecilio López Hombrados

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 Introducción

El análisis experimental de estructuras engloba una amplia gama de actividades que cubren, como su propio nombre indica, desde ensayos de control de calidad, como la rotura de probetas de hormigón, hasta el estudio de determinados parámetros en complejos modelos destinados a estudios de investigación.

La aparición de nuevos materiales utilizados en los últimos años en la construcción, como los polímeros reforzados con fibras, abren un nuevo abanico de posibilidades en el campo del refuerzo y rehabilitación de estructuras, aportando estos materiales sus características en cuanto a ligereza y propiedades mecánicas, pero introduciendo simultáneamente aspectos en los que su conocimiento necesita ser investigado, como puede ser el comportamiento de la unión entre el elemento a reforzar y el material de refuerzo, el estudio de la ductilidad del elemento reforzado, el comportamiento bajo cargas de fatiga, etc.

Para ello existe una serie de ensayos, realizados sobre estructuras y elementos estructurales, cuyo fin podemos considerar que es un mejor conocimiento de su funcionamiento.

En algún caso, el ensayo puede estar destinado a la investigación de algún fenómeno físico concreto relacionado con el comportamiento de los materiales, como pueden ser estudios de fatiga.

También podemos realizar ensayos sobre elementos reforzados que nos indiquen el comportamiento de los mismos frente a determinados esfuerzos dinámicos.

Para todo ello podemos someter al elemento objeto de estudio a una serie de ensayos que podemos clasificar como:

- Estáticos
- Dinámicos
- Fatiga

Los ensayos estáticos se caracterizan porque tanto las acciones aplicadas como la respuesta de la estructura son constantes o varían lentamente con el tiempo. Sólo es necesario medir la respuesta del elemento ensayado en instantes determinados de tiempo.

Por el contrario, en los ensayos dinámicos. Tanto las acciones como la respuesta de la estructura varían rápidamente en el tiempo.

En los ensayos de fatiga se trata generalmente de estudiar la evolución de alguna Característica del elemento ensayado, a l aplicar determinado número de ciclos de carga y descarga.

Tanto en los ensayos dinámicos como de fatiga, aparecen unos parámetros como son la frecuencia, amplitud y número de ciclos que dependen del objeto del ensayo.

2 Medios disponibles para la realización de los ensayos

Podemos dividir estos medios en:

- Instalaciones
- Equipos de aplicación de cargas
- Instrumentación

INSTALACIONES

La clasificación realizada anteriormente en función del lugar de ensayo, establece dos claros grupos de instalaciones.

En los realizados in situ, la instalación es la propia estructura a ensayar y a ella debemos adaptar tanto los equipos de aplicación de cargas como los aparatos de medida.

Para la realización de ensayos en laboratorio debemos contar con una instalación en la que podamos formar los pórticos para absorber la reacción de las cargas aplicadas al elemento a ensayar.

Existen dos tipos diferentes de instalación:

- naves con carriles o pernos embebidos en la cimentación para anclar los pórticos de reacción
- naves con losas macizas de carga con taladros donde anclar los pórticos.

Las instalaciones del primer grupo están constituidas por una cimentación en la que se encuentran fijados unos ralles de acero o cilindros roscados interiormente, a los que quedan anclados, por diversos procedimientos, los pórticos que transmiten a la cimentación las cargas aplicadas al elemento a ensayar. Suelen ser de rápida ejecución y no alto coste, aunque esto viene determinado por la capacidad y separación de los puntos de anclaje, lo que también define la capacidad total de la instalación.

En el segundo caso, se trata de instalaciones más caras, pero de mucha mayor capacidad portante. La estructura la forma una losa de hormigón armado, apoyada sobre muros con la galería inferior visitable. El anclaje de los elementos de reacción se consigue por medio de grandes pernos que atraviesan a losa y se atornillan por ambas caras de la misma. En algún caso estos pernos son de acero de alta resistencia, lo que permite un cierto grado de pretensado.

En general, la losa suele estar atravesada por una cuadrícula de huecos de anclaje, lo que confiere a esta instalación una gran flexibilidad para el montaje de ensayos.

EQUIPOS DE APLICACIÓN DE CARGAS

Los medios para aplicar las cargas a los distintos ensayos dependen de varios factores como pueden ser:

- La ubicación de los mismos (in situ o en laboratorio)
- La magnitud de las cargas
- La duración de estas

Para los ensayos in situ, la dificultad de formar pórticos para absorber la reacción de las cargas aplicadas hace habitualmente necesario utilizar cargas gravitatorias. Esto se consigue colocando sobre la estructura a ensayar, una masa que descarga su peso sobre ella. Es deseable que los elementos utilizados sean de dimensiones y pesos conocidos y poco variables para conseguir una mayor uniformidad de aplicación y mayor rapidez en su colocación.

Corrientemente se utilizan sacos de yeso o de cemento, ladrillos, bloques de hormigón, y en general elementos de los que sea fácil disponer en el lugar de ejecución del ensayo.

En el caso de pruebas de carga en edificación es muy frecuente la utilización de balsas de agua. Estas tienen unas dimensiones conocidas y controlando la altura de llenado de las mismas, podemos conocer perfectamente la carga aplicada en cada momento.

Cuando se trata de puentes, los medios utilizados son vehículos, máquinas y vagones de ferrocarril cargados de tierra (con la carga previamente pesada) en cada caso.

En los laboratorios, los medios más habituales de aplicación de cargas son cilindros hidráulicos que, llenos de aceite a presión y actuando éste sobre un émbolo, transmiten la carga al elemento a ensayar. La magnitud de la carga depende tanto de la superficie del émbolo como de la presión del aceite. Este se comprime en una central hidráulica cuya capacidad se define por el caudal y la presión máxima alcanzada. Generalmente el ensayo se realiza por control de carga lo que equivale a controlar la presión del aceite en el cilindro.

A veces se realizan en laboratorios ensayos de larga duración (pueden ser varios meses) y con carga mantenida. En estos casos no es conveniente utilizar los equipos anteriormente descritos por el excesivo coste que puede suponer inmovilizar un equipo y por los problemas derivados de mantener la carga. Es habitual en estos ensayos utilizar cargas gravitatorias.

Otros medios de carga son eléctricos, y en ellos se regula el voltaje o la intensidad de una corriente y por medio de ella se activa el émbolo de un cilindro. Estos equipos son aptos para magnitudes de carga pequeñas y para controlar el ensayo a través de la variable deformación en lugar de la variable carga.

INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación necesaria para un ensayo viene condicionada por el tipo de ensayo y las características a verificar: desplazamientos, giros, deformaciones.

En la mayor parte de los ensayos se miden desplazamientos, bien de secciones, bien de elementos estructurales. La medida del desplazamiento de un punto de una estructura, consecuencia de las solicitaciones aplicadas, puede efectuarse por medio de diferentes dispositivos que, de acuerdo con los fenómenos en que están basados, se pueden clasificar en mecánicos, ópticos y electrónicos.

Entre los mecánicos destacan los flexímetros, en los que se mide el corrimiento de un punto según una dirección por medio de una varilla cuyo movimiento es amplificado a través de una serie de ruedas dentadas. Su aspecto exterior es parecido al de un reloj, del que sale diametralmente la varilla que se desplaza. En la esfera se leen los corrimientos y está corrientemente dividida en 100 partes. La lectura se hace por medio de una aguja y suele tener otra que totaliza el número de vueltas que da la primera.

Los corrimientos que pueden medir están normalmente comprendidos entre 3 mm y 5 cm y la precisión entre 5 centésimas de milímetro y una micra.

Entre los aparatos para medir corrimientos, basados en métodos ópticos, están los que se utilizan en topografía. Son de uso normal en auscultación de grandes obras, como puentes o presas.

Estos equipos no suelen utilizarse en el laboratorio por falta de espacio para colocarlos separados de la estructura a la distancia apropiada. Sin embargo, en estos casos es posible la medida de estos desplazamientos utilizando técnicas fotográficas.

Los transductores de desplazamiento "miden" el cambio en la posición o el desplazamiento de un objeto. Muchos sensores utilizan los captadores de desplazamiento, como los sensores de presión o células de carga. Existe un sinnúmero de tipos de captadores potenciométricos, los captadores extensométricos y los LVDT.

Los captadores potenciométricos tienen una característica muy lineal y una resolución media. Pueden apreciar bien hasta la décima de milímetro. Son interesantes en aplicaciones donde el movimiento es de gran amplitud y lento, es decir, en ensayos estáticos.

Los captadores extensométricos se basan en la medida de una deformación. Aprecian fácilmente la micra.

Los LVDT (Linear Variable Differential Transformer) basan su funcionamiento en un transformador y un núcleo magnético móvil. Son buenos para medidas dinámicas y aprecian la décima de micra.

Para la medida de los giros se utilizan los clinómetros en los que la pieza fundamental es un nivel de burbuja cuyo movimiento se mide por dispositivos mecánicos. La sensibilidad de medida depende de la correspondiente a la burbuja que se emplee y es fácil encontrar clinómetros que aprecian una diezmilésima de radián.

Las deformaciones y, a partir de ellas haciendo hipótesis simplificadoras, las tensiones, se miden con diferentes aparatos unos manuales (elongámetro mecánico) y otros eléctricos (extensómetros, bandas extensométricas, hilos tensados, ...) cuya utilización viene a veces condicionada por el material en el que se quiere hacer la lectura (hormigón, acero, ...).

La medida de la deformación producida en un punto de la superficie de una pieza según una dirección, puede hacerse determinando el aumento o disminución de longitud entre dos puntos

suficientemente próximos al que interesa y situados en la dirección en que se quiere conocer la deformación.

Se puede considerar deformaciones puntuales o deformaciones promediadas de una zona con extensión más o menos grande. Cuando se requiera un conocimiento puntual de la deformación en distintos puntos de una estructura, habrá que utilizar bandas extensométricas pequeñas, de medida puntual y, en otros casos, se puede emplear bandas de mayor tamaño para obtener lecturas promediadas o, situar extensómetros o elongómetros de mayor tamaño.

Los aparatos creados para medir deformaciones y basados en fenómenos mecánicos se denominan elongómetros. La distancia entre los dos puntos cuya variación de longitud se mide con el aparato es la base del mismo. La variación de longitud de la base de medida se multiplica por medio de una serie de palancas o por medio de la torsión de un hilo. La precisión de los modelos varía entre una centésima y una milésima de milímetro con bases comprendidas entre 5 mm y 40 cm.

La banda extensométrica es un elemento de medida resistivo que cambia el valor de su resistencia al cambiar sus dimensiones (hasta aquí como cualquier elemento resistivo de acuerdo con la fórmula $R = \rho \cdot l/s$), pero su geometría y construcción sólo es sensible a la deformación en una dirección.

Pueden estar hechas de resistencia de carbón, de material semiconductor o de resistencia pelicular. Actualmente las más utilizadas son las de resistencia pelicular depositada, de manera que son sensibles a esfuerzos longitudinales.

Se construyen con una resistencia que varía, frecuentemente, entre 120 Ω y 350 Ω . También se construyen con la característica de autocompensación de temperatura, en un rango de ésta que viene indicado por el fabricante y puede medir desde 1 hasta 2 0.000 microdeformaciones.

Las bandas extensométricas se utilizan para medir la deformación de una región de un material que está solicitado a compresión, tracción, flexión, torsión, etc. Conociendo la deformación superficial se obtiene el estado tensional en la región de medida, que normalmente es lo que se pretende, aunque, a partir de él se puede también obtener el estado tensional en el interior.

A veces los aparatos de medida van incorporados en el mismo equipo de carga (captadores de presión, contadores de ciclos, acelerómetros, ...) y sirven también para poder realizar el control del ensayo por medio de alguna de dichas variables.

La utilización del ordenador permite realizar un seguimiento en tiempo real del ensayo y de las magnitudes medidas aunque el número de parámetros sea grande.

Cuando se aborda la tarea de realizar el análisis experimental de una estructura o elemento estructural, debemos considerar una serie de factores entre los cuales se encuentran las características estáticas o dinámicas del ensayo o conjunto de ensayos previstos, el rango de las cargas que debe proporcionar el equipo hidráulico, las zonas de observación o medida, los parámetros físicos a medir, el rango de la medida y la precisión de ésta.

Se entiende por "instrumentación" al conjunto de los captadores utilizados, junto con los equipos que acoplan y/o amplifican las señales, dispositivos de lectura o unidades de adquisición de datos y controlador de todo el conjunto, si existe. Al circuito por donde fluyen los datos desde el punto donde se generan hasta el que se recogen, se le denomina cadena de medida. Se generan los datos en el punto donde un parámetro físico está cambiando, o simplemente se está estudiando. En todos los puntos que ocurra esto y sean de interés se situarán los transductores o sensores para que a partir de los parámetros físicos obtengan una tensión o corriente eléctrica.

La señal eléctrica entregada por los sensores, en ocasiones hay que acondicionarla o amplificarla con el fin de poder tratarla después. El proceso de acondicionamiento puede consistir en el "acoplamiento de impedancias", conversión de tensión a corriente, o pasar de c.a. a c.c., o modular una señal simplemente.

En el proceso de amplificación, si es necesario, hay que tener en cuenta el factor ruido, el ancho de banda del sistema amplificador, deriva de cero y estabilidad de la ganancia.

Por fin, el último elemento del circuito lo constituye el dispositivo de lectura o procesador. Puede ser desde un voltímetro de varios canales hasta una unidad de adquisición de datos o un ordenador con una "tarjeta" de lectura multicanal y programa de control asociado.

En definitiva, la consideración de los factores mencionados anteriormente, determinará los captadores de señal necesarios, fuentes de alimentación, unidad de adquisición de datos, etc.

ENSAYOS DE ROTURA DE ELEMENTOS REFORZADOS. APLICACIÓN A VIGAS DE H.A.

José Pedro Gutiérrez, Ana de Diego, Cecilio López
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 Objetivos

El objetivo del programa experimental es determinar la carga de rotura de vigas dañadas reforzadas a flexión con fibras de carbono.

Se realizan tres ensayos de comparación:

Viga Patrón

Viga deteriorada previamente hasta el 90% de la carga última teórica y reforzada posteriormente

Viga reforzada sin deterioro previo

2 Diseño del programa experimental

Se fabrican tres vigas de hormigón armado (V1, V2 y V3) de sección rectangular con dimensiones de 20 cm de ancho por 25 cm de canto y 3 m de longitud.

La viga V2 es la viga patrón sin reforzar, armada con 2 redondos de 20 mm de diámetro en la cara inferior, en tracción, y 2 redondos de 10 mm de diámetro en la cara superior, en compresión. Las vigas V1 y V3 están armadas con 2 redondos de 10 mm de diámetro tanto en la cara inferior como en la cara superior. Ambas vigas se refuerzan con fibra de carbono, la viga V3 sin deterioro previo y la viga V1 con deterioro previo. En todas las vigas se dispone una armadura transversal formada por cercos de 8 mm de diámetro cada 15 cm.

El supuesto que se plantea corresponde a la existencia de un posible error en el armado de unas vigas, que deberían tener como armadura de tracción $2\Phi 20$ y no $2\Phi 10$ como se detectó al comprobar una excesiva fisuración en las mismas. También podría corresponder al caso de cargaderos prefabricados que se colocan en obra erróneamente en posición contraria, armadura de tracción en compresión y viceversa. Detectado el error las vigas se refuerzan y con los ensayos se realiza una evaluación de la eficacia del refuerzo comparando los resultados.

2.1 Materiales

Las características de los materiales utilizados en la fabricación de las vigas han sido las siguientes:

Hormigón

Tamaño máximo del árido: 20 mm

Cemento CEM II/A-M(P-V) 42.5 R

Contenido de cemento: 260 kg/m³

Relación agua cemento: 0,52

Aditivo WRDA92

Sin adiciones

Resistencia a compresión, rotura de probeta cilíndrica a 28 días, media de 3 probetas: 27,2 MPa

Acero

Tipo B500SD, tanto en armadura longitudinal como en armadura transversal

Refuerzo exterior

Fibra de carbono SIKA CarboDur S512, de 50 mm de ancho

Espesor: 1,2 mm

Resistencia a tracción: valor medio 3100 N/mm², valor mínimo 2800 N/mm²

Módulo de elasticidad: 165000 N/mm²

Adhesivo Sikadur - 30

2.2 Fases de ejecución

El programa experimental se realiza en las siguientes fases:

Fabricación de las vigas y de los probetas cilíndricas de control de resistencia

Rotura de probetas cilíndricas a 28 días

Ensayo de rotura de la viga V1 hasta 90% de la carga última

Reparación de la viga V1 y pegado de bandas de refuerzo a flexión de fibra de carbono en las vigas V1 y V3.

Rotura de las tres vigas V1, V2 y V3 el último día del seminario.

Hormigonado de vigas

Las figuras 1 y 2 muestran distintas instantáneas del hormigonado de las vigas y acabado. Simultáneamente se llenaron tres moldes de probetas cilíndricas de 15x30 para determinar la resistencia a compresión del hormigón, figura 3. Antes del vertido del hormigón de las vigas se sujetaron adecuadamente las jaulas de armadura para garantizar los recubrimientos previstos.



Figura 1. Hormigonado de vigas



Figura 2. Vigas acabadas

A los 28 días se rompieron las 3 probetas cilíndricas. La resistencia media a compresión fue de $27,2 \text{ N/mm}^2$.



Figura 3. Fabricación de probetas cilíndricas 15 x 30

Ensayo de viga V1 hasta 90% de la carga última

Este ensayo se realiza con la viga simplemente apoyada, una distancia entre apoyos de 2,80 m, sometida a dos cargas puntuales iguales situadas a un tercio de la luz libre. Se trata de un ensayo típico de flexión. La figura 4 recoge una vista de la disposición del ensayo. La carga vertical se aplica con un gato, marca ICON, de 100 kN de capacidad, sobre un perfil metálico superior de reparto. Para medir el desplazamiento vertical se dispone en el punto central de la viga un captador de desplazamiento, figura 5. La adquisición de datos se realiza con un sistema Datalogger conectado a un PC, de la marca Solartron modelo IMP.



Figura 5. Disposición del ensayo



Figura 6. Captador

Durante el ensayo se realizan dos ciclos de carga – descarga. En el primer ciclo se alcanza una carga en el gato de 37,71 kN y una flecha en la viga de 15,82 mm con una apertura máxima de fisura de 0,7 mm. A continuación se descarga y se analiza el daño de la viga y la recuperación de la misma. La flecha residual en la descarga es 6,60 mm y la apertura máxima de fisura de 0,35 mm. En el segundo ciclo se alcanza una carga en el gato de 38,34 kN, la viga toma una flecha de 22,36 mm y la apertura máxima de fisura es aproximadamente de 1 mm. A continuación se descarga y se da por concluido el ensayo con una flecha residual de 11,10 mm y una apertura máxima de fisura de 0,85 mm, después de un periodo de estabilización. La viga queda lista para su reparación, sellado de fisuras y refuerzo con banda de fibra de carbono.

El gráfico de la figura 7 recoge la curva carga – desplazamiento vertical del punto central de la viga. Para una carga comprendida entre 10 y 11 kN se produce el cambio de pendiente, la viga empieza a fisurarse. El comportamiento en el primer tramo es prácticamente elástico y lineal, la flecha de la viga para una carga de 10 kN es de 0,68 mm. En el segundo tramo progresa la fisuración de la viga. Para 20 kN se observa en el ensayo la formación de tres fisuras claramente definidas.

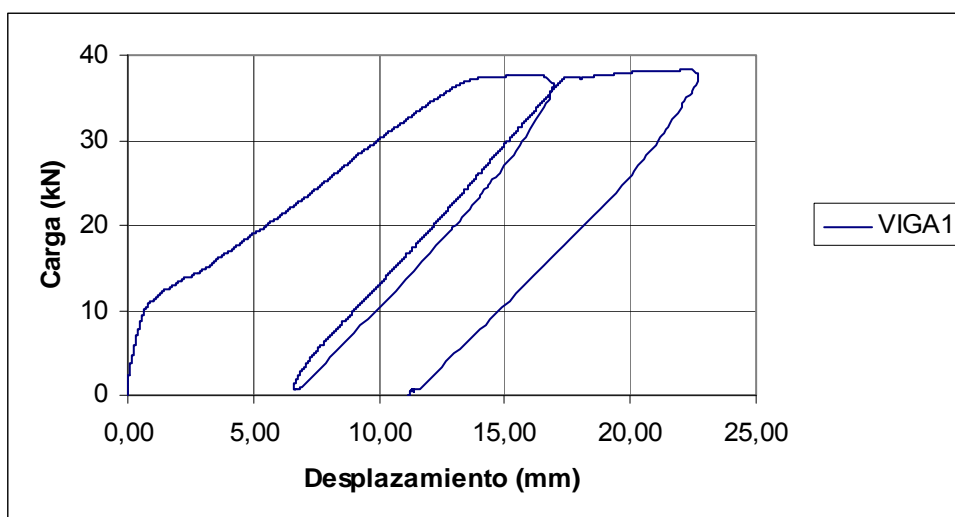


Figura 7. Curva carga – desplazamiento de la viga V1

Para una carga del orden de 37 kN aparece el tercer tramo, sensiblemente horizontal, donde la carga crece poco, el acero ya ha superado el límite elástico y las fisuras incrementan su apertura. Realizada la descarga y reiniciada la carga del segundo ciclo, el tercer tramo es una continuación del generado en el primer ciclo de carga. La carga máxima aplicada a la viga es de 38,34 kN. La figura 9 recoge la fisuración de la viga para un estado avanzado de carga.

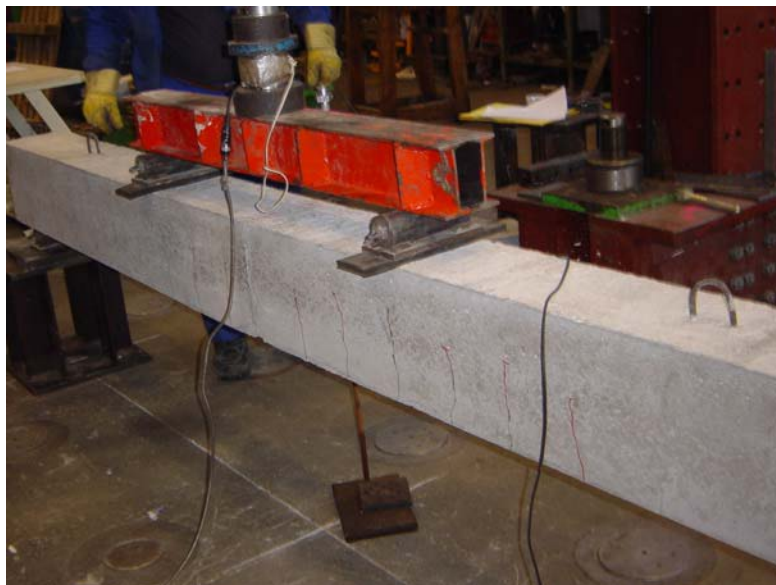


Figura 9. Estado de fisuración de la viga V1

Preparación de las superficies de las vigas V1 y V3 para pegado de bandas

Las figuras 10 y 11 recogen la preparación de las vigas V1 y V3 para la aplicación del refuerzo. Primero se realiza el picado de la cara inferior de las vigas, dejando una superficie sin mortero perfectamente limpia.



Figura 10. Preparación se superficie



Figura 11. Vigas preparadas

A continuación se aplica la resina (adhesivo) y se coloca la banda de refuerzo, figuras 12 y 13.



Figura 12. Preparación del adhesivo



Figura 13. Pegado de bandas



Previamente se sellaron las fisuras de la viga V1, figura 14 y 15.



Figura 14. Sellado de fisuras



Figura 15. Detalle de fisuras

3 Resultados y análisis de los ensayos

Los momentos últimos a flexión de las vigas se determinan en primer lugar aplicando los coeficientes de minoración de los materiales para obtener los momentos últimos de cálculo que se utilizarían en la comprobación del estado límite último de flexión siguiendo la Instrucción EHE, y en segundo lugar aplicando coeficientes de minoración unidad para los materiales para obtener lo más aproximado posible los momentos últimos resistente y cargas últimas teóricas en los ensayos realizados, para poder justificar y/o comparar los resultados obtenidos en los mismos.

Para ajustarse lo mejor posible a la realidad de las características del acero se determinan los momentos últimos para un límite elástico de 500 N/mm^2 y para una carga unitaria de rotura de 600 N/mm^2 . La tabla 1 recoge los resultados teóricos obtenidos. Los resultados se han obtenido para un hormigón de $27,2 \text{ N/mm}^2$ de resistencia a compresión. Evidentemente, la resistencia media de $27,2 \text{ N/mm}^2$ no puede considerarse como resistencia característica para determinar

los momentos últimos de cálculo según EHE, pero a los efectos del tema de ensayos planteado trabajaremos con esta resistencia.

	$\gamma_c = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$	$\gamma_c = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$
	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$f_s = 600 \text{ N/mm}^2$
2 Φ 10 sup + 2 Φ 10 inf	14,4	17,2
2 Φ 10 sup + 2 Φ 20 inf	49,3	55,4
	$\gamma_c = 1$ $\gamma_s = 1$	$\gamma_c = 1$ $\gamma_s = 1$
	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$f_s = 600 \text{ N/mm}^2$
2 Φ 10 sup + 2 Φ 10 inf	16,8	20,0
2 Φ 10 sup + 2 Φ 20 inf	58,2	68,0

Tabla 1. Momentos últimos resistentes [kN·m] de las secciones de las vigas

Para la viga V1 armada con 2 Φ 10 sup + 2 Φ 10 inf el momento último obtenido para una tensión unitaria de rotura del acero, f_s , de 600 N/mm² y coeficientes de minoración unidad, es de 20 kN·m. Teniendo en cuenta la configuración del ensayo la carga última teórica sería: $P_u = 42,85$ kN (el momento en la zona central de la viga de ensayo, considerando una carga P actuando en el gato, es $M = [P/2] \times [2,80/3]$).

En el ensayo de la viga V1 se ha aplicado una carga aproximada del 90% de la carga teórica de rotura ($0,90 \times 42,85 = 38,57$ kN), que puede considerarse una carga muy próxima a la carga de fallo de la viga. La carga alcanzada en el ensayo ha sido de 38,34 kN.

Las vigas V1 y V3 se refuerzan con bandas de fibra de carbono. Durante el seminario se ensayaron las dos vigas reforzadas y la viga V2. La carga última alcanzada en el ensayo para cada viga y la flecha obtenida se recogen en la tabla 2.

	Carga de rotura (P_u)	Momento máximo	Flecha máxima
	[kN]	[kN·m]	[mm]
Viga V1	70,65	32,97	26,67
Viga V2	140,33	65,48	29,75
Viga V3	70,31	32,81	26,83

Tabla 2. Resultados de los ensayos de las vigas V1, V2 y V3

3.1 Análisis de resultados

El comportamiento de las vigas reforzadas, V1 y V3, ha sido similar. La carga de rotura alcanzada ha sido prácticamente la misma, así como la flecha máxima. El deterioro previo de la viga V1 no ha tenido influencia en la carga de rotura obtenida. Únicamente se ha observado en la viga V3, reforzada sin daño previo, un tramo inicial de la curva carga – desplazamiento más rígido que en la viga V1. Una vez iniciada la fisuración en la viga V3 la rigidez de las dos vigas es parecida. La figura 16 recoge la curva carga – desplazamiento de la viga V1 reforzada. La rotura se produce por desprendimiento de la banda de fibra de carbono, con tensiones en la banda alejadas de la tensión de rotura del material. La figura 17 muestra el despegue de la banda en el momento de la rotura.

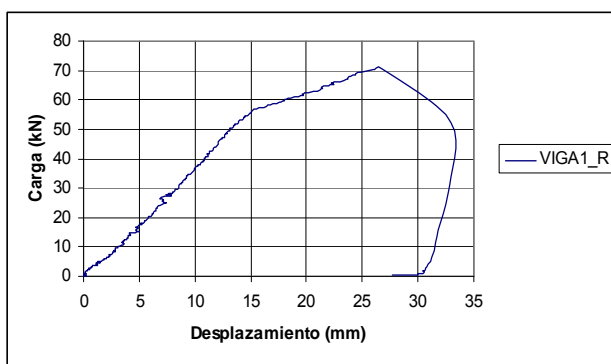


Figura 16. Curva carga-desplazamiento V1 reforzada

Figura 17. Rotura de viga V1

La carga de rotura teórica estimada de las vigas V1 y V2 sin reforzar es de 42,85 kN. La carga de rotura de las vigas reforzadas, con una sola banda, obtenidas en el ensayo es de 70,31 kN, que representa un incremento de capacidad del 64%. Este incremento no es, lógicamente, suficiente para alcanzar la capacidad de la viga patrón, por lo que el refuerzo tendría que ser mayor, pero si es un índice de lo que se puede incrementar la capacidad de carga con la aportación de una única banda de refuerzo.

Agradecimientos

A la empresa SIKA por su asesoramiento en el refuerzo de los elementos estructurales y la aportación del material necesario para su ejecución.

Este trabajo se ha realizado en el marco del proyecto de investigación BIA2004-03404 “Puentes híbridos de materiales compuestos y de hormigón para carretera”, financiado por el Ministerio de Educación y Ciencia, desarrollado en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja del Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

ENSAYOS DE ROTURA DE ELEMENTOS REFORZADOS. APLICACIÓN A SOPORTES DE HORMIGÓN

Ana de Diego, José Pedro Gutiérrez, Cecilio López
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de los ensayos es comprobar el incremento de resistencia y de deformación última que puede conseguirse en soportes de hormigón armado sometidos a compresión simple cuando se refuerzan mediante una camisa externa de materiales compuestos de fibra de carbono (polímeros armados con fibras, conocidos por sus siglas en inglés como FRP).

Los FRP se utilizan en el refuerzo de pilares de puentes y de edificios para conferirles mayor resistencia y ductilidad. Las primeras aplicaciones se hicieron en la década de 1980 en zonas sísmicas pero el confinamiento es también efectivo en zonas no sísmicas donde deba aumentarse la capacidad de carga axial de los soportes. Recientemente se están publicando ya algunas guías de diseño de refuerzo de estructuras con FRP que incluyen el refuerzo de soportes mediante confinamiento [1-2].

En el apartado dos de este trabajo se resumen los principales aspectos del comportamiento del hormigón confinado con materiales compuestos, y en el apartado tres se describen los ensayos que se realizan durante el Seminario.

2 CONFINAMIENTO DE HORMIGÓN CON FRP

Cuando un pilar de hormigón confinado, ya sea con cercos de acero o con una camisa de acero o FRP, se somete a compresión axial, el hormigón se comprime en la dirección de la carga y se expande lateralmente por efecto Poisson. El sistema de confinamiento (acero o FRP) se opone a esta expansión traccionándose lateralmente (dirección de los cercos) y aplicando sobre el núcleo de hormigón una presión de confinamiento, que es la responsable del incremento de la resistencia y deformación última del hormigón.

El comportamiento del hormigón confinado con FRP es diferente del hormigón confinado con acero, debido a que el FRP es un material elástico hasta rotura. El acero, al plastificar, ejerce sobre el hormigón una presión de confinamiento constante mientras que la acción de confinamiento del FRP se incrementa continuamente. En los últimos años se están proponiendo diversos modelos específicos para el confinamiento de hormigón con FRP, la mayoría de naturaleza empírica. En los modelos el incremento de resistencia del hormigón debido al confinamiento generalmente viene dado por la siguiente expresión:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.1)$$

donde

f_{cc} : resistencia a compresión con confinamiento

f_{co} : resistencia a compresión sin confinar

k_1 : coeficiente de efectividad del confinamiento

f_l : presión de confinamiento lateral

El coeficiente k_1 en algunos modelos es una constante, mientras que en otros depende de la presión de confinamiento f_l o de la relación entre ésta y la resistencia del hormigón sin confinar (f_l/f_{co}).

Presión de confinamiento en secciones circulares

En soportes de sección circular la presión de confinamiento se aplica de manera uniforme sobre todo el perímetro de la sección, como se observa en el esquema de la figura 2.1

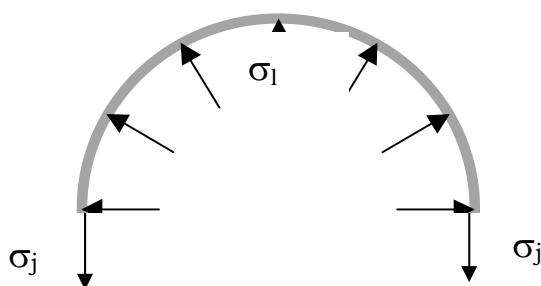


Fig. 2.1 Acción de confinamiento en secciones circulares

En el caso de cilindros confinados con camisas de FRP que cubran toda la superficie del hormigón con las fibras orientadas en el sentido de la circunferencia, la presión de confinamiento lateral puede evaluarse como:

$$\sigma_l = \frac{1}{2} \rho_j \sigma_j = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{j=l} \quad \text{con} \quad \rho_j = \frac{4t_j}{d_j} \quad (2.1)$$

donde

ρ_j : cuantía volumétrica de FRP

σ_j : tensión en la camisa de FRP

E_j : módulo de elasticidad del FRP en la dirección perpendicular al eje del pilar

$\varepsilon_{j=l}$: deformación circunferencial en la camisa de FRP (tomada igual a la deformación lateral en el hormigón)

t_j : espesor de la camisa de FRP

d_j : diámetro de la camisa de FRP

La presión de confinamiento ejercida por la camisa se calcula así en función de la tensión existente en el FRP: $\sigma_j = E_j \varepsilon_j \leq f_j = E_j \varepsilon_{ju}$, mientras que el máximo confinamiento lateral f_l se produce para $\varepsilon_j = \varepsilon_{ju}$ = deformación circunferencial efectiva última en la camisa:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{ju} \quad (2.2)$$

Presión de confinamiento en secciones rectangulares

En soportes cuadrados o rectangulares, y en general en todas las secciones que presenten esquinas, éstas deben redondearse con el radio de curvatura mínimo que indique el fabricante del FRP, para evitar la rotura prematura de las fibras.

Aunque se redondeen las esquinas, el confinamiento en secciones rectangulares es menos efectivo que en las circulares debido que la acción de confinamiento no es uniforme sino que se concentra en las esquinas. Para tener en cuenta este efecto suele considerarse una presión de confinamiento efectiva f_l que se obtiene multiplicando la presión de confinamiento en un pilar circular equivalente por un coeficiente reductor similar al que se utiliza para el confinamiento con cercos de acero. Se asume, según la figura 2.2 que solamente el área de hormigón contenida por las cuatro parábolas de segundo grado que cortan a los lados a 45° está plenamente confinada, mientras que en el resto de la sección el confinamiento es despreciable.

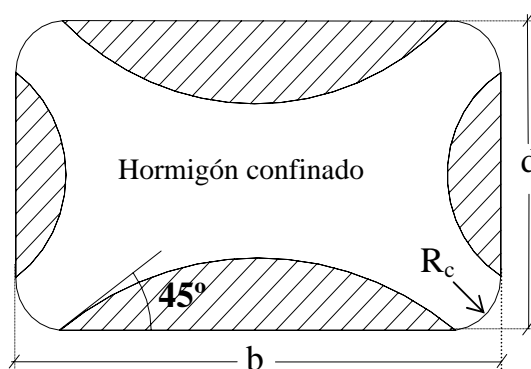


Fig. 2.2 Área efectivamente confinada en secciones rectangulares

Considerando la relación entre el área confinada y el área total se deduce un coeficiente de efectividad α_e dado por:

$$\alpha_e = 1 - \frac{(b - 2R_c)^2 + (d - 2R_c)^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})} \quad (2.3)$$

donde $\rho_{sg} = A_s/A_g$ es la cuantía de acero longitudinal.

Curvas tensión-deformación, modo de fallo, deformación última efectiva

Tanto los modelos como los ensayos publicados muestran que las curvas tensión-deformación tienen una forma característica aproximadamente bilineal, con una zona de transición entre las dos partes de la curva que se produce para un nivel de tensiones similar a la resistencia del hormigón sin confinar. En la primera rama de las curvas la pendiente es similar a la de probetas sin confinar, indicando que la presencia del FRP tiene poca influencia, y en la segunda rama el hormigón está fisurado y la expansión lateral activa el efecto de confinamiento del FRP. Esta segunda rama es también ascendente siempre que el nivel de confinamiento sea suficiente, y su pendiente es mayor cuanto mayor es la rigidez del confinamiento. En la figura 2.3 se comparan las curvas tensión deformación del hormigón sin confinar, confinado con acero y confinado con FRP (vidrio y carbono).

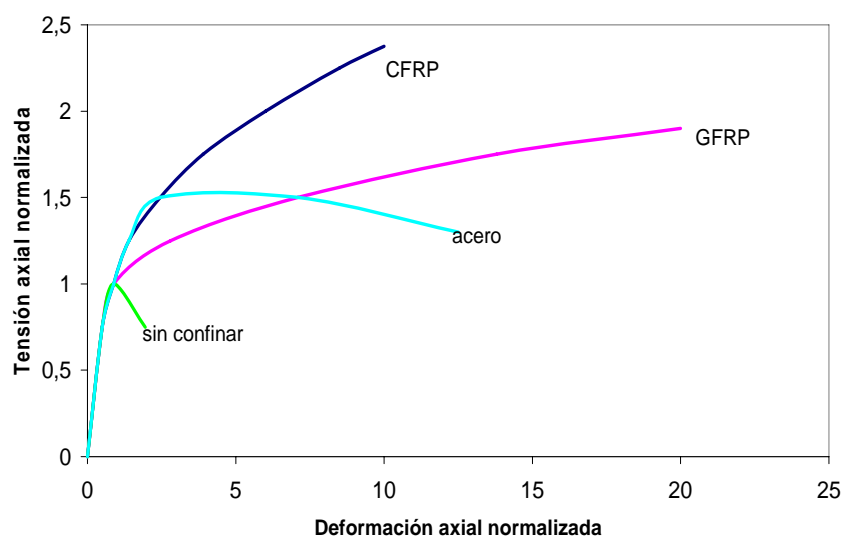


Fig. 2.3 Comportamiento de hormigón sin confinar y confinado con acero y FRP [3]

A medida que el hormigón se comprime, la camisa está sometida a tensiones de tracción crecientes en la dirección de la fibra, y el fallo se produce habitualmente por la rotura de la misma. La resistencia última está fuertemente relacionada con la deformación de rotura de la camisa de FRP. Los estudios experimentales han mostrado que esta deformación última de la fibra (que se denomina deformación última efectiva ϵ_{ju}) es mucho menor que la deformación última obtenida en ensayos de tracción normalizados del FRP. En la Guía FIB [1] se señalan como posibles causas el estado triaxial de tensiones de la camisa, la calidad de la ejecución o la forma curva especialmente en esquinas con radios de curvatura pequeños.

3 PROGRAMA DE ENSAYOS

3.1 Descripción de las probetas

Las probetas están formadas por un tramo central de sección cuadrada de $150 \times 150 \text{ mm}^2$ y 600 mm de longitud, y dos capiteles en los extremos de $400 \times 400 \times 140 \text{ mm}^3$ (figura 3.1). Los capiteles simulan la conexión del pilar con las losas superior e inferior o la cimentación, y sirven para prevenir en el ensayo roturas prematuras en los extremos. La sección correspondiente al pilar no lleva armadura y tiene las esquinas redondeadas con un radio de curvatura de 25 mm.

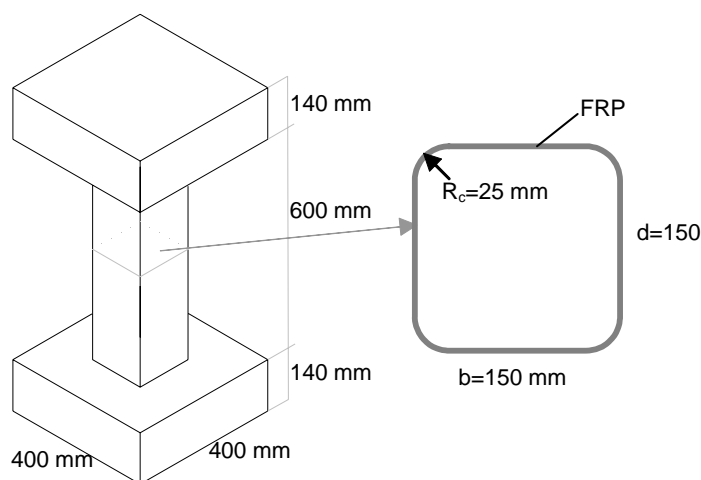


Fig. 3.1 Geometría de las probetas

Se han fabricado tres probetas iguales, una se ha dejado sin reforzar, como probeta control, y las otras dos se han reforzado con una y dos capas de fibra de carbono respectivamente. Además se han fabricado tres probetas cilíndricas normalizadas que se han ensayado a 28 días obteniéndose un valor medio de la resistencia a compresión del hormigón de 20.3 MPa.



Figura 3.2 Fabricación de las probetas de hormigón

El método de refuerzo empleado es el más habitual, que consiste en aplicar manualmente la fibra de carbono unidireccional impregnada en la resina sobre el sustrato de hormigón. La fibra se coloca envolviendo el soporte orientada en dirección perpendicular al eje del mismo, en lo que se denomina orientación a 0° . Esta orientación es la más favorable para el confinamiento pues para una determinada cantidad de fibra obtiene la máxima rigidez en la dirección de los cercos.

En la figura 3.3 se muestran las etapas de aplicación del refuerzo: aplicación de resina epoxi (Sikadur-300) sobre el soporte de hormigón, impregnación del tejido unidireccional de carbono (SikaWrap-530) con la resina, y aplicación de la fibra impregnada sobre el soporte. Se dispone una longitud de solape de 100 mm en la dirección de la fibra.



Figura 3.3 Refuerzo de las probetas

En la tabla 3.1 se indican las propiedades mecánicas, suministradas por el fabricante, tanto de la fibra en seco como del laminado de FRP (fibra + resina).

Tabla 3.1 Propiedades de los materiales de refuerzo (sistema SikaWrap-530 C)

Propiedades de la fibra en seco	Peso: $530 \text{ g/m}^2 \pm 20 \text{ g/m}^2$ Espesor de diseño de tejido: 0,293 mm Resistencia a tracción: 3.800 N/mm^2 (nominal) Módulo elástico: 231.000 N/mm^2 Alargamiento a rotura: 1,64% (nominal)
Propiedades del laminado	Espesor: 1,0 mm por capa Carga última: 700 kN/m por capa (basado en espesor de 1,0 mm) Módulo elástico: $63,0 \text{ kN/mm}^2$ (basado en espesor de 1,0 mm)

3.2 Instrumentación y procedimiento de ensayo

Las probetas se ensayan a compresión centrada en una prensa INSTRON de 1000 kN de capacidad de carga.

**Figura 3.4 Disposición del ensayo**

La carga se aplica sobre una placa de acero de $150 \times 150 \times 20 \text{ mm}^3$ centrada en la cabeza de la probeta coincidiendo con la sección del pilar. El ensayo se controla en desplazamiento hasta que se produce la rotura.

Las probetas se monitorizan además con el fin de medir la deformación axial y la deformación transversal. Para medir la deformación axial del pilar se utilizan cuatro transductores de desplazamiento de 5 mm de rango y 0,001 mm de precisión. Los transductores se colocan entre los capiteles, centrados con cada cara. La utilización de cuatro transductores permite detectar una posible excentricidad en la aplicación de la carga. Para medir la deformación transversal se han utilizado bandas extensométricas pegadas en la mitad de la altura de la probeta sobre la camisa de FRP. Las bandas se colocan en dirección perpendicular al eje del pilar, es decir, en el sentido longitudinal de las fibras. Se pegan en la sección central de la probeta 4 bandas, una en el centro de cada cara. Las lecturas de los transductores y las bandas, así como de la carga aplicada, se graban de manera continua durante el ensayo.

3.3 Resultados

En la tabla 3.2 se resumen los resultados de los ensayos. En las probetas confinadas se muestra el valor de la carga última y de las deformaciones longitudinal y transversal en el momento de la rotura. En la probeta patrón, sin confinar, se muestra la carga de rotura y la deformación longitudinal correspondiente.

Probeta	Carga de rotura [kN]	Deformación longitudinal última	Deformación transversal última
1-Sin confinar	371,2	0,002	
2- Confinada con una capa de CFRP	587,4	0,019	-0.003
3- Confinada con dos capas de CFRP	645,6	0,010	-0.002

En la figura 3.5 se representan las curvas carga-deformación longitudinal y carga-deformación transversal registradas durante los ensayos. Cada curva representa la media obtenida a partir de las lecturas de cuatro transductores de desplazamiento o de cuatro bandas extensométricas para la deformación longitudinal y transversal respectivamente.

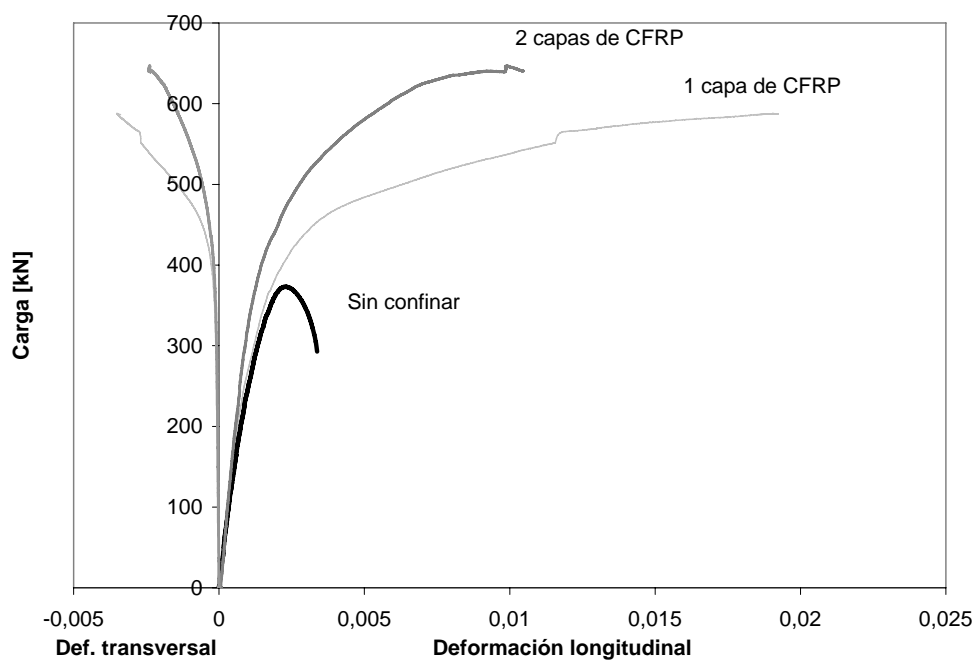


Figura 3.5 Resultados experimentales

En el caso de las probetas confinadas no existe rama descendente, y se alcanzan de manera simultánea la carga y la deformación máxima, produciéndose el fallo de manera repentina a consecuencia de la rotura de las camisas (Fig. 3.6)



Figura 3.6 Rotura de las probetas nº 1 y nº 2

4 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa SIKA el suministro del material compuesto y la ejecución de los refuerzos de las probetas.

Este trabajo se enmarca dentro del proyecto de investigación BIA2004-03404 “Puentes híbridos de materiales compuestos y de hormigón para carretera”, financiado por el Ministerio de Educación y Ciencia, que se está realizando en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja del C.S.I.C.

5 REFERENCIAS

- [1] Fédération Internationale du Béton (FIB) TG 9.3, (2001), Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Bulletin 14, Lausanne, Switzerland, fib, 130 pp.
- [2] ACI Committee 440, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440. 2R-02) (2002), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. 45 pp.
- [3] Spoelstra, M. R. and Monti, G., (1999), FRP-Confined Concrete Model, Journal of Composites for Construction, 3(3), 143-150.

PATOLOGIA DE CIMENTACIONES

Pilar **R-MONTEVERDE**
Universidad Politécnica de Madrid

1 INTRODUCCION

Una de los factores de mayor incidencia en la patología de los edificios es la patología de cimentaciones, por la repercusión que un fallo de este tipo tiene sobre todo el edificio, además del elevado coste que supone una reparación de cimentación.

Los datos a tener en cuenta a la hora de valorar un fallo de cimentación son las fisuras que se observan en el edificio y las humedades que se encuentran en determinadas zonas, por la gran incidencia que tiene el agua en el comportamiento del terreno.

Los problemas ligados a un fallo de cimentación de un edificio tienen que ver con:

- Las causas debidas al terreno, que tienen que ver con el desconocimiento de las características del terreno, como pueden ser:
 - que el terreno sea heterogéneo o de espesor variable,
 - que sea deformable por ser compresible, flojo o que el edificio está apoyado sobre rellenos
 - que se trate de una ladera inestable
 - que sea un terreno karstificado o con erosión interna
- Las causas debidas al cimiento, debidos a una cimentación mal proyectada, mal construida o degradada, y que se pueden distinguir:
 - Causas de origen, por un diseño inadecuado, como puede ser presiones excesivas, presiones desiguales o cargas excéntricas
 - Causas debidas a la degradación, como pueden ser la desintegración, la pudrición, la corrosión del elemento de cimentación o la agresividad al mismo
- Las causas debidas al entorno físico en el que se asienta el edificio, que tienen que ver con el propio entorno o con actuaciones en el mismo, y se pueden considerar:
 - El descalce o deformación por excavaciones en el entorno
 - Las modificaciones en el nivel freático
 - Los problemas de subsidencia
 - Las vibraciones
 - La socavación, etc.

2 CONDICIONES DEL CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACION

Según el Código Técnico de la Edificación, el fallo de una cimentación afecta a la Resistencia y a la Estabilidad, en función de la capacidad portante del terreno y a la aptitud al servicio, que afecta a la deformabilidad.

Los fallos de la capacidad portante están asociados al colapso total o parcial del terreno y se consideran Estados Límite Últimos. Los fallos relacionados con la aptitud al servicio se asocian a determinadas condiciones de límite de deformabilidad impuestas al terreno, en función de condiciones estéticas o de servicio y se consideran Estados Límite de Servicio.

Según el Código Técnico de la Edificación, dentro de los Estados Límite Últimos se encuentran:

- La pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación fundamentalmente por hundimiento, aunque según el tipo de elemento y su posición puede haber otros fallos como pueden ser el deslizamiento o el vuelco
- La pérdida de la estabilidad global del terreno en el entorno próximo a la cimentación, si el fallo se debe al terreno que rodea a una cimentación, independientemente del propio elemento o del propio edificio.
- La pérdida de la capacidad resistente de la cimentación por fallo estructural
- Los problemas de deterioro del elemento de cimentación

Como Estados Límites de Servicio se pueden considerar:

- Los movimientos excesivos de la cimentación, que pueden inducir esfuerzos y deformaciones excesivas en el resto de la estructura. Puede ser que no lleguen a fisurar la estructura, pero afectan a la apariencia del edificio y fundamentalmente al confort de los usuarios, o al modo en que los usuarios perciben el fallo, o al funcionamiento de equipos e instalaciones
- Las vibraciones que al transmitirse a la estructura pueden producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia funcional.
- Los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

Puede ser que un problema de Estados Límite de Servicio a la larga se convierta en un problema de Estados Límite Últimos, si la deformación excesiva puede incidir en una variación de la capacidad portante del terreno, o bien en un problema de la resistencia o estabilidad de la estructura.

Por tanto a la hora de valorar los fallos de cimentación, habrá que tener en cuenta los daños del edificio que tengan su origen en la cimentación o los daños que comprometan la resistencia mecánica o la estabilidad del edificio, teniendo en cuenta:

- Las solicitaciones del edificio sobre la cimentación;
- Las solicitaciones del terreno sobre la cimentación
- Los parámetros característicos del comportamiento del terreno
- Los parámetros característicos del comportamiento de los elementos de cimentación
- Las dimensiones de la cimentación
- Las deformaciones de la cimentación y las deformaciones admisibles para la estructura. Como valores de referencia de las deformaciones se pueden considerar los contenidos en la tabla 2.2 del documento CTE-DB-SE-C, que se refieren a la distorsión angular, siendo ésta el asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que los separa.

Tabla 1. Tomada del CTE-DB-SE-C

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal

Tipo de estructura	Límite
Muros de carga	1/2000

3 PROCESO DE INVESTIGACION

El proceso de Investigación de un problema de patología de cimentación se puede abordar considerando una serie de fases, como son:

- **Información:** Inventario de daños, descripción y localización y antecedentes del edificio. Esta fase es quizás la más importante de todas ellas, puesto que constituye la base imprescindible para afrontar con garantías de éxito las demás.
- **Análisis de la patología observada:** con la elaboración de hipótesis de las causas que han producido el deterioro.
- **Comprobación de las hipótesis:** Realización de reconocimientos, ensayos o modelos necesarios, en general comprende el reconocimiento del terreno y la cimentación, así como la justificación y el desarrollo en el tiempo de los movimientos producidos.

- **Dictamen:** Identifica las causas determinantes y manifiesta la necesidad o no de acometer una obra de reparación. La mayor parte de los fracasos en obras de reparación se deben a un dictamen erróneo por información deficiente o insuficiente.
- **Proyecto de reparación:** Requiere un gran conocimiento de las técnicas existentes y las disponibles en la zona o utilizables por condicionantes del entorno del edificio o por los escasos recursos económicos. Asimismo es necesaria una información completa sobre el estado del edificio, sus cargas y la tolerancia sobre movimientos adicionales.

4 INFORMACIÓN NECESARIA PARA UNA OBRA DE REPARACIÓN

Es preciso recoger datos que se refieran al estado real de edificio, origen, extensión, y evolución de los daños que afectan al correspondiente entorno o edificio. De todo ello es fundamental obtener datos de la antigüedad y velocidad de evolución de los daños, porque van a indicar la necesidad e importancia de la actuación. Cabe destacar los siguientes datos como vitales:

- **Antecedentes:** Conviene disponer del proyecto original y de todas las referencias que afecten a modificaciones de ese proyecto, tales como usos, modificaciones, reparaciones, daños que ha sufrido, actuaciones en el entorno, fecha de aparición de los daños, etc.
- **Estado actual del edificio:** La información debe contemplar el estado actual del edificio, situación de los daños, sistemas constructivos, solución estructural, tipo de cimentación, profundidad del plano de apoyo, estado y situación de las redes de abastecimiento y evacuación de agua del edificio y del entorno.
- **Información sobre el terreno:** Es necesario conocer el tipo de terreno que sirve de plano de apoyo a las cimentaciones, así como su composición estratigráfica, los parámetros geotécnicos y datos relevantes de cada uno de los estratos y la profundidad del nivel freático.
- **Información sobre el entorno:** Conviene disponer de información sobre las características, antigüedad y estado de los edificios próximos, las infraestructuras urbanas y la presencia de agua o laderas inestables
- **Inventario de daños y control de su progresión:** El inventario comprende la ubicación de los daños y la velocidad de evolución de esos daños. En general, conviene disponer de los datos con las siguientes precisiones (Fotos 1 y 2):
 - a. **Asientos,** con nivelaciones (± 0.1 mm)
 - b. **Giros o desplomes** de paramentos y pilares con plomadas ópticas o taquímetros.
 - c. **Variaciones en la abertura de grietas.** Se pueden utilizar testigos, pero sólo dan idea de movimiento o estabilidad, o tener un control de movimiento con regletas extensométricas o comparadores (± 0.001 mm) (Foto 1 y 2)
 - d. Medida de distorsiones en pórticos o crujías con cintas extensométricas o de convergencia (± 1 mm/10 m).



a) Testigos para control de movimientos



b) Medidas con extensómetro

Foto 1: Sistemas de control de movimientos



c) Fisurómetro



d) Clinómetro

Foto 2: Sistemas de control de movimientos

Las medidas deben tomarse como mínimo durante un período de al menos seis meses con lecturas mensuales. Hay que tener en cuenta que las medidas de precisión están influidas por factores externos como pueden ser las variaciones de temperatura, humedad relativa, etc.

Como referencia hay que tener en cuenta que en función de la velocidad de los movimientos la actuación será más o menos urgente, así una velocidad de 1 mm/mes indica una necesidad de reparación urgente, en cambio de 1 mm/año, la actuación puede ser menos apremiante. Además, la velocidad del movimiento va a indicar si éste se va amortiguando con el tiempo, no se observa una tendencia a la estabilización, o incluso se incrementa con el tiempo.

5 TRABAJOS PARA OBTENER INFORMACIÓN DEL TERRENO Y DEL ENTORNO

Para disponer de datos acerca del estado de las cimentaciones o el terreno de apoyo se pueden excavar catas (Foto 2 a) en torno a los cimientos para conocer su estado, profundidad de apoyo, material y características de terreno de apoyo. La profundidad de estas catas es limitada, por tanto se pueden utilizar los sondeos (Foto 2 b) para alcanzar la profundidad necesaria para obtener los datos que se necesitan. Los parámetros resistentes de cada uno de los estratos se obtienen en ensayos de laboratorio sobre las muestras de terreno extraídas o sobre ensayos "in situ".

La realización de algunos de los trabajos de información conlleva el riesgo potencial de aumentar el deterioro ya alcanzado. Por tanto deben tomarse las medidas precisas de precaución, en función del estado de cada zona del edificio.



a) Cata



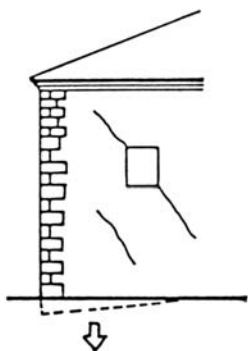
b) Máquina de sondeo sobre oruga

Foto 2: Sistemas de investigación del terreno.

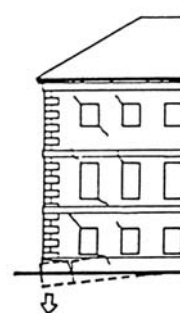
6 ANALISIS DE LA PATOLOGIA OBSERVADA.

Antes de acometer cualquier actuación sobre la cimentación es preciso comprobar que el movimiento se debe a un fallo de la cimentación o del terreno, y aún así, hay veces que es más sencillo actuar sobre la superestructura que sobre la propia cimentación. A continuación se hace un breve resumen de los tipos de daños relacionados con fallos de cimentación o del terreno:

- **Movimientos de borde:** Descenso de un testero (fig. 1) o de una esquina (fig. 2) (Foto 3 y 4). En función de la resistencia de la fábrica y de la cantidad de huecos que tenga, la fisura puede ser más vertical o situarse con una cierta inclinación.

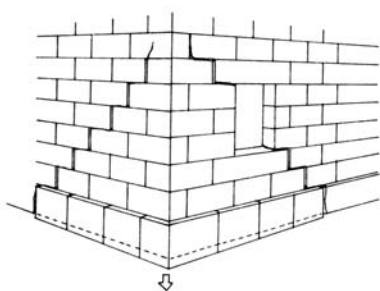


a) Fachada homogénea o poco aligerada

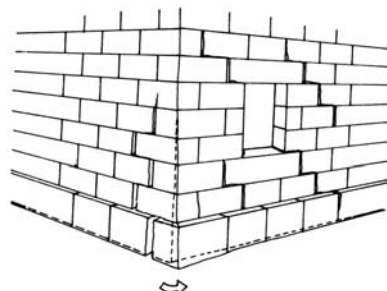


b) Fachada muy anisótropa o aligerada

Figura 1. Descenso de testeros (Rodríguez Ortiz, 1984)



a) Descenso de esquina



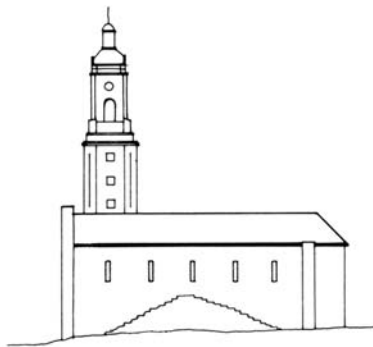
b) Torsión de esquina

Figura 2. Movimientos en esquina (Rodríguez Ortiz, 1984)



Foto: 3 y 4: Asiento de borde

- **Movimientos internos:** Aparecen en la zona central de fachadas (fig. 3) (Foto 5) o en zonas de pilares (fig. 4) o muros interiores. Se manifiestan con grietas en forma de arco en muros resistentes y sin aligerar y por fisuras en torno a huecos dibujando varios arcos sin cerrarse en muros aligerados. Los descensos de pilares se manifiestan en fisuras en torno al pilar.



a) Paramento homogéneo



b) Fachada aligerada

Figura 3. Tipología de arco de descarga (Rodríguez Ortiz, 1984)

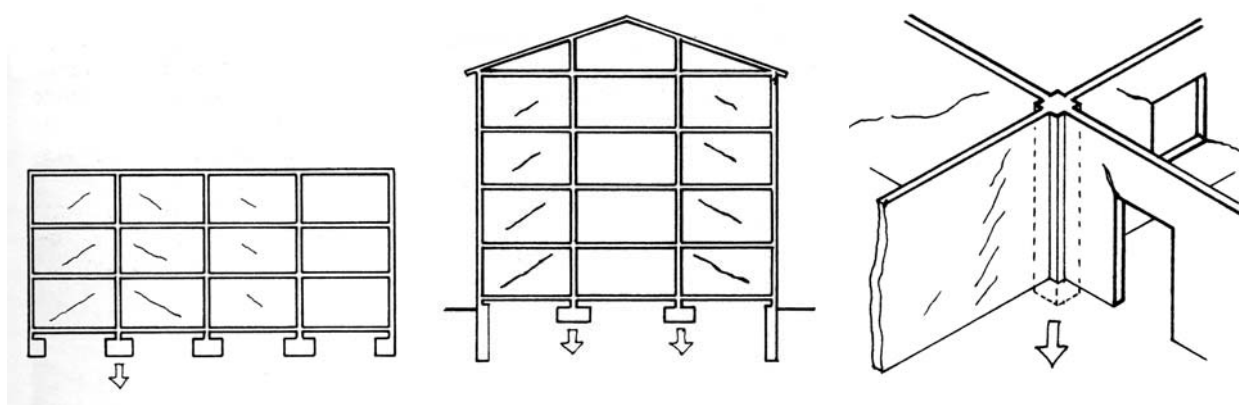


Figura 4. Asiento de pilares (Rodríguez Ortiz, 1984)



Foto 5: Descenso en el centro

- **Movimientos generalizados:** Afectan a todo el edificio. La manifestación de los mismos es diferente según el grado de rigidez del edificio. En edificios rígidos se pueden encontrar dos tipos de movimiento, el movimiento cóncavo o de arrufo (fig. 5) y el convexo o de quebranto (fig. 6). En edificios poco rígidos o mal trabados la resistencia a cortante es muy baja y se producen movimientos de distorsión en los huecos (fig. 7).

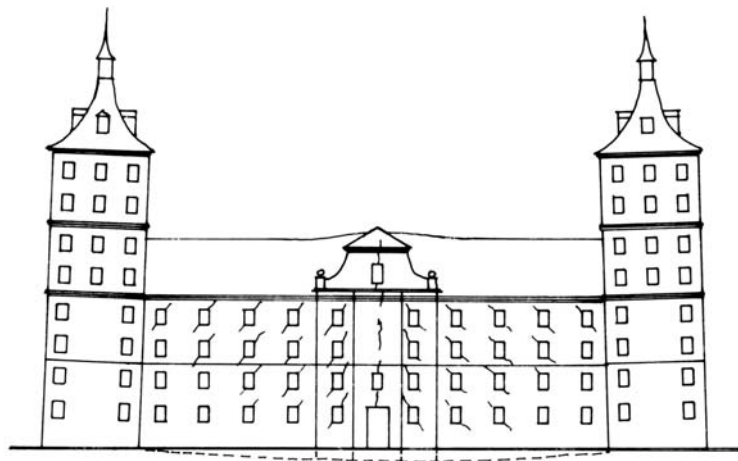


Figura 5. Deformación cóncava (Rodríguez Ortiz, 1984)

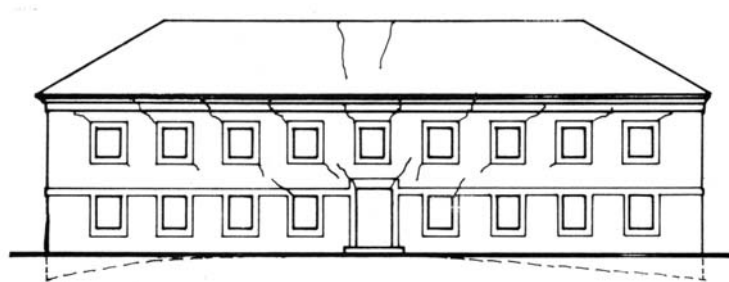


Figura 6. Deformación convexa (Rodríguez Ortiz, 1984)

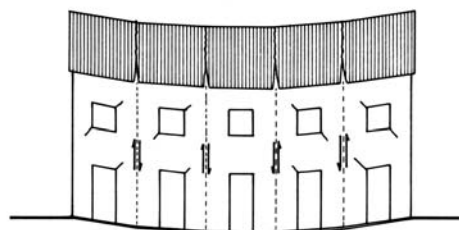
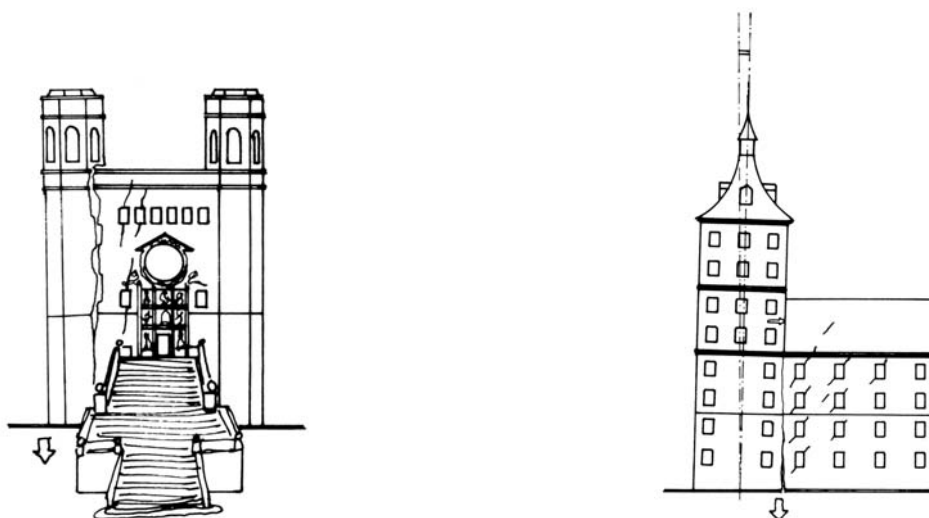


Figura 7. Deformación cóncava de edificios de baja rigidez longitudinal (Rodríguez Ortiz, 1984)

- **Giros y desplomes:** Pueden afectar a un edificio completo o a parte de él. La manifestación del movimiento es diferente según el grado de monolitismo del edificio, así edificios muy rígidos giran sin daño aparente, en edificios menos rígidos, se puede producir un desgarramiento entre las zonas que giran y las que permanecen estables (Fig. 8).

En general, el movimiento de un edificio en torre suele ser de giro o de desplome general, sin pérdida del monolitismo de la construcción, mientras que los edificios más bajos y más flexibles suelen ser más vulnerables ante los movimientos diferenciales, por cuya causa sufren fisuraciones y fracturas.

Una estructura isostática de madera o de acero es más capaz de adaptarse a las deformaciones, sin alcanzar la rotura, que otra estructura hiperestática, construida con hormigón armado.



a) Desgarro del contacto por giro hacia el exterior

b) Grietas de empuje por giro de la torre

Figura 8. Giro de parte del edificio, produciendo grietas de desgarro, o de empuje

7 JUSTIFICACION DE LA HIPOTESIS

Una vez que se tienen todos los datos, tanto de los movimientos como del terreno de apoyo, hay que elaborar las diferentes hipótesis de movimiento que conduzcan el estado actual del edificio. Con ello se pretende comprobar las causas del daño y poder acometer los trabajos idóneos de reparación. Para ello es necesario disponer de los siguientes datos:

- **Análisis estructural:** Para conocer los esfuerzos a nivel de la cimentación y los movimientos adicionales que estos esfuerzos hayan podido inducir, ya que con frecuencia los movimientos han modificado las condiciones de estabilidad iniciales. Además, es necesario identificar las zonas en las que exista tracción, para comprobar si las fábricas son capaces de resistirla. Para ello se puede emplear la discretización del elemento por elementos finitos, teniendo en cuenta que el problema principal radica en seleccionar el modelo de fábrica, por ser ésta anisótropa y heterogénea, en la mayoría de los casos. Asimismo es difícil de cuantificar, muchas veces, la resistencia de las fábricas.
- **Reconocimientos y prospecciones del terreno:** Si no existe una información geotécnica previa suficiente, es preciso reconocer detalladamente tanto la cimentación como el terreno de apoyo. El reconocimiento de las cimentaciones puede hacerse con catas o pozos, de modo que se observe el material de la cimentación, su estado, dimensiones, profundidad de apoyo y tipo de terreno. Si la cimentación se halla por debajo de los 3-4, es difícil y peligroso realizar un pozo, aunque se tomen las medidas de seguridad convenientes. Las catas se completan con calas del elemento de cimentación para conocer el estado de la fábrica. El reconocimiento del terreno se puede completar con sondeos para conocer las características geotécnicas del terreno en profundidad.

8 INTERPRETACION GEOTECNICA DE LOS DAÑOS

Una vez conocidas las características del terreno y cimentación, se pueden estimar las cargas sobre la cimentación, la presión de trabajo y la presión admisible del terreno, así como cuantificar los posibles asentamientos y compararlos con los asentamientos observados.

Independientemente de los resultados numéricos que se obtengan, existen una serie de patologías bastante comunes que conviene considerar a la hora de cuantificar los daños:

- **Presión de trabajo elevada:** supone que la superficie de reparto de la cimentación es insuficiente, en edificios antiguos es habitual encontrarse con este tipo de problema porque las cimentaciones se dimensionaban con respecto a la dimensión del muro o pilar que soportaban
- **Apoyo de la cimentación en capas de insuficiente capacidad portante:** es frecuente en edificios antiguos dónde se elegía el nivel de cimentación por mera observación del terreno, a lo sumo

clavando barras, para considerar algo la resistencia, o se cimentaba al alcanzar el nivel freático porque la tecnología no permitía descender más.

- **Condiciones diferenciales de apoyo:** Se detectan cuando aparecen grandes fisuras separando diferentes zonas del edificio. Pueden deberse a que se haya alcanzado la misma cota de cimentación, pero el estrato resistente esté inclinado, a diferencias notables de carga entre unas zonas y otras, que producen asentamientos diferenciales, o a problemas locales que puedan aparecer bajo la cimentación (huecos, excavación, fugas de instalaciones de agua, etc.)
- **Degradación estructural:** Como a todo elemento estructural a la cimentación le afectan diferentes agentes ambientales, fundamentalmente las condiciones de humedad, por meteorización de los materiales pétreos que componen la cimentación, disgregación de los morteros o corrosión de las armaduras. Las cimentaciones con elementos de madera, sobre todo, los pilotes, son muy sensibles a las oscilaciones de humedad, pudriéndose con rapidez.
- **Descalces:** Se producen por excavación en una zona colindante, por socavación del terreno bajo la cimentación, ya sea por arrastre del material por las aguas subterráneas o ríos próximos a los edificios, construcción de túneles o galerías en zonas próximas, etc.

9 BIBLIOGRAFIA

- Rodríguez Ortiz, J.M. Curso de Rehabilitación: 4. La Cimentación. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid, 1984
- Rodríguez Ortiz, J.M.; Monteverde, P.R. A review of recent Spanish interventions in monuments, Elsevier, A.A.Balkema, 499-508, 1997
- Rodríguez Ortiz, J.M.; Monteverde, P.R. y García Gamallo, A.M. Recientes intervenciones en monumentos en España, Informes de la Construcción, Vol. 48 nº 446, nov.-dic. 1996

REPARACIÓN Y TÉCNICAS DE RECALCE DE CIMENTACIONES

Pilar R-MONTEVERDE
Universidad Politécnica de Madrid

1 INTRODUCCION

Cada vez son más frecuentes las actuaciones encaminadas a **recuperar** un entorno o un edificio ya construidos, **REHABILITACIÓN**, o para **remediar** una situación de deterioro, **RESTAURACIÓN**. Ambas actuaciones siempre exigen la realización de obras de **REPARACIÓN**, entre las que se incluyen, las de **recalce**.

No es exacto que un recalce suponga una reparación de algo mal hecho o defectuoso, ya que, cada vez con más frecuencia, acometen obras de recalce en edificios para que sean capaces de resistir unas mayores cargas o por la creación de sótanos bajo el edificio.

El recalce es un proceso constructivo un tanto complejo que, normalmente, se desarrolla en tres fases sucesivas:

- **Apeo:** Transferencia temporal de las cargas que actúan sobre la cimentación original y existente hasta una estructura provisional.
- **Ejecución del recalce.**
- **Puesta en carga:** Transmisión definitiva de las cargas actuantes desde la estructura provisional hasta la nueva cimentación creada o, hasta la cimentación original reforzada.

La realización de cada una de estas tres fases provoca, inevitablemente, movimientos adicionales y que, cuando afectan a un edificio ya deteriorado, pueden conducir a su ruina irremediable.

Las actuaciones que se pueden considerar en una reparación son las siguientes:

- Actuación estructural, cuando se actúa sobre la estructura del edificio, y no sobre la cimentación
- Recalce superficial, que consiste en un incremento de la superficie de la cimentación o la creación de nuevos elementos de cimentación y se emplea cuando el terreno es suficientemente resistente, sin embargo la cimentación presenta presiones de trabajo excesivas
- Recalce profundo, consiste en llevar la cimentación hasta un plano de apoyo más profundo, porque el terreno es insuficientemente resistente, se resuelve mediante pozos, si la profundidad es pequeña, o mediante micropilotes, si la profundidad es grande.
- Mejora del terreno: Cuando en lugar de actuar sobre la cimentación, se actúa sobre el terreno de apoyo utilizando inyecciones, la técnica del jet-grouting, cosido o armado del terreno o drenaje del mismo.

2 FASES DE UNA ACTUACION DE REPARACION

La actuación sobre la cimentación puede tener efectos nocivos para la estructura, por tanto el edificio debe estar controlado en todo momento. Las fases de trabajo son:

- **Proyecto de reparación:** Requiere un gran conocimiento de las técnicas existentes y las disponibles en la zona o utilizables por condicionantes del entorno del edificio o por los escasos recursos económicos. Asimismo es necesaria una información completa sobre el estado del edificio, sus cargas y la tolerancia sobre movimientos adicionales.
- **Ejecución de la reparación:** Aparte de llevar a cabo una ejecución muy cuidada y un seguimiento de los movimientos que permita modificar el proyecto ante situaciones imprevistas. Una vez realizada la obra, la puesta en carga debe realizarse de modo paulatino y ordenado para que la nueva cimentación comience a trabajar conforme a lo previsto y que los movimientos adicionales que esta operación conlleva, sean los menores posible.
- **Comprobación:** El control de los movimientos adicionales, una vez terminada la obra permite detectar y cuantificar cualquier alteración o anomalía sobre el estado final previsto. La duración total de la fase de comprobación, así como la periodicidad de sus tomas de datos son variables, aunque como criterio general, puede establecerse que una buena comprobación debe tener una

duración mínima de entre tres y cinco años, con al menos cuatro controles cada año, sensiblemente coincidentes en el tiempo con las cuatro estaciones astronómicas.

3 SOLUCIONES DE RECALCE PARA UN EDIFICIO.

Si las causas determinantes del deterioro de un edificio son imputables al terreno o a los cimientos, las intervenciones más frecuentes se realizan sobre el propio terreno, la propia cimentación e incluso, aunque ello llame la atención, sobre las superestructuras.

- **La intervención sobre el terreno**, con la finalidad de mejorarlo, puede ser la adecuada cuando éste se encuentra en estado flojo, con muchos huecos y con una baja capacidad portante, o bien cuando contiene una cantidad de agua tan notable que las excavaciones resultan muy difíciles o muy incómodas. En estos casos, las actuaciones pueden consistir en drenar, compactar, estabilizar, consolidar, inyectar, etc.
- **La intervención sobre los cimientos** se revela como adecuada en dos casos: primero, cuando, considerados como un elemento constructivo más, los cimientos presentan insuficiencias o deficiencias que ponen en peligro su propia estabilidad parcial o total. Y segundo, cuando se van a realizar obras por debajo o muy cerca de la base de las superestructuras, de modo que son presumibles alteraciones en las condiciones de equilibrio iniciales.
- Finalmente, en ocasiones, **el zunchado o el atirantado de las superestructuras** de un edificio deteriorado resultan más eficaces, que cualquier tipo de intervención sobre el terreno o sobre los cimientos.

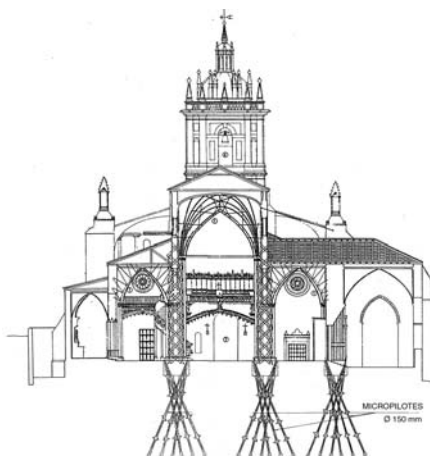
Tampoco puede perderse de vista que, en multitud de casos, las **actuaciones más sencillas** y elementales resultan ser de una sorprendente eficacia. Entre todas ellas, hay que mencionar las siguientes:

- La reparación o reconstrucción de las acometidas e instalaciones del agua a presión, o de las redes y acometidas de desagüe y de saneamiento,
- La optimización de la recogida de pluviales,
- La ventilación permanente de las cámaras de aire en contacto con el terreno,
- La supresión de la vegetación en el entorno próximo de las edificaciones,
- La pavimentación de este mismo entorno, etc.

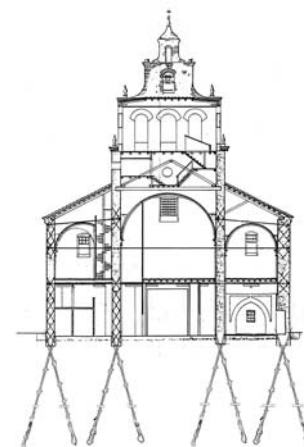
4 POSIBILIDADES DE ACTUACION

Entre las posibilidades de actuación se pueden apuntar las siguientes soluciones:

- **Actuaciones estructurales:** como el atirantado o rigidización de la estructura (fig. 1)



a) Iglesia de San Hipólito de Támara de Campos



b) Iglesia Parroquial de Cantalapiedra

Figura 1. Actuación conjunta de refuerzo estructural y recalce

- **Mayorar la superficie de la cimentación** (Recalce superficial). Se opta por este tipo de recalce cuando el terreno que constituye el plano de apoyo es aceptable, pero los cimientos o están degradados o son insuficientes por estar transmitiendo una excesiva presión al terreno. Se pueden considerar las siguientes soluciones:
 - **Ensanche de zapatas**, cuando las zapatas son insuficientes, o han perdido área de trabajo efectiva. El problema que presenta es la conexión del cimiento antiguo con el nuevo, para que trabaje en conjunto (Fig. 2 y 3).

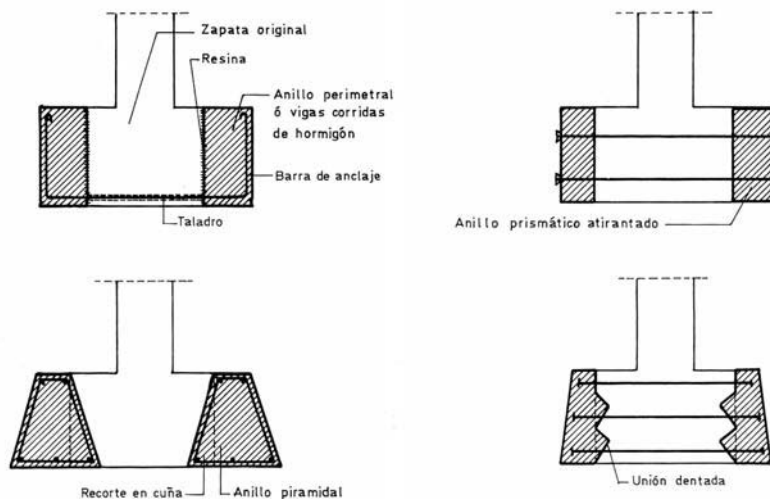


Figura 2. Soluciones para el ensanche de zapatas

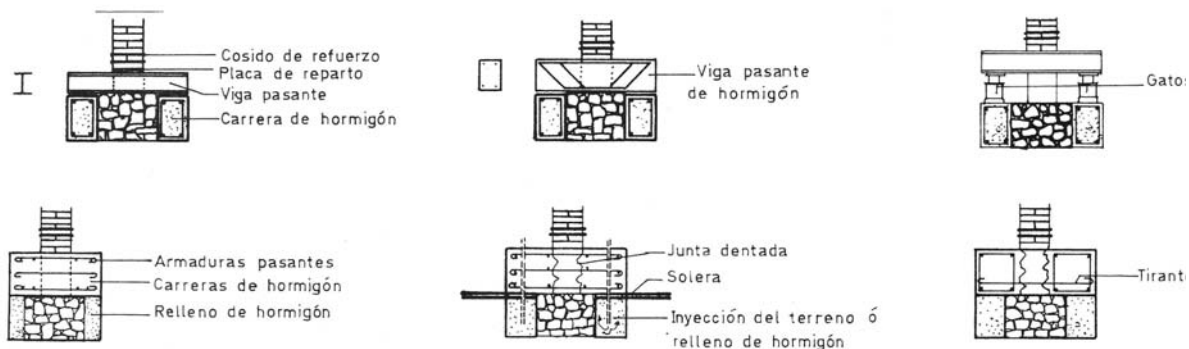


Figura 3. Soluciones de puenteo y ensanche de zapatas corridas

- **Creación de losas:** Se trata del caso límite de ensanche de zapatas, y el efecto es macizar el espacio entre las mismas (Fig. 4).

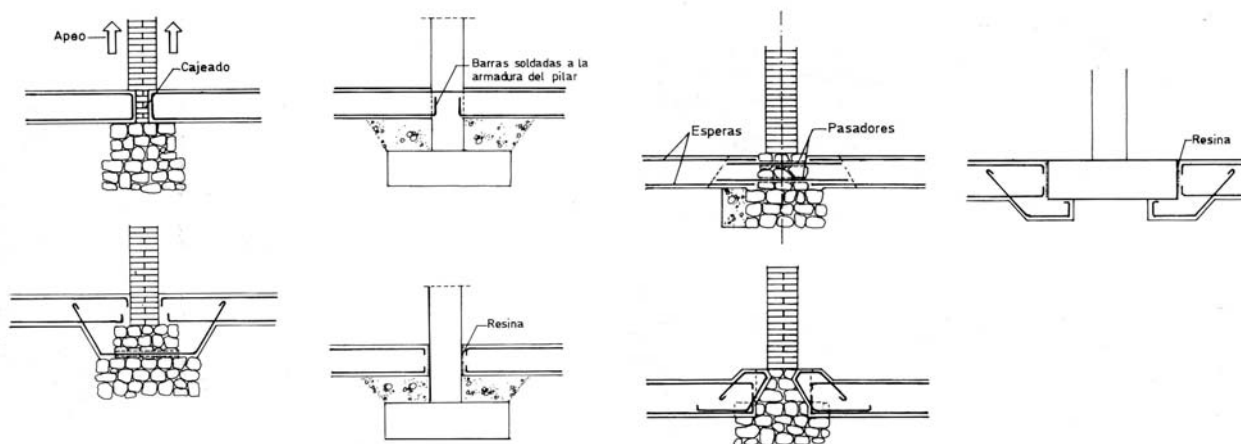


Figura 4. Soluciones de creación de losas sobre cimientos existentes

- Refuerzo o creación de zapatas: Se emplea cuando la zapata presenta una fuerte degradación en sus materiales y es preciso reponer su geometría. Unas veces puede inyectarse la cimentación, de modo que la inyección sustituya el mortero degradado (fig. 5), y otras es preciso crear un elemento de hormigón que confine la zapata degradada para proceder a su inyección

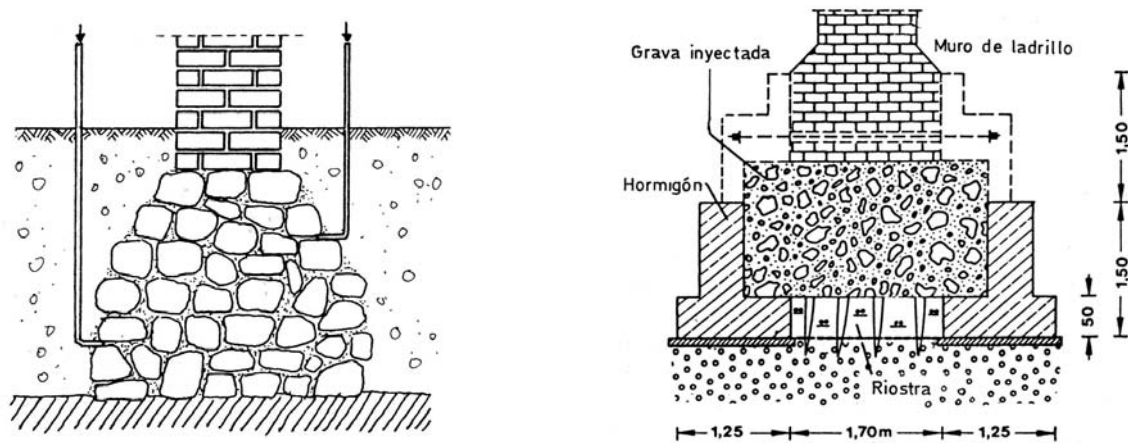


Figura 5. Inyección de un cimiento de mampostería

- Profundizar el plano de apoyo de la cimentación (Recalce en profundidad). Se opta hacer un recalce profundo cuando el terreno que constituye el plano de apoyo no resulta aceptable (por su baja capacidad portante o por un aumento de las sobrecargas) o bien se quiere aumentar el número de sótanos de un edificio
 - Profundización del plano de apoyo, de manera puntual o continua. Se suelen emplear los pozos ejecutados con descalce parcial de la cimentación existente. En general se aumenta, además, el área de reparto. Es un procedimiento empleado con frecuencia en el recalce de muros con zapata corrida de cimentación. Los problemas principales que presenta la ejecución son la dimensión de los bataches (fig. 6) y la puesta en carga del cimiento (fig. 7).

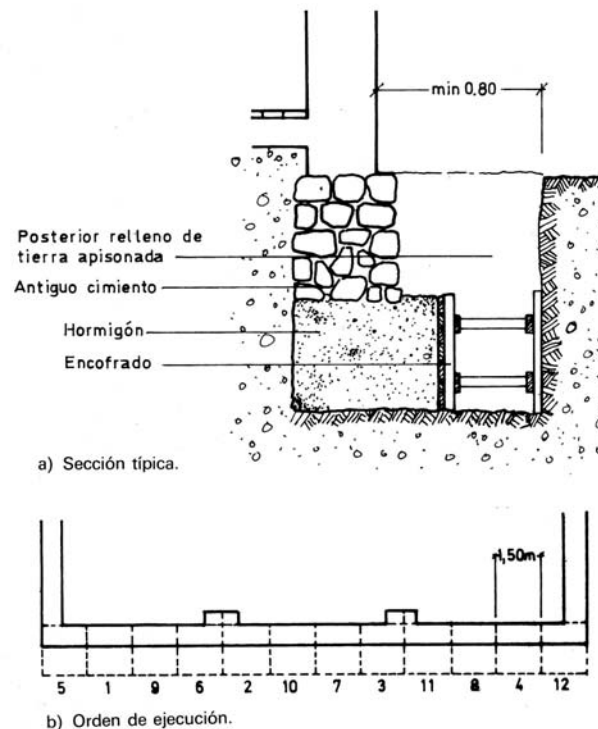


Figura 6. Recalce por bataches de una cimentación corrida

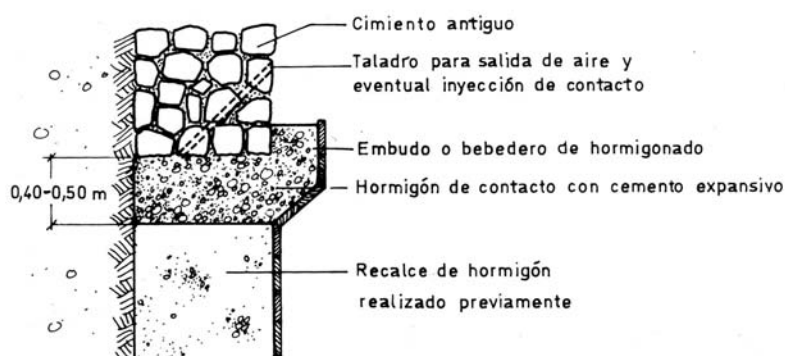


Figura 7. Detalle de hormigonado de contacto en un recalce por bataches

- Micropilotes o pilotes de pequeño diámetro. Se emplean cuando el plano de apoyo que hay que alcanzar está muy profundo, no son viables o económicas ninguna de las soluciones anteriores, se desea hacer una ampliación de los sótanos del edificio, o incluso la cimentación por pilotaje original es insuficiente.

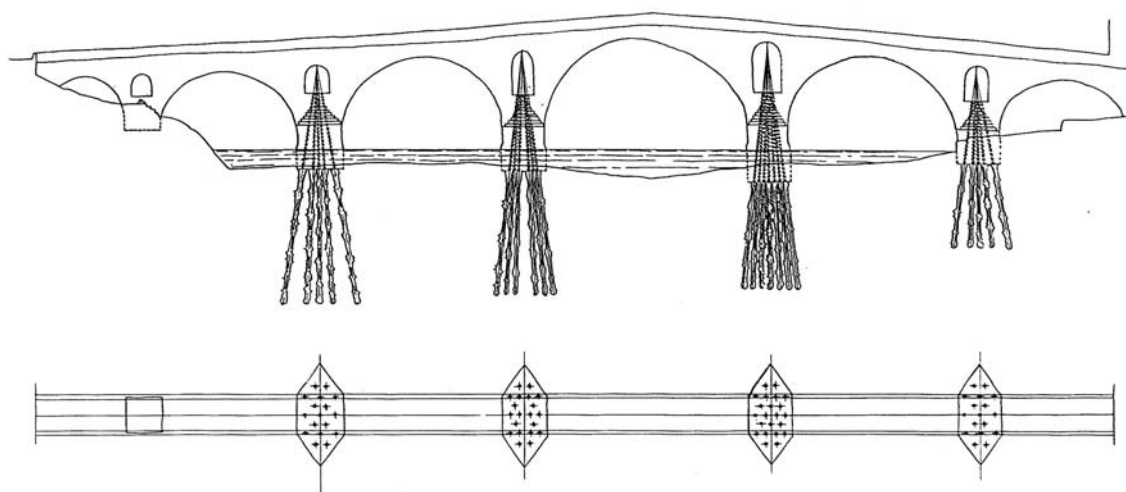


Figura 8. Recalce por micropilotes, Puente sobre el río Arga en Puente la Reina

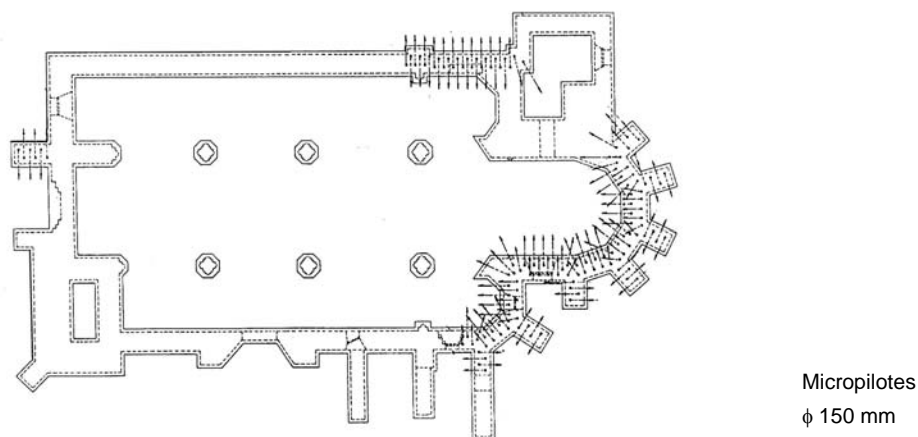


Figura 9. Planta de situación de los micropilotes en la iglesia de Los Balbases



a) Sistema de micropilote con tubo-manguito



b) Comprobación del funcionamiento



c) Montaje del sistema



d) Inyección de lechada de prueba en el exterior

Foto 1: Sistema de micropilotes con tubo-manguito

El micropilote debe garantizar la transmisión de cargas del cimiento antiguo al nuevo; esta transmisión de cargas puede hacerse por adherencia entre zapata original y micropilote, si tiene suficiente dimensión, adosando unas vigas corridas a los lados de la cimentación que recojan, a su vez, los micropilotes, etc. Este sistema funciona bien, si el estrato firme se encuentra a menos de 20 m, y el terreno a atravesar no induce flexiones al micropilote. Los micropilotes tienen la ventaja que pueden introducirse con un cierto ángulo de inclinación y puede acometerse la reparación desde el exterior del edificio, e incluso puede colaborar en el cosido de las fábricas (fig. 8 y 9) (Fotos 1 y 2).



a) Inyección del micropilote



b) Cabeza del micropilote



c) Batería de perforación



d) Detalle

Foto 2: Excavación y hormigonado del micropilote

- Mejorar el terreno que constituye el apoyo de la cimentación. Se opta por hacer una mejora del terreno cuando se pretende la modificación de alguna de sus propiedades geotécnicas, como pueden ser: compacidad, contenido de agua, compresibilidad, etc. Se cuenta con los siguientes sistemas:
 - Inyecciones: Se realizan pequeñas perforaciones en el terreno para introducir un fluido que fragua con el terreno, produciendo un material de alta resistencia. La penetración de las inyecciones en el terreno es bastante irregular, teniéndose que estudiar el tipo de inyección en función del tipo de terreno (fig. 10 y 11).

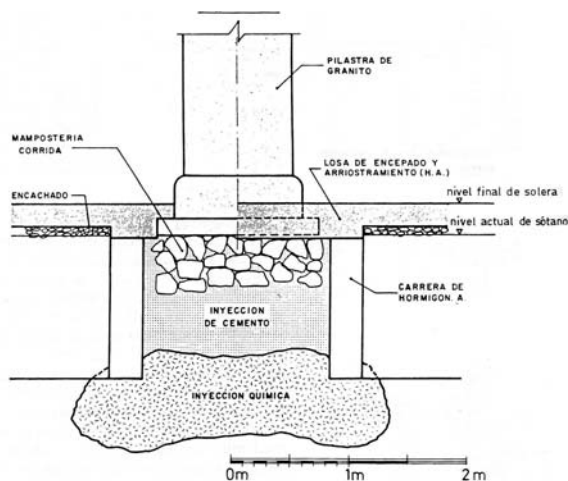


Figura 10. Solución de refuerzo de zapatas mediante carreras de hormigón e inyecciones

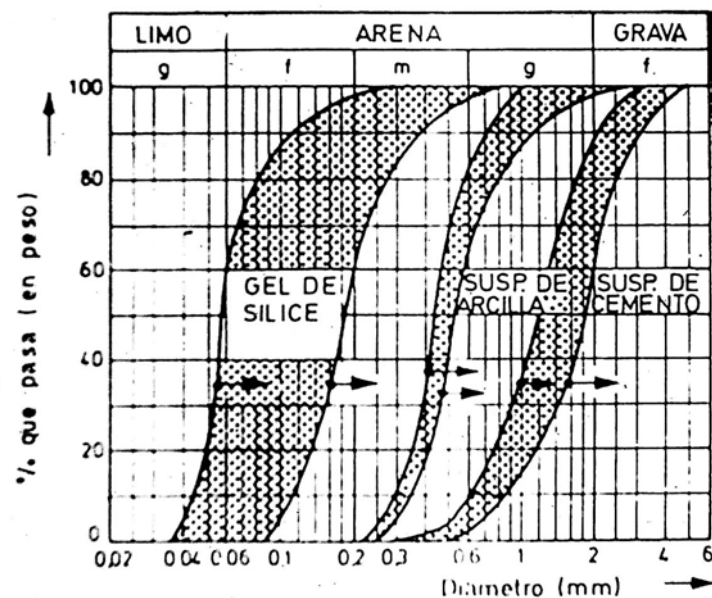


Figura 11. Criterios para la utilización de diversos productos de inyección (Braus y Blinde, 1978)

- Jet-grouting: Consiste en un nuevo sistema de inyección en que se hace penetrar agua o aire a muy alta presión de manera que se forman cavidades en el terreno, que después se rellenan con una lechada apropiada. Se forman columnas de suelo-lechada, cuyo diámetro depende del tipo de terreno, alcanzándose incluso 2 m de diámetro en terrenos arenosos y 60 cm en terrenos arcillosos. Tiene muy variadas aplicaciones. Se puede utilizar para reforzar el terreno bajo muros (fig. 12) de edificación y compaginarlo con la técnica del micropilotaje. Hay que tener precaución en los terrenos en que no convenga inyectar agua.

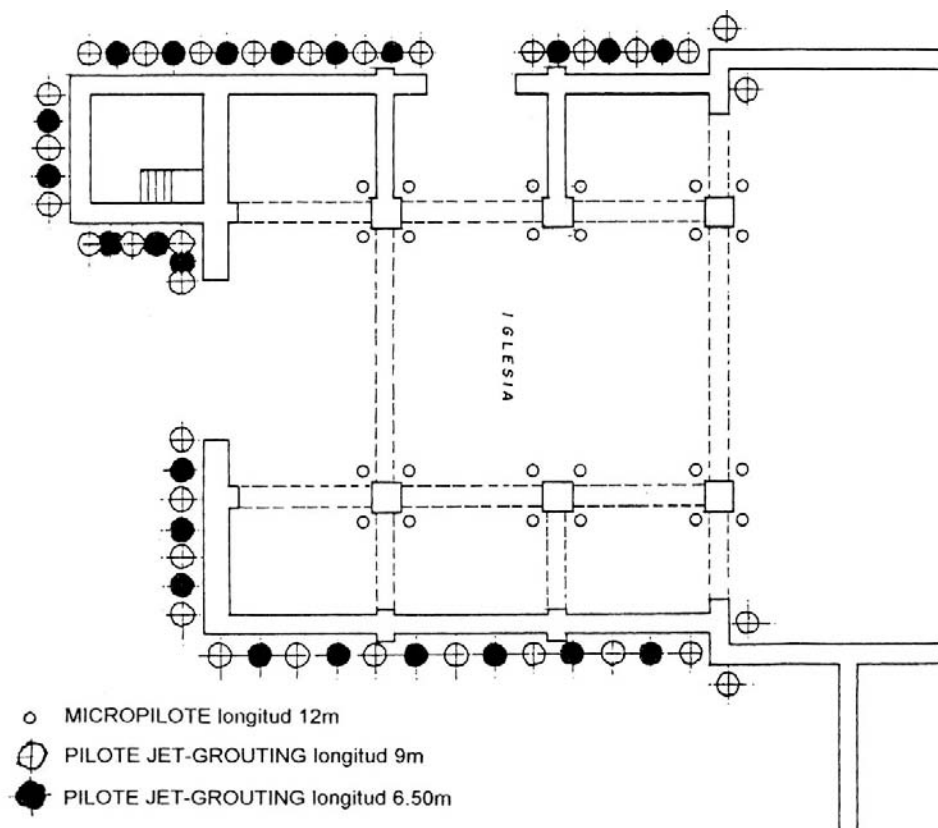


Figura 12. Recalde de la iglesia de Lachar

- Cosido o armado del terreno: Es una manera de refuerzo del terreno que se emplea fundamentalmente para taludes y túneles. Se introducen barras (16 – 32 mm de diámetro) rellenando con lechada las perforaciones. La longitud de las barras es de 3 a 10 m, hasta alcanzar la zona del talud que no desliza.
- Drenaje e impermeabilización: Consiste en la evacuación de agua para que no alcance las zonas a proteger y la colocación de láminas de impermeabilización dónde proceda. El drenaje puede ser superficial o en profundidad, y existen múltiples soluciones (fig. 13, 14, 15 y 16).

Para cada edificio no existe una única técnica de intervención, sería necesario analizar todas ellas para elegir la más conveniente en función del tipo de edificio, el grado de deterioro, las técnicas disponibles y los recursos económicos. Este último aspecto tiene una gran relevancia ya que una reparación a medias puede ser contraproducente y aumentar el deterioro, por lo tanto sería necesario realizar un proyecto global de la reparación, aunque se llevara a cabo por fases.

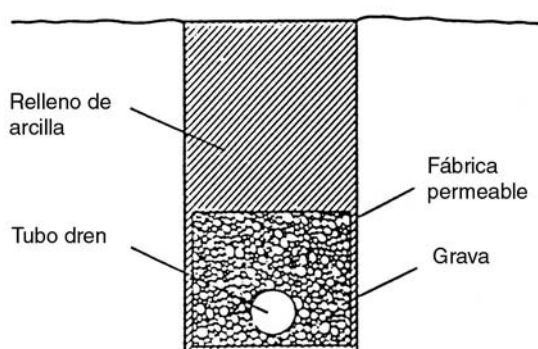


Figura 13. Configuración típica de una zanja de drenaje

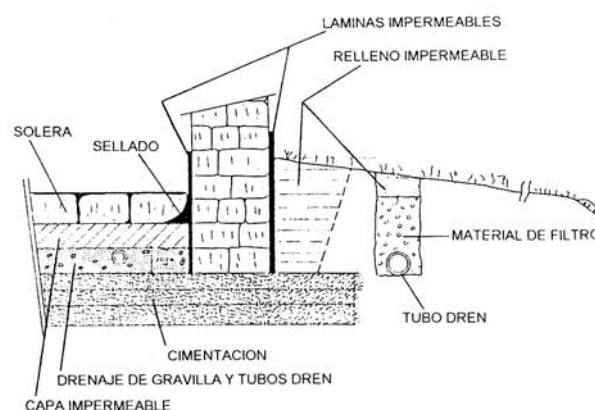


Figura 14. Drenaje y medidas de impermeabilización en San Adrián de Sasabe

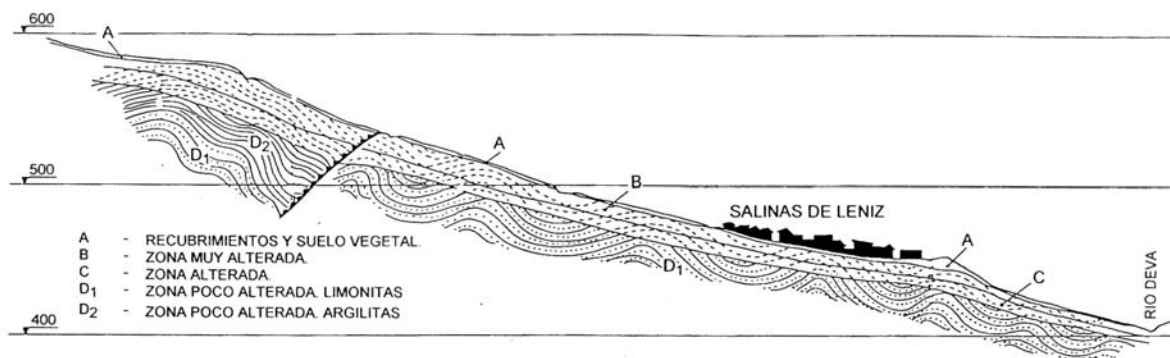


Fig. 15: Posición de Salinas de Léniz

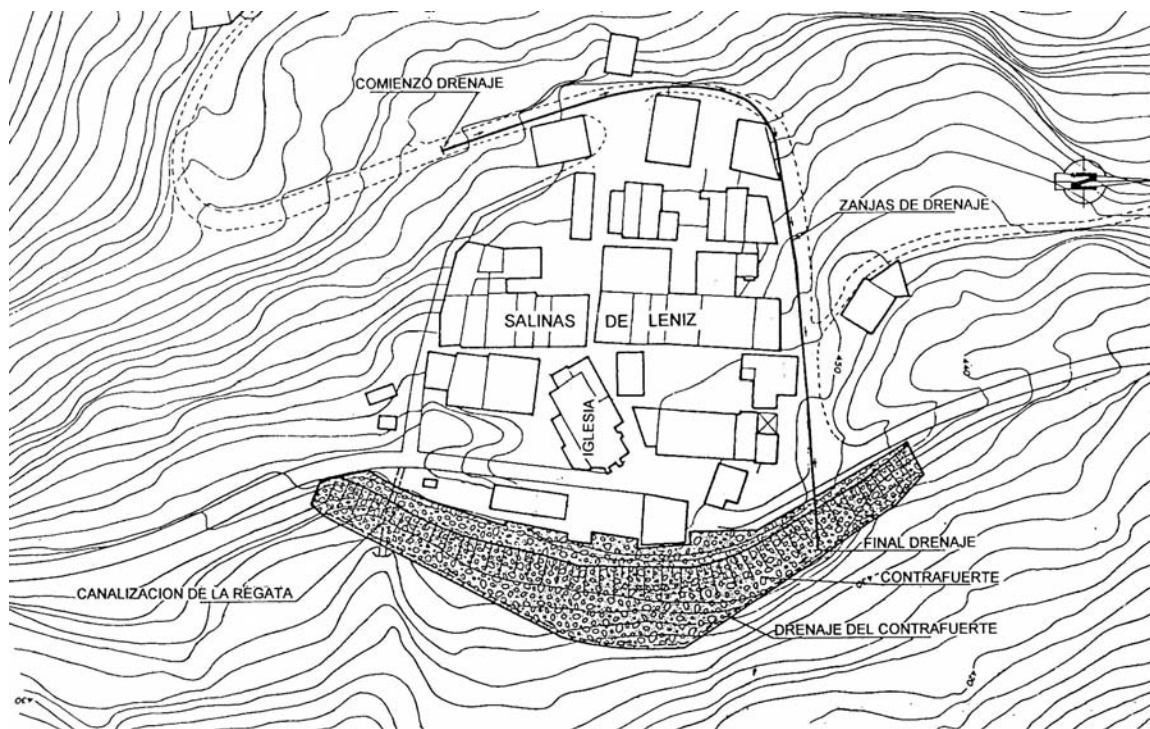


Figura 16. Medidas de drenaje en Salinas de Lens

5 BIBLIOGRAFIA

- Rodríguez Ortiz, J.M. Curso de Rehabilitación: 4. La Cimentación. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid, 1984
- Rodríguez Ortiz, J.M.; Monteverde, P.R. A review of recent Spanish interventions in monuments, Elsevier, A.A.Balkema, 499-508, 1997
- Rodríguez Ortiz, J.M.; Monteverde, P.R. y García Gamallo, A.M. Recientes intervenciones en monumentos en España, Informes de la Construcción, Vol. 48 nº 446, nov.-dic. 1996

Seminario S15

Vida útil de las estructuras de hormigón

FÍSICA DEL TRANSPORTE DE FLUIDOS EN EL HORMIGÓN

Luis Fernández Luco

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 Estructura de poros de las pastas de cemento

Las pastas de cemento hidratadas y todos los materiales en las que éstas están presentes (morteros, hormigones), presentan poros de distinto tamaño, según se muestra en la Fig. 1. El agrupamiento que se muestra, por tamaños, tiene motivos conceptuales, ya que su origen es diferente, así como también es distinta su participación en los mecanismos de transporte.

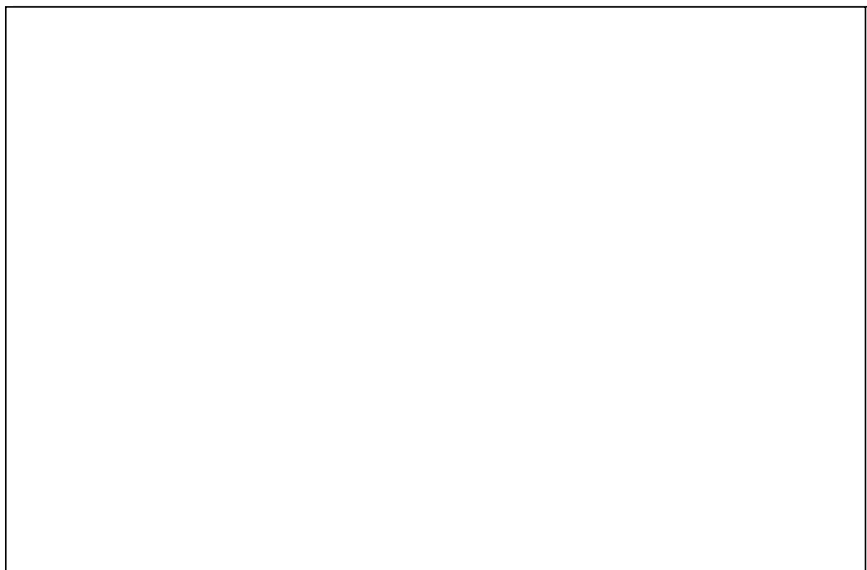


Figura 1: esquema de tamaños de poros en la pasta de cemento

Los **poros del gel**, muy pequeños, son una característica intrínseca de los productos de hidratación (gel de SCH) y, por lo tanto, no son sensibles a cambios en las proporciones de la pasta (relación a/c). Estos poros representan aproximadamente el 28 % en volumen con respecto al cemento hidratado y, por lo tanto, el volumen de poros del gel, relativo al hormigón, crece cuando aumenta la proporción de pasta de cemento en la mezcla y cuando se incrementa el grado de hidratación (o sea, la efectividad y duración del curado).

Los **poros capilares**, por el contrario, están directamente relacionados con la relación agua/cemento empleada y con el avance en la hidratación del cemento, tal como fuera descrito originariamente por T. C. Powers (1947) y que se analiza en el punto siguiente. Aunque no es razonable hablar en términos absolutos, se atribuye a la porosidad capilar una responsabilidad significativa en las propiedades de transporte en el estado endurecido y también en el comportamiento mecánico-resistente.

Los poros de aire incorporado en forma intencional o natural y los macroporos son espacios vacíos no conectados y, de acuerdo con la teoría y los resultados empíricos, nunca alcanzan a llenarse de agua. Por tratarse de vacíos no conectados, prácticamente no intervienen en los mecanismos de transporte de fluidos en el hormigón aunque sí ocasionan caídas en la resistencia mecánica. Para los poros de aire intencionalmente incorporado, por ejemplo, se estima una pérdida de aproximadamente el 5 % por cada 1 % en el contenido de aire.

1.1 Evolución de la estructura de poros en el tiempo – Teoría de Powers

La estructura de poros cambia con el tiempo, a medida que avanzan las reacciones de hidratación del cemento. Aún cuando el modelo puede presentar algunas imprecisiones, los conceptos fundamentales relativos a la hidratación de pastas y la evolución de la porosidad desarrollados por Powers alrededor de 1950 en diversas publicaciones, mantienen su importancia conceptual y pueden enunciarse como sigue:

- El espacio (volumen) disponible para la formación de gel de cemento hidratado y otros productos de hidratación es solamente el que está ocupado por agua.
- El residuo del volumen ocupado originalmente por el agua representa el volumen de poros capilares, los que son principales responsables de la permeabilidad de la pasta y su vulnerabilidad frente a la acción del hielo.

- Además de los poros capilares, la pasta de cemento endurecida contiene poros ultrafinos, característicos del cemento hidratado y cuyo volumen es directamente proporcional al volumen de cemento hidratado.
- El volumen total de sólidos en la pasta de cemento hidratada es la suma del volumen de cemento anhidro (que no ha reaccionado) y el cemento hidratado. En realidad, este volumen contiene a los poros del gel, por lo que Powers lo designa como Volumen aparente de la fase sólida (VB).
- Las relaciones entre estos volúmenes se establecen en función del agua no evaporable (W_n) por tratarse de una cantidad medible. Sin embargo, el volumen de agua no evaporable no está representado en forma explícita, pero es proporcional al volumen (o masa) de cemento hidratado.

El planteo supone que en todo momento se dispone del agua necesaria para la hidratación del cemento (es decir, no hay secado prematuro) y el grado de hidratación final depende solamente del espacio disponible para los productos de hidratación. En teoría, para $a/c < 0,39$ no es posible alcanzar hidratación completa por esta causa. Las relaciones numéricas y el esquema se muestran en Tabla 1.

Tabla 1: Relaciones empíricas de poros capilares y del gel en función del agua no evaporable.

Volumen aparente de la fase sólida (VB) VB = c. Vc + 0,75 (1 + 4 k) Wn c: masa de cemento Vc = 1 / Pe cemento = volumen de una masa unitaria de cemento k = constante = 0,254 para el cemento en cuestión Wn = volumen de agua no evaporable	Relaciones en volúmenes absolutos para una masa unitaria de cemento Inicial Hidratación parcial
Volumen de cemento anhidro (Vca) Vca = c. Vc – n Wn Siendo c: masa de cemento Vc = 1 / Pe cemento = volumen de una masa unitaria de cemento n = constante para el cemento en cuestión = 1,22 cm3/g Wn = volumen de agua no evaporable	
Volumen de cemento hidratado (Vch) Vch = 2,73 Wn	
Volumen de poros capilares (Pc) Pc = c. vc + Wo – VB Siendo c: masa de cemento vc = 1 / Pe cemento = volumen de una masa unitaria de cemento = 0,319 cm3 Wo = volumen de agua inicial = a/c.c VB= volumen aparente de sólidos	

Si se calcula los volúmenes resultantes para distintos momentos (diferente grado de hidratación), y para una determinada relación a/c , se obtiene lo que se muestra en la Fig. 2.

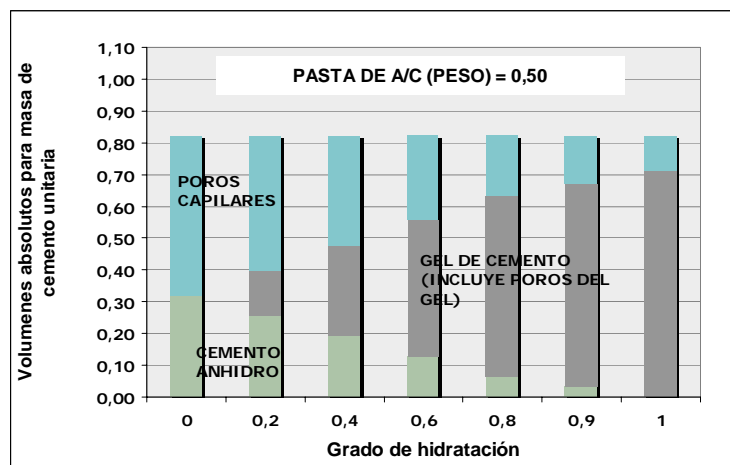


Fig. 2: Relación gel / espacio para pastas para relación agua/cemento = 0,50.

La evolución de la estructura de poros, conforme progresan las reacciones de hidratación conduce a una reducción en el tamaño de poros capilares y a un aumento del volumen de productos de hidratación, que se depositan en los espacios disponibles y progresivamente van bloqueando los capilares hasta, eventualmente, segmentarlos. Este efecto logra interrumpir parcialmente la continuidad, lo que conduce a una reducción drástica de la capacidad de transporte de fluidos en la red capilar.

La posibilidad de segmentación de la red capilar está condicionada por la relación agua/cemento y el avance de las reacciones de hidratación. Para relaciones agua/cemento altas se necesita un grado de hidratación considerable para alcanzar esta condición y cuando esta relación supera 0,7, es imposible alcanzar condiciones de discontinuidad, como se ilustra en la Fig. 3.

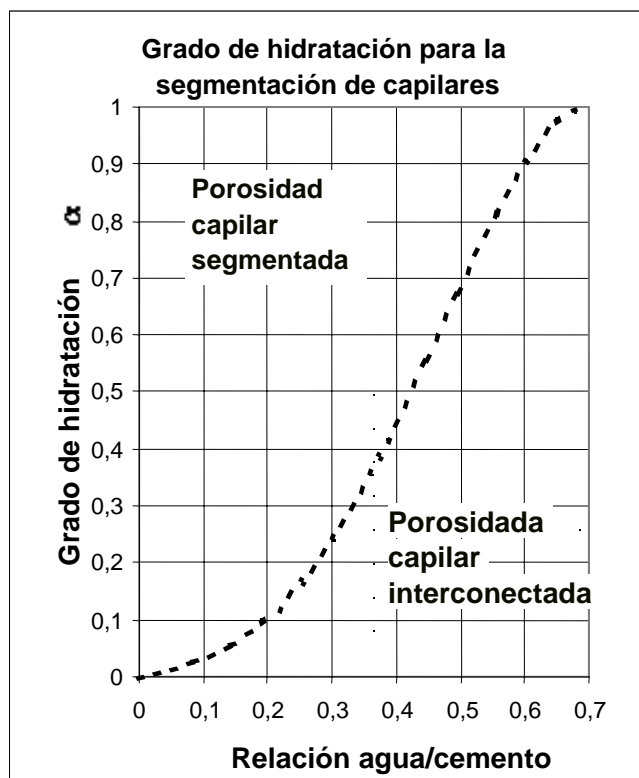
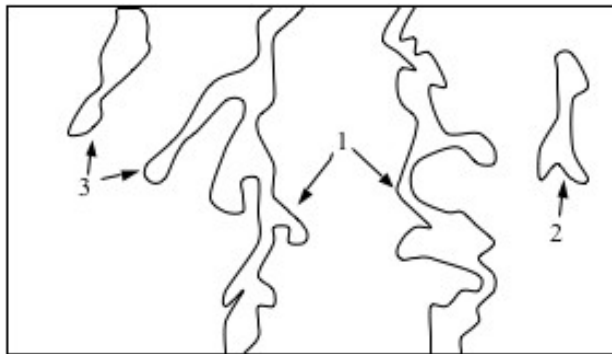


Fig. 3: Porosidad capilar interconectada y segmentada en función del grado de hidratación y la relación agua/cemento

1.2 Estructura de poros: parámetros descriptivos

Un medio poroso de compone de una fase sólida y de un espacio poroso o volumen de vacíos. En el hormigón endurecido, constituido por áridos, pasta y aire

(naturalmente o intencionalmente incorporado), deberemos tener en cuenta los vacíos presentes en los áridos, en la pasta y los que pueden generarse en la zona interfacial árido-pasta. Usualmente, el aire incorporado se presenta como poros no conectados, teniendo escasa influencia en los mecanismos de transporte de fluidos. En la Figura 4 se representa esquemáticamente un sólido poroso.



- 1 – Poros interconectados
- 2 – Poros aislados
- 3 – Brazos muertos

Fig. 4: representación esquemática de poros

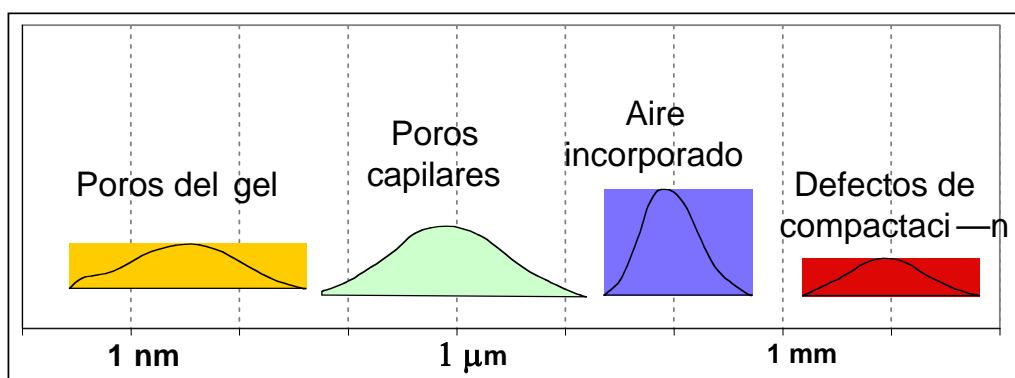
La obtención de un modelo capaz de describir una estructura tan compleja es muy difícil, por lo que se recurre a simplificaciones, asumiendo que los poros son cilíndricos y definiendo parámetros adicionales que contemplan su volumen (porosidad), tamaño (diámetro), su geometría (tortuosidad) y conectividad. La Tabla 2 muestra las respectivas definiciones, de manera conceptual:

Tabla 2: Parámetros descriptivos de la porosidad

Parámetro	Definición	Ecuación
Porosidad	Relación volumétrica entre volumen de vacíos y volumen total (volumen de vacíos + volumen sólido)	$p = \frac{v_p}{v_t} = \frac{v_p}{(v_s + v_p)}$
Tamaño	Diámetro medio de poros (usualmente, se obtiene mediante porosimetría de mercurio)	$d = \frac{4\sigma \cos \phi}{P}$
Conectividad	Relación entre el número de conexiones (b) y el número de cavidades o nodos (n)	$c = b - n + 1$
Tortuosidad	Relación entre la longitud efectiva media de la trayectoria de un fluido (Le) y la dimensión del sólido (L)	$T = \left(\frac{Le}{L} \right)^2$

En general, la capacidad de transporte disminuye cuando se reduce la porosidad, disminuye el tamaño de poros (permeabilidad), se reduce la conectividad y aumenta la tortuosidad. Por estos motivos, no siempre es posible encontrar una adecuada correlación entre porosidad + tamaño de los poros y la capacidad de transporte de fluidos.

A modo de resumen, se muestra en la Fig. 5 la influencia de los distintos tipos de poros sobre la durabilidad.



Control	NO 28 % del volumen de pasta hidratada	SÍ Relación agua / cemento y grado de hidratación	SÍ Uso de aditivos, esencial para congelamiento	SÍ Adecuar la consistencia a la compactación
Efecto sobre la durabilidad	DESPRECIABLE Muy baja capacidad de transporte de fluidos	ALTO Función de su tamaño, tortuosidad y conectividad	DESPRECIABLE Son poros no conectados – No influyen sobre el transporte	ALTO Proveen acceso de los agresivos al interior del hormigón

Fig. 5: Esquema de influencia de los poros del hormigón sobre la durabilidad.

2 Mecanismos de transporte de fluidos en un medio poroso

La relación que existe entre la porosidad y la durabilidad está reflejada en prácticamente todos los reglamentos y códigos. Por lo general, se indica que para obtener una adecuada durabilidad frente a distintas condiciones de exposición, es condición necesaria (pero no suficiente) que la relación a/c sea menor que cierto valor indicativo. Podría decirse entonces que la porosidad es un parámetro condicionante de primer orden para asegurar la durabilidad del hormigón.

Sin embargo, es posible analizar más detenidamente esta relación, efectuando una vinculación entre la distribución geométrica (o espacial) de los poros y los distintos mecanismos de transporte de fluidos dentro del hormigón. Es evidente que dos

materiales con idéntica porosidad pero con distinta “conectividad” entre los poros se comportarán en forma diferente en lo que respecta a impedir el ingreso de agentes agresivos; el material con poros interconectados será más susceptible.

La influencia del tamaño de poros, la porosidad total o la conectividad de poros no es igual para todos los mecanismos de transporte y, por lo tanto, es necesario describirlos en detalle.

2.1 Mecanismos básicos de transferencia de masa en el hormigón: permeabilidad y difusión

Los mecanismos básicos de transferencia de masa o materia en el hormigón son el escurrimiento del agua intersticial del hormigón (en fase líquida) y el transporte por difusión en la estructura de poros. La transferencia de gases por efecto de diferencias de presión no es frecuente, aunque podría darse esta situación en el avance de un tren de alta velocidad en un túnel.

La migración, movimiento causado por diferencias de potencial eléctrico, se emplea en técnicas experimentales, pero no ocurre de manera natural y entonces, no se incluye en este análisis.

2.2 Movimiento del agua intersticial (en fase líquida)

Este tipo de transporte interviene en numerosas situaciones y la causa del movimiento del agua (“driving force”) es la existencia de un gradiente de presiones. El gradiente de presiones puede estar causado por diferencia de presiones hidrostáticas (caso de una presa), por efecto de tensiones capilares (ascenso capilar y secado parcial) u otras situaciones equivalentes. El parámetro que cuantifica la capacidad de transporte por este mecanismo se denomina permeabilidad.

2.3 Transporte por difusión en la red de poros

Por difusión se designa el proceso de transporte de un constituyente dentro de un medio cualquiera bajo el efecto de su agitación aleatoria a escala molecular. Si existen diferencias de concentración entre dos puntos del medio, aparece una “resultante” del movimiento aleatorio que genera un transporte global (o neto) del constituyente

considerado desde la zona con mayor concentración hacia la zona menos concentrada. El parámetro que cuantifica la capacidad de transporte por este mecanismo se denomina coeficiente de difusión, también llamado difusividad.

El transporte por difusión puede ocurrir en fase líquida o en fase gaseosa. El primero involucra el transporte de sustancias en solución en la fase acuosa intersticial y son ejemplos de este caso el ataque por agua de mar en un hormigón saturado o por el ácido carbónico de un suelo rico en materia orgánica.

El transporte de gases en los hormigones se produce en general por difusión en el aire contenido en los poros y fisuras del material. La difusión en fase gaseosa involucra al proceso de desecación del hormigón ya parcialmente seco (transferencia de vapor de agua), así como a la penetración de CO_2 y O_2 .

2.4 Mecanismos compuestos o acoplados

El grado de saturación del hormigón se encuentran en valores intermedios, es decir, no existe la saturación completa pero tampoco hay ausencia de agua líquida. Esta situación conduce a que, en situaciones prácticas, los mecanismos sean compuestos y complejos, lo que puede o bien acelerar o retardar la transferencia de masa en el tiempo.

La condensación de agua en algunos poros (pequeños) puede limitar la transferencia de gases y así, la carbonatación se hace más lenta a medida que se incrementa el grado de saturación, hasta interrumpirse por completo en hormigones saturados.

Por el contrario, si la situación de exposición del hormigón conduce a mantener condiciones de saturación en una de las superficies y de secado parcial en otra superficie expuesta al aire, el mecanismo de transporte de masa se acelera porque la formación de un menisco por secado parcial “tira” del agua líquida, incrementando la diferencia de presiones. Esta situación se conoce como “efecto mecha” y se esquematiza en la Fig. 6.

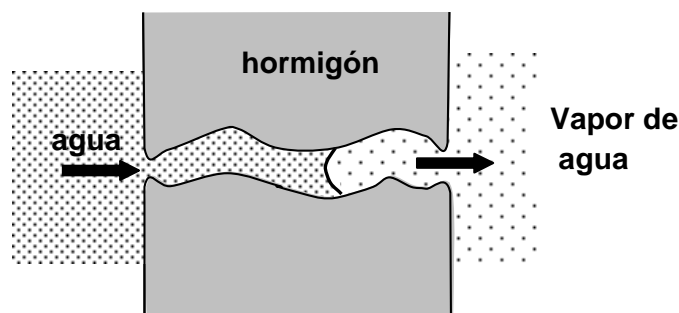


Fig. 6: esquema de mecanismos acoplados de transferencia de masa (mecha)

La Tabla 3 resume los casos más relevantes de transferencia de fluidos en el hormigón y establece el tipo de transporte involucrado. De su análisis, es sencillo notar que en pocas circunstancias puede atribuirse el transporte de masa a un único tipo.

Tabla 3: Casos más frecuentes de ingreso de agresivos en el hormigón

	Exposición del hormigón	Proceso de transporte
Penetración de sustancias disueltas (cloruros, sulfatos, etc.)	Saturado	Difusión iónica
	Bajo carga hidrostática	Movimiento de agua intersticial – Permeabilidad
	Cara saturada / cara al aire	Efecto mecha
	Mojado y secado	Succión capilar -
Penetración de agua (túneles, sótanos, estructuras de retención de agua, etc.)	Bajo carga hidrostática	Movimiento de agua intersticial – Permeabilidad
	Cara saturada / cara al aire	Efecto mecha
	Cara al aire (húmedo) y cara al aire (seco)	Difusión de vapor
Carbonatación	Al aire (CO ₂)	Difusión + carbonatación

2.5 Física del transporte de masa en un medio poroso

Una primera aproximación para analizar el transporte de masa en un medio poroso es partir de los mecanismos individuales y considerando poros ideales, cilíndricos, caracterizados por su radio R y longitud L .

De esta manera, es posible describir la física de cada uno de los mecanismos de transporte en forma individual, identificando los parámetros que influyen y las leyes cinéticas que rigen el transporte (su evolución en el tiempo). En una instancia ulterior, es posible avanzar hacia descripciones más complejas pero que mantienen la esencia de los mecanismos puros.

2.6 Esgurrimiento de agua bajo un gradiente hidráulico (permeabilidad)

Sea un poro cilíndrico, de longitud L y radio R sometido a una diferencia de presión hidráulica P entre sus dos extremos. En régimen de esgurrimiento laminar, el caudal Q de agua que atraviesa el poro (capilar) está dado por la relación de Poiseuille.

$$Q = \left(\frac{\pi \cdot R^4}{8 \cdot \mu} \right) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta L} \quad (1)$$

Si el término $\left(\frac{\pi \cdot R^4}{8 \cdot \mu}\right)$ se descompone como sigue: $\pi \cdot R^2 \cdot \frac{R^2}{8}$, es sencillo obtener la expresión generalizada de la ecuación de Darcy.

$$Q = \frac{K}{\mu} \cdot A \cdot \frac{\Delta P}{\Delta L} \dots\dots\dots(2)$$

donde μ : viscosidad dinámica del agua

La viscosidad dinámica o coeficiente de viscosidad dinámica es la relación entre la tensión de deslizamiento aplicada y el grado de deslizamiento logrado. Es lo que comúnmente se llama viscosidad del fluido. Su dimensión es $[M] / [L][T]$. La unidad en el sistema cgs es un gramo por centímetro por segundo, y se denomina habitualmente poise (P). Se usa habitualmente el centipoise (cP) En el sistema SI, la unidad es $N / s.m^2$ y equivale a 10 P.

Para el caso de poros muy pequeños, las moléculas de agua están fuertemente influenciadas por el fenómeno de adsorción, por lo que son menos móviles. En ese caso, la aplicación de la ecuación de Poiseuille requiere del empleo de un coeficiente de viscosidad dinámica equivalente más elevado.

La velocidad media de escurrimiento de agua en el capilar está dada por $v = \frac{Q}{\pi \cdot R^2}$ siendo inversamente proporcional al cuadrado del radio del capilar. Esto muestra que el tamaño del capilar tiene una influencia significativa en la velocidad de escurrimiento.

Ley de Darcy (o D´Arcy)

En hidráulica aplicada a la ingeniería, si la presión hidrostática por la altura de la columna de agua es la causa del movimiento del agua, es común emplear una expresión más simple para la ecuación de Darcy (ecuación (4)), que indica que la velocidad de flujo, supuesta uniforme, es proporcional a la altura de la columna de agua de agua, siendo K_w la constante de permeabilidad al agua.

$$V = -K_w \cdot \frac{dh}{dz} \dots\dots\dots(4)$$

Teniendo en cuenta que el gradiente de presiones de la ecuación (3) puede expresarse en función de la densidad del líquido y la diferencia de altura (z), entonces,

$$\frac{\Delta P}{\Delta l} = P_e \cdot \frac{dh}{dz} \dots\dots\dots(5)$$

siendo P_e el peso específico del agua.

Combinando las ecuaciones (3), (4) y (5), es posible deducir que

$$K_w = \frac{K \cdot P_e}{\mu} \dots\dots\dots(6)$$

El coeficiente de permeabilidad K_w no es una característica intrínseca del material como la permeabilidad, pues involucra parámetros del agua (P_e, μ). Para el agua a 20°C, $P_e = 10^4 \text{ Nm}^{-3}$ y $\mu = 10^{-3} \text{ Nm}^{-2}\text{s}$, entonces, una permeabilidad de 1 m^2 equivale a un coeficiente de permeabilidad de 10^7 m/s .

Las determinaciones de la permeabilidad del hormigón empleando un gas (aire, oxígeno o nitrógeno) indican valores en el orden de 10^{-16} a 10^{-17} m^2 , en tanto que si se emplea agua, la permeabilidad medida está en el orden de 10^{-11} a 10^{-12} m^2 . Si tenemos en cuenta el coeficiente calculado anteriormente de 10^7 , existe una diferencia del orden de 10^2 entre ambos métodos, restando validez a las comparaciones directas. En rigor, en el caso de emplear gases, el flujo no es laminar y, además, como debe considerarse la compresibilidad del gas empleado en la determinación, la constante depende de factores ajenos a material, por lo que no constituye estrictamente una propiedad del material.

2.7 Succión capilar

Cuando el transporte de líquidos en sólidos porosos se debe a la tensión superficial que actúa en los capilares, la situación puede analizarse como un caso particular en el que la diferencia de presión está provocada por las tensiones en el menisco, de acuerdo con la ecuación de Laplace (ecuación (7)).

$$p_a - p_w = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \cos \phi}{r_m} \dots\dots\dots(7)$$

donde p_a = presión atmosférica

p_w = presión hidráulica

γ = tensión superficial [N/m]

r_m = radio medio del capilar [m]

ϕ = ángulo de contacto

En este caso, el transporte del líquido está influenciado por características del líquido (viscosidad, densidad y tensión superficial) y por características del sólido poroso (estructura de poros, energía superficial).

Para poros pequeños, $p_a \ll p_w$ y se considera que el ángulo de contacto es 0, entonces, $\cos \phi = 1$ y combinando (7) con (3), puede escribirse

$$Q = - \left(\frac{K}{\mu} \right) \cdot A \cdot \frac{2 \cdot \gamma}{r_m dz} \dots\dots\dots (8)$$

2.8 Transporte por difusión

Este proceso está caracterizado por un coeficiente de difusión D , definido en la primera ley de Fick. Para la difusión unidimensional, esta ley puede expresarse como:

$$J_x = -D \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (9)$$

donde J_x : es el flujo del constituyente en la dirección x

$\frac{\partial C}{\partial x}$: es el gradiente de concentración en esa dirección.

Si se considera que el fenómeno de difusión tiene lugar en un poro capilar cilíndrico de radio r , la dimensión del capilar no tiene ninguna influencia en la velocidad de difusión, siempre que esa dimensión sea suficientemente grande comparada con el recorrido medio de las moléculas (en la práctica, el radio del capilar debe ser mayor que algunas decenas de nanómetros). En el caso de poros muy pequeños, las interacciones físico-químicas entre los constituyentes que se difunden y la superficie de los poros pueden modificar la ley de difusión.

Para el caso de un medio poroso real, como el hormigón, se recurre al remplazo del coeficiente de difusión D de la ecuación (9) por la difusividad aparente D_a .

2.9 Cinética del transporte de fluidos

En el estudio de la durabilidad del hormigón es importante poder estimar la velocidad de ingreso de los agresivos y, por lo tanto, debe recurrirse a la cinética de los mecanismos de transporte, es decir, es necesario obtener expresiones que involucren el tiempo.

2.10 Cinética del escurrimiento de agua bajo diferencias de presión

Considerando que es razonable expresar el caudal Q como la el producto de la velocidad media en la sección $V_m = dx/dt$ por el valor de la sección A , entonces, a partir de la ecuación (2) puede escribirse, para el movimiento en la dirección x :

$$dx = \frac{K}{\mu} \cdot \frac{\Delta P}{\Delta L} \cdot dt \dots\dots\dots(10)$$

Integrando la expresión (10), se obtiene la expresión que determina la cinética (posición en función del tiempo) del proceso de transporte.

$$\int dx = \int \frac{K}{\mu} \cdot \frac{dP}{dx} \cdot dt \dots\dots\dots(11)$$

Las ecuaciones de integración dependerán de las condiciones de borde y, en el caso más general que $\frac{dP}{dx}$ sea constante en el tiempo, es evidente que el fenómeno es dependiente de la raíz cuadrada del tiempo.

2.11 Cinética de la succión capilar

De una forma similar, para la succión capilar, se llega a una expresión equivalente, donde ϕ es el ángulo de contacto fluido-sólido.

$$dx = \frac{1}{8\mu} \left[2R \cdot \gamma \cdot \frac{(\cos \phi)}{X} \right] \cdot dt \dots\dots\dots(12)$$

En este caso, la integración de la ecuación (12) muestra que la posición corresponde a una función proporcional a la raíz cuadrada del tiempo.

$$l = \left(\frac{R \cdot \gamma \cdot \cos \phi}{2\mu} \right)^{1/2} \cdot t^{1/2} \dots\dots\dots(13)$$

donde el término $\left(\frac{R \cdot \gamma \cdot \cos \phi}{2\mu} \right)^{1/2}$ representa la capacidad de succión capilar o “sorptivity” S .

Para períodos cortos de succión (horas), el volumen de agua por unidad de superficie puede expresarse como sigue:

$$w/A = S \cdot t^{1/2} + S_0 \dots\dots\dots(14)$$

El término S_0 se introduce para tener en cuenta fenómenos iniciales que ocurren al poner en contacto el líquido con la superficie libre del líquido.

La experiencia muestra que si se considera la succión capilar a edades más largas (un par de semanas), esta expresión sobrestima la masa de agua absorbida. Se considera que una vez superada la capacidad de succión inicial, distintos mecanismos provocan una reducción de la velocidad de absorción (Fig. 7).

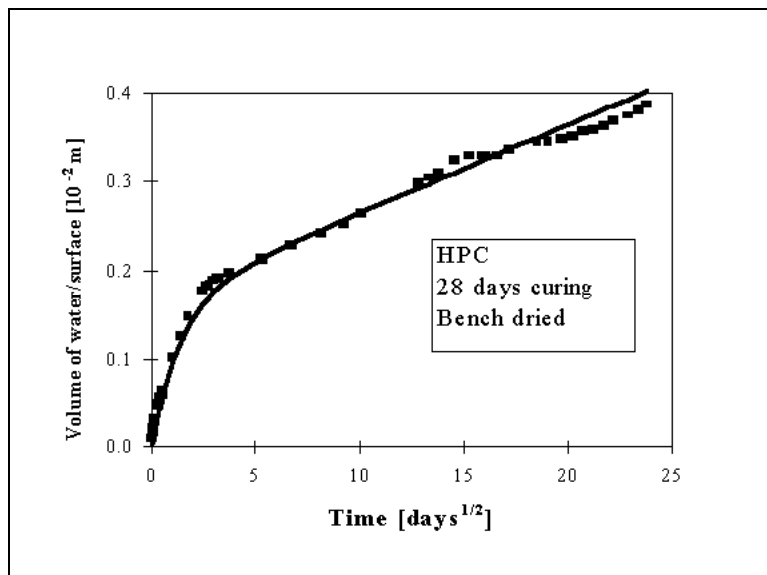


Fig. 7: Variación de la tasa de absorción con el tiempo (Martys, S et al.)

2.12 Cinética del avance por difusión

El análisis de la cinética de penetración de una especie por difusión pura en un medio poroso se realiza mediante la resolución de la segunda ecuación de Fick, que no es otra cosa que la ecuación de conservación de la materia teniendo en cuenta la ley de transporte. La segunda ley de Fick establece que la velocidad de cambio de la concentración en un volumen elemental, dentro de un campo difusional, es proporcional a la velocidad de cambio del gradiente de concentraciones en ese punto, lo que se expresa como sigue:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \text{div}(D_a \cdot \text{Grad}(C)) \dots\dots\dots(15)$$

o su equivalente

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_a \cdot \frac{\partial C(x,t)}{\partial x} \right) \dots\dots\dots(16)$$

La solución para esta ecuación depende de las condiciones de entorno y de la geometría del problema. Si el medio es semi-infinito y las condiciones iniciales son uniformes (es decir, si la concentración exterior es constante), entonces, la solución se resuelve mediante la aplicación de la “función error” (erf).

$$C(x,t) = C_s \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_a \cdot t}}\right). \quad [10]$$

$$\operatorname{erf}(z) = 1 - \frac{2}{\pi} \int e^{-z^2} \cdot dx$$

Vemos que la solución matemática $C(x,t)$ se puede expresar en función de una variable única $z = \frac{x}{\sqrt{t}}$. Esta relación característica entre el tiempo y el cuadrado de la distancia se encuentra de hecho en muchos casos de difusión más complejos. La Fig. 8 muestra la representación gráfica de la función error.

Para situaciones que presentan distintas condiciones de borde y para aquellas evaluaciones donde interese el fenómeno para $t \rightarrow \infty$, (por ejemplo, procesos de secado prolongado del hormigón) las series trigonométricas aportan soluciones más confiables.

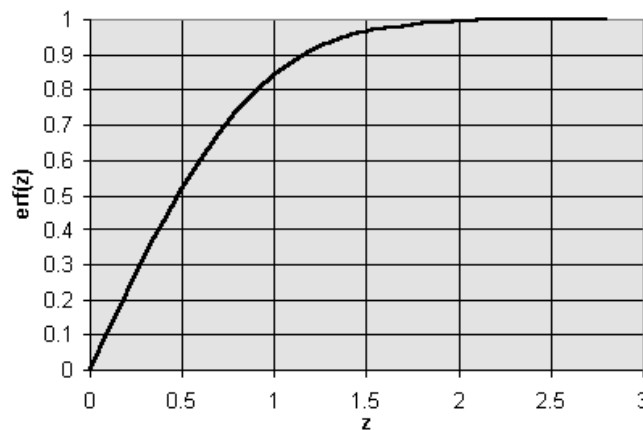


Fig. 8: representación gráfica de la función error

El análisis de esta gráfica muestra que los procesos difusivos son marcadamente no lineales. Esta “no linealidad” puede inducir cambios volumétricos diferenciales que induzcan fisuración en procesos de secado, por ejemplo.

3 Conclusiones

Al análisis de la física del transporte de fluidos en un medio poroso muestra que, en todos los casos, **el avance o ingreso del agresivo en el medio poroso con el tiempo puede asociarse con la raíz cuadrada del tiempo.**

Esta situación aporta una herramienta experimental importante, útil incluso cuando coexisten más de un mecanismo de ingreso: en ausencia de modelos más complejos, puede emplearse la ley de la raíz del tiempo como primera aproximación.

Es posible formular la física de cualquier fenómeno de transporte de la siguiente forma:

Flujo de materia = Capacidad de transporte. Causa del transporte

La capacidad de transporte asume distintos nombres según sea el mecanismo: permeabilidad K en el caso que el transporte esté originado en una diferencia de presiones, difusividad D , si está originado en diferencia de concentraciones o constante de Kirckhoff ψ en el caso de la succión capilar. De manera análoga, la causa del transporte se expresa como $\frac{\partial P}{\partial x}$ o como $\frac{\partial C}{\partial x}$ cuando la diferencia de concentraciones es la causa del transporte de masa.

3.1 Situación real en mecanismos difusivos de transporte de agua.

En situaciones reales, en los poros del hormigón hay vapor de agua y agua líquida, ya sea sobre las paredes de los poros o formando meniscos en los capilares más pequeños. El transporte combinado de vapor y agua líquida ocurre en serie, según se esquematiza en la Fig. 9, según Andersson (1985). En sólidos con poros conectados, puede ocurrir un flujo causado por tensiones superficiales (flujo capilar) como consecuencia de la tensión interfacial entre el agua y el sólido.

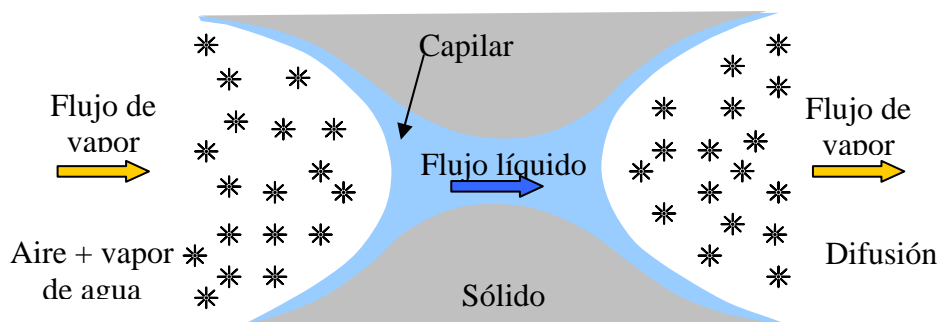


Fig. 9: Transporte combinado de humedad como la combinación serie de transferencia de vapor de agua y agua, según Andersson (1985)

Según se muestra en el apartado anterior, el flujo de humedad puede describirse considerando el contenido de humedad como potencial (driving force) y la difusividad en estado líquido D_w o del vapor D_u representando a las propiedades de transporte. El coeficiente de difusión de humedad (D_w o D_u) depende del contenido de humedad, que cambia en todo el rango de humedad, como se ilustra en la Fig. 10, tomada de Philip & deVries (1957). La difusividad del vapor cae fuertemente cuando aumenta la humedad relativa y se condensa agua en los poros más pequeños, según predice la ecuación de Kelvin-Laplace; en contrapartida, aumenta la difusividad de la fase líquida, aumentando también la difusividad total.

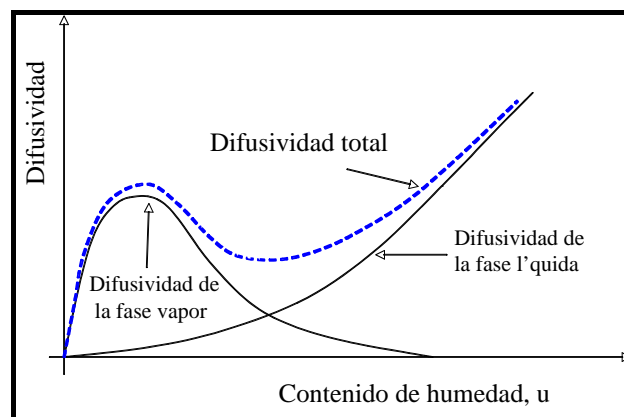


Fig. 10: Difusividad total en función del contenido de humedad como la suma de la difusividad del vapor de agua y la difusividad del líquido, según Philip & De Vries (1957).

La Fig. 11, que muestra el cambio en el coeficiente de difusividad de la fase líquida (D_w) en función del contenido de humedad (w), para un hormigón determinado (agua/cemento, edad), confirma, a partir de datos experimentales, la fuerte dependencia entre D_w y w .

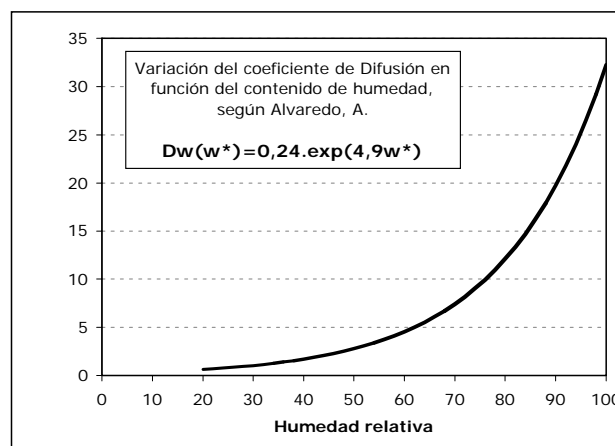


Fig. 11: Variación del coef. de Difusividad de la fase líquida con la humedad.

PROCESOS EXPANSIVOS DEL HORMIGÓN: ENSAYOS ÁRIDO-ÁLCALI, ATAQUE POR SULFATOS Y ATAQUE POR HIELO-DESHIELO. SISTEMAS DE PREVENCIÓN Y ACTUACIONES

Esperanza **MENÉNDEZ MÉNDEZ**
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 INTRODUCCIÓN

Las causas últimas de daño en estructuras de hormigón se sitúan fundamentalmente en cada una de las etapas del proceso constructivo (planificación, proyecto-cálculo, materiales, construcción y mantenimiento), existiendo numerosos estudios de patología que señalan que el mayor porcentaje (40-50%) se sitúan en la etapa del proyecto-cálculo, decreciendo a medida que se avanza en las etapas del proceso constructivo.

Por su parte, la manifestación de los daños más importantes son las fisuras, desconchones, roturas parciales, disgregaciones, etc. La formación de fisuras en el hormigón, después del endurecimiento, se originan por acciones químicas, acciones físicas y otras acciones. Dentro de cada una de éstas se englobarían los siguientes tipos de deterioros:

- Acciones químicas: Degradación de la pasta de cemento por ácidos, degradación por formación de sales expansivas (reacción árido-álcali y ataque por sulfatos, entre otras) y degradación por reacción con cationes.
- Acciones físicas: Ataques por ciclos hielo-deshielo, degradación por altas velocidades de agua (erosión por abrasión, por cavitación, daños por impacto) y acciones térmicas debidas al calor del fraguado del cemento.
- Otras acciones: Acciones de origen mecánico (peso propio, sobrecargas, impactos, etc.), acciones de origen biológico (hongos, bacterias, líquenes, plantas y raíces) y deformaciones impuestas (descensos de apoyos, deformaciones reológicas, etc.)

Dentro de estas acciones las relacionadas con procesos expansivos más significativas serían las acciones de origen químico, especialmente la reacción árido-álcali y el ataque por sulfatos, y el ataque por ciclos de hielo-deshielo.

2 DETERIORO DEL HORMIGÓN POR PROCESOS EXPANSIVOS

Los daños producidos en el hormigón debido a procesos expansivos está influido directamente por la microestructura de éste y el contenido y distribución de la red porosa, así como por la presencia de agua y la concentración de iones en la fase líquida del hormigón.

2.1 Influencia de la microestructura del hormigón en el desarrollo de las reacciones expansivas

El comportamiento del hormigón con relación a las acciones agresivas está condicionado por el transporte de sustancias en el interior de la fase porosa. Los parámetros más importantes relativos al transporte de sustancias en el interior de los poros son la porosidad fundamental y la distribución del tamaño de poros.

La porosidad fundamental corresponde a los poros interconectados y representa el máximo contenido reversible en agua, en el caso de la pasta de cemento es del orden de un 20% o un 30%. Esta porosidad está relacionada con el transporte de líquidos, gases y el intercambio de sustancias disueltas.

Por su parte, la distribución del tamaño de los poros está relacionado fundamentalmente con el tipo y velocidad de los mecanismos de transporte y de fijación en relación con el agua. El rango del tamaño de poros comprende varios ordenes de magnitud en la pasta de cemento, pudiendo clasificarse en poros de compactación, poros de aire ocluido, poros capilares y poros de gel.

El tamaño de las distintas clases de poros está comprendido entre 10^{-2} y 10^{-10} m, y se clasifican como macro poros (aproximadamente entre 10^{-1} y 10^{-5}), poros capilares (aproximadamente entre 10^{-4} y 10^{-8}) y micro poros (aproximadamente entre 10^{-7} y 10^{-10}). De estos los relacionados más directamente con la durabilidad y comportamiento frente a los agresivos son los poros capilares y los macro poros.

2.2 Manifestación externa de daño debido a procesos de reacción árido-álcali, ataque por sulfatos y ataque por hielo-deshielo

La manifestación externa del desarrollo de las reacciones expansivas es siempre la formación de fisuras y/o la pérdida de material asociada con estos procesos expansivos. Sin embargo, otros procesos de deterioro se manifiestan igualmente con la aparición de fisuras o la pérdida de material, algunos de estos deterioros son debidos a: la corrosión de armaduras, la retracción por secado, la contracción térmica, la lixiviación, etc.

Las manifestaciones externas del daño, asociado con la reacción árido-álcali, el ataque por sulfatos y el ataque por hielo-deshielo, presentan las siguientes características:

Reacción árido-álcali: La fisuración característica, asociada con el desarrollo de la reacción árido-álcali, es la formación en la superficie de una fisuración ramificada, denominada como “mapa de fisuras”. Este tipo de fisuración es característica de las reacciones expansivas de carácter interno del hormigón, que producen tensiones internas sin dirección preferencial. También es característica de la reacción árido-álcali, la presencia de fisuras con exudaciones de aspecto gelatinoso y la decoloración en torno a las fisuras, debido a la salida por estas fisuras de parte de los productos de reacción tipo gel altamente alcalinos. Así mismo, puede aparecer en estos procesos la pérdida de material, generalmente en forma de lascas, que se produce por el debilitamiento de las interfases árido-pasta y la fisuración en la pasta cementante y en los áridos.

Ataque por sulfatos: De forma similar a lo que puede observarse en los procesos de reacción árido-álcali, en el ataque por sulfatos aparece como manifestación externa del daño fundamentalmente una fisuración ramificada o la pérdida de material en las superficies de las estructuras afectadas por ésta reacción. En los procesos de ataque por sulfatos se produce una formación de fisuras en la pasta cementante inducida por el desarrollo de reacciones expansivas y la cristalización de ettringita tanto en las fisuras de la pasta cementante, como en las interfases árido-pasta; en este último caso se produce un debilitamiento de estas interfases. En el ataque externo por sulfatos generalmente se producen cristalizaciones de ettringita o yeso en bandas paralelas a la superficie expuesta y una delaminación de estas superficies.

Ataque por hielo-deshielo: En este tipo de ataques se pueden observar dos tipos diferentes de manifestación externa de daño: descamación superficial o daño interno con desagregación de toda la masa del hormigón. En el primer caso se produce una microfisuración de la matriz cementante debido a la expansión del hielo en zonas próximas a la superficie, con roturas locales del hormigón; mientras que en

el segundo caso se produce una microfisuración generalizada de la pasta con una destrucción masiva del hormigón afectado por este proceso.

Los dos tipos de deterioro, descamación superficial o daño interno, pueden ser inducidos a su vez por los ciclos de hielo-deshielo o las temperaturas menores de 0°C en presencia de sales de deshielo. En ambos casos los mecanismos son parecidos, si bien se considera que el hormigón muy húmedo, sometido a la acción del hielo, incluso conteniendo agua salada en los poros, pero sin agua salada o pura en el exterior en contacto con la superficie, raramente produce una descamación superficial sino más a menudo un daño interno. Por su parte, el hormigón sometido a la acción del hielo, en presencia de una disolución salina en el exterior raramente produce daño interno, sino descamación superficial.

3 PROCESOS EXPANSIVOS DEBIDOS A LA REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI, EL ATAQUE POR SULFATOS Y EL ATAQUE POR HIELO-DESHIELO

El deterioro por estos procesos expansivos está basado en determinadas reacciones químicas y procesos físico-químicos que se producen en el interior del hormigón que determinan el comportamiento del hormigón en determinadas condiciones. Por tanto, estos procesos de deterioro están influidos por diversos factores que hacen que produzcan un deterioro más o menos severo en la estructura afectada.

3.1 Mecanismos de deterioro

El mecanismo de deterioro de la reacción árido-álcali, el ataque por sulfatos y el ataque por hielo-deshielo está basado en los siguientes procesos:

Reacción árido-álcali: Dentro de la denominación de reacción árido-álcali se engloban diversas reacciones que se clasifican de acuerdo con el tipo de árido que interviene y el mecanismo de reacción que se produce. En cuanto a la clasificación de las distintas reacciones árido-álcali, podemos distinguir dos tipos generales: las reacciones que se producen entre los álcalis y los áridos de naturaleza silíceas y las reacciones que se producen entre los álcalis y los áridos de naturaleza dolomítica.

- Las reacciones que se producen entre los álcalis y los áridos de naturaleza silícea corresponden a la reacción denominada sílice-álcali y a la denominada silicato-álcali; encontrándose la diferencia entre el tipo de árido que interviene en la reacción. En el primer caso corresponden a áridos con sílice amorfa o reactiva (como el ópalo o la calcedonia) y en segundo caso corresponden a rocas silíceas con partículas de sílice reactiva que forman parte de estos áridos mixtos. El mecanismo de reacción es similar en ambos casos si bien en la reacción silicato-álcali el proceso es más lento, ya que es más difícil acceder al material reactivo. Básicamente el proceso de reacción consiste en un ataque al óxido de silicio por los álcalis presentes en el hormigón para formar geles de silicato alcalino expansivos.
- La reacción que se produce entre los álcalis del hormigón y áridos de naturaleza dolomítica que forman parte, generalmente, de rocas calizas y se conoce como desdolomitización. Esquemáticamente la desdolomitización corresponde a una reacción entre disoluciones alcalinas y áridos de naturaleza dolomítica que produce la neoformación de brucita, $Mg(OH)_2$, y una regeneración de hidróxido alcalino, lo que puede dar lugar a la continuidad del proceso.

Ataque por sulfatos: Los mecanismos relacionados con el ataque por sulfatos corresponden a las reacciones de los sulfatos con los componentes del hormigón, la formación de ettringita y la acción del agua de mar sobre el hormigón.

- En el caso de la reacción de los sulfatos con los componentes del hormigón se produce una reacción entre los iones sulfato, en disolución acuosa, y los aluminatos cálcicos hidratados del clínker del cemento, o de otros orígenes (por ejemplo, adicciones a los cementos) formando un compuesto llamado ettringita. La ettringita (sal de CANDLOT) es una sal doble de trisulfato de cálcico aluminato tricálcico con 31-32 moléculas de agua ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$). Este compuesto es muy poco

soluble en agua y produce un gran aumento de volumen respecto a los compuestos de partida ($\approx 250\%$), por lo que tiene un importante efecto expansivo.

- Por otra parte, los iones sulfato, en disolución acuosa, pueden reaccionar con los iones de calcio presentes en el hormigón formando yeso secundario. El yeso secundario tiene una solubilidad en agua de 2,2 g/l a 0 °C y produce un aumento de volumen del 17,7 %; además puede formar ettringita con la consiguiente expansión.
- Los sulfatos pueden estar asociados con otros iones que, a su vez, pueden producir reacciones adversas en el hormigón dependiendo del ión presente y de su posible combinación en determinadas condiciones. Un caso particular de la combinación de acciones de distintos iones es el agua de mar en la que se combina la acción del sulfato magnésico, del cloruro sódico y del cloruro magnésico. Además en el agua de mar se produce una interacción en el hormigón por el efecto del CO₂ disuelto, los agentes biológicos y los agentes físicos.
- Por último, con relación a la formación de ettringita hay que señalar, como caso particular, la formación de ettringita diferida. Este fenómeno se asocia con el curado a temperaturas superiores a 65 °C, a partir de la que se produce una disolución de la ettringita primaria formada durante la hidratación del cemento. Posteriormente se produce la reformación de ettringita diferida que provoca una expansión en la pasta, formándose huecos alrededor de los áridos con un espesor proporcional al tamaño del árido. Por último, puede aparecer una recristalización de ettringita secundaria en huecos, grietas, fisuras o poros.

Ataque por hielo-deshielo: No existe un acuerdo sobre el mecanismo de deterioro debido a la acción del hielo. Sin embargo, si está clara la influencia de la naturaleza porosa del hormigón, ya que el agua aumenta un 9% su volumen cuando se convierte en hielo. Cuando la temperatura desciende y el agua se solidifica, el aumento de volumen producido no puede ser asumido por el material, cuya resistencia a tracción es superada y las grietas aparecen para liberar las tensiones producidas.

Los mecanismos principales que explican el deterioro por hielo-deshielo corresponden a la presión osmótica y la presión hidráulica en la red porosa de los materiales.

- La energía adicional de la superficie del poro provoca una reducción de la energía potencial del agua en el interior de los poros, y por tanto una disminución del punto de congelación.
- En los hormigones existe una gran variedad de tamaños de radio de poro en la pasta de cemento, solo aproximadamente un tercio de éstos se congela a -30°C y al rededor de dos tercios a -60°C , permaneciendo una película de agua líquida en la superficie del poro incluso después de helarse el resto.
- Si las condiciones ambientales y el grado de saturación del hormigón lo permiten puede producirse una importante evaporación de agua, en el paso del estado líquido al estado sólido del agua. Este fenómeno no puede producirse si el hormigón no está completamente saturado. De hecho no todos los poros están saturados de agua, por los que los poros de gel son prácticamente no helables, mientras que los poros de aire no llegan a saturarse. También, como consecuencia de la energía superficial, se produce una disminución de la presión hidráulica que se desarrolla en los poros de menor tamaño, produciéndose una difusión del agua líquida desde los poros más pequeños a los de mayor diámetro.

3.2 Factores que influyen en el desarrollo de los procesos expansivos

Los procesos expansivos del hormigón del tipo de la reacción árido-álcali, del ataque por sulfatos y del ataque por hielo-deshielo, están influidos por distintos factores que determinan la agresión final del proceso. A continuación se indican algunos de los factores más influyentes en el desarrollo de los distintos procesos expansivos analizados.

Reacción árido-álcali: Los factores que influyen en el desarrollo de esta reacción están relacionados fundamentalmente por los distintos componentes del hormigón y por las condiciones ambientales a que está sometida la estructura. Estos factores son:

- Contenido de álcalis del cemento: Si bien el porcentaje de álcalis presentes en el hormigón es pequeño, la influencia de estos en el desarrollo de la reacción es muy significativa, debido a lo cual cuando existe riesgo de producirse la reacción árido-álcali se limita el contenido de álcalis del cemento al 0,6% de Na_2O equivalente. Por otra parte, hay que considerar también los álcalis procedentes de otros orígenes, como áridos, adiciones o el agua de amasado.
- Composición del agua de amasado: El agua de amasado puede ser también la causa de expansiones alcalinas, cuando, por ejemplo, se emplee para ello agua de mar o aguas subterráneas alcalinas; debido a esto, es conveniente analizar el agua, especialmente en los casos en los que se presuponga una reactividad potencial a los áridos.
- Contenido y tamaño de áridos con capacidad de reacción: Para que se produzca este tipo de reacción es necesario que los áridos tengan sílice reactiva o dolomita. Con relación a los minerales y rocas silíceas con capacidad de reacción, cada vez más son las consideradas como tales por tener inclusiones de material reactivo, si bien la reacción se dilata en el tiempo. Tradicionalmente los áridos reactivos se consideraban principalmente el ópalo y el sílex, y las calizas dolomíticas. También el tamaño de los áridos reactivos es muy importante, ya que partículas grandes de áridos reactivos pueden producir tensiones locales muy importantes y expansiones localizadas que conlleven una importante degradación del hormigón circundante; mientras que otros de pequeño tamaño y homogéneamente distribuidos en el hormigón pueden producir pequeñas expansiones deslocalizadas que no conlleven una degradación significativa.
- Presencia de humedad: Todas las reacciones de los áridos con los álcalis necesitan el agua como vehículo de reacción, por lo que son especialmente sensibles a esta reacción las obras hidráulicas, las partes de hormigón en contacto con terrenos húmedos o en atmósferas húmedas, así como las construcciones expuestas a la lluvia. La falta de agua limita la reacción, aún cuando se hayan empleado cementos con relativamente alto contenido en alcalinos y áridos capaces de reaccionar. En este sentido es también importante la cantidad de agua de amasado y la posibilidad de existencia de ciclos de humedad-secado. Los ciclos de humedad-secado pueden ser muy agresivos para el hormigón, ya que en los periodos de secado se produce una concentración superficial de álcalis debido a la evaporación de agua, y, con un nuevo aporte de humedad, esta zona rica en álcalis es mucho más susceptible de sufrir problemas de reacción árido-álcali.
- La edad del hormigón: La fisuración de un hormigón por efecto de la reacción árido-álcali, puede aparecer en pocos meses o en varias decenas de años. Esta reacción puede llegar a considerarse como un fenómeno muy lento y prácticamente inofensivo si no existe imbibición de agua en las interfases árido-pasta. Ahora bien, si por cualquier causa hay suficiente agua disponible en estas zonas la reacción puede desencadenarse hasta llevar a la total destrucción de la estructura.
- Temperaturas elevadas: Esta reacción está favorecida por las temperaturas elevadas que la activan, por lo que hay que tener especial precaución con cementos de fraguado rápido con elevado calor de hidratación y con el curado del hormigón con vapor y altas temperaturas; siendo conveniente limitar la temperatura de curado del hormigón.
- Condiciones medioambientales: Según lo descrito anteriormente las condiciones medioambientales generales de la estructura de hormigón es uno de los factores más influyentes en el desarrollo de la reacción árido-álcali; especialmente en lo referente a la humedad relativa (por debajo del 75% se considera que el hormigón está seco), los ciclos de humedad y secado, ambiente saturados de humedad, la humedad exterior con sales, etc.

Ataque por sulfatos: En este tipo de alteración del hormigón influye principalmente la composición del cemento y las condiciones en la que están las estructuras que pueden verse afectadas, siendo los factores más importantes los siguientes:

- Tipo de cemento: El tipo de cemento es fundamental en el ataque por sulfatos y la formación de ettringita, debido fundamentalmente a la presencia de aluminato tricálcico (C3A) y el ferrito-

aluminato tetracálcico (C₄AF), que pueden combinarse con sulfatos para formar yeso secundario o ettringita. En este sentido, la *Instrucción para la recepción de cemento (RC-03)* indica las características, en cuanto a composición de aluminatos, que deben tener los cementos resistentes a sulfatos. Se limita el contenido en C₃A% ($\leq 5,0$ para cementos Tipo I, $\leq 6,0$ para cementos Tipo II y $\leq 8,0$ para cementos Tipo III/A) y el contenido en C₃A% + C₄AF% ($\leq 22,0$ para cementos Tipo I y Tipo II, $\leq 25,0$ para cementos Tipo III/A), mientras que los cementos Tipo III/B y III/C lo son siempre.

- Aguas agresivas: Uno de los factores que más influyen en el desarrollo de este ataque es la presencia de aguas agresivas con un elevado contenido en sulfatos, bien por su propia composición o por el aporte de sulfatos procedentes de vertidos o por que el agua discurra por terrenos sulfurosos. En la EHE se recoge una limitación de sulfatos en el agua de amasado de ≤ 1 g/l ó ≤ 5 g/l (para cementos SR). Así mismo, se recoge la consideración de agresividad química respecto a los sulfatos: 200-600mg SO₄⁼/l, 600-3.000mg SO₄⁼/l y <3.000mg SO₄⁼/l, como ataque débil, medio o fuerte.
- Humedad: Igual que en la reacción árido-álcali, en el caso del ataque por sulfatos y la formación de ettringita es necesaria la presencia de agua para su desarrollo. Así mismo, la existencia de ciclos humedad-secado pueden favorecer la cristalización localizada de yeso secundario o de ettringita produciendo grandes tensiones y la consiguiente degradación asociada.
- Condiciones medioambientales: En general las condiciones en que se encuentra la estructura son importantes en el ataque por sulfatos o la formación de ettringita, especialmente en lo relativo a la humedad, los ciclos de humedad-secado, la presencia de aguas o terrenos agresivos, etc.

Ataque por hielo-deshielo: Los principales factores que afectan al desarrollo de los ataques de hielo-deshielo, algunos de estos factores son los siguientes:

- Grado de saturación crítico: El valor límite de contenido de agua que puede producir deterioro es función del grado de saturación existente en el material, con lo que cuanto más agua se encuentra en la fase porosa del hormigón mayor es el riesgo de deterioro. Por otra parte, debido a la práctica irreversibilidad de los procesos de difusión del agua durante la congelación, la saturación de los poros de mayor diámetro se incrementa con el número de sucesivos ciclos de hielo-deshielo.
- Efecto del aire ocluido: Los poros procedentes del aire ocluido se consideran prácticamente estancos y pueden no saturarse incluso cuando el hormigón está saturado. Sin embargo, el proceso de difusión del agua en la red porosa durante la congelación hace que ésta pueda llegar hasta ellos, convirtiéndolos en cavidades de expansión. La separación entre los poros de aire ocluido debe ser tal que asegure su eficacia, teniendo que ser menor cuanto más severas sean las condiciones.
- Dosificación del hormigón: En lo que se refiere a la dosificación es importante, además del aire ocluido, la relación agua/cemento y la cantidad de cemento, encontrándose una relación directa entre una menor relación agua/cemento y una mayor cantidad de cemento, y una mejora del comportamiento frente a las heladas. También se considera que grandes cantidades de adiciones pueden influir desfavorablemente en la resistencia del hormigón.
- Influencia de los áridos: Generalmente los áridos no son resistentes a la helada, en presencia de humedad absorben agua y durante el proceso de congelación se produce una expansión con una fisuración asociada y una destrucción en la pasta de cemento circundante.
- Condiciones medioambientales: Estas condiciones son determinantes en el comportamiento del hormigón frente a la acción del hielo. La desecación, aunque ésta sea ligera, antes de una helada asegura una mejor resistencia; independientemente de la relación agua/cemento y del contenido del aire ocluido.
- Edad del hormigón: El paso del tiempo en el hormigón produce un aumento de la resistencia del mismo y una modificación de la red porosa, estas modificaciones actúan aumentando la resistencia del hormigón frente a las heladas. Los hormigones a edades tempranas presentan una baja resistencia a las heladas, ya que la cantidad de agua presente durante las primeras edades de hidratación es muy elevada, lo que limita el espacio para la expansión.

- Efecto de las sales de deshielo: Dos son los efectos que inducen la presencia de sales durante las heladas: en primer lugar la modificación del punto de congelación y, en segundo lugar, el cambio en la difusividad del agua por la presencia de sales. La aplicación de agentes de deshielo en la superficie del hormigón puede producir la aparición de fisuras en las capas exteriores de éste. También se modifica el comportamiento del agua en la red porosa del hormigón, debido a la penetración de los agentes de deshielo desde el exterior. La variación de temperaturas y el cambio de contenido en agentes de deshielo con la profundidad del hormigón, produce que la congelación se alcance en momentos distintos en diferentes zonas, lo que induce una descamación superficial del mismo. Se considera que la acción de las heladas en presencia de sales de deshielo es más severa que en el caso de no existir éstas.

4 SISTEMAS Y MÉTODOS DE ENSAYOS PARA LA PREVENCIÓN DE DEL DAÑO POR REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI, ATAQUE POR SULFATOS Y ATAQUE POR HIELO-DESHIELO

No siempre es fácil analizar los materiales y componentes que forman parte del hormigón con el fin de prevenir la posible aparición de daños posteriores. En todos los casos los métodos de ensayo para la prevención de la aparición de una determinada alteración están basados en los factores que influyen en ésta. En el caso de la reacción árido-álcali, del ataque por sulfatos y del ataque por hielo-deshielo los métodos de ensayo toman en consideración los factores determinantes de estas alteraciones dentro de su procedimiento operatorio, así como en los criterios de evaluación.

A continuación se recogen los métodos más habituales para la prevención de la aparición de la reacción árido-álcali, del ataque por sulfatos y del ataque por hielo-deshielo.

Reacción árido-álcali: La principal vía para la prevención del desarrollo de la reacción árido-álcali es la caracterización de los áridos antes de su utilización en el hormigón con el fin de analizar su potencial reactividad frente a los álcalis. Sin embargo, no es sencillo definir ensayos que consigan evaluar adecuadamente la reactividad de los áridos, debido fundamentalmente a la gran influencia que tienen las condiciones medioambientales, en las que se encuentra el hormigón, en el desarrollo de la misma. Otro factor muy importante es el tiempo que tarda en manifestarse un deterioro significativo asociado con estas reacciones. Estos factores hacen que los ensayos tengan que utilizar condiciones muy agresivas o tiempos muy elevados.

No existe un solo ensayo que pueda considerarse suficientemente adecuado para la prevención de la reacción árido-álcali. La mayor parte de los países afectados por este tipo de daños, incluida la *Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-99)*, establecen un procedimiento de análisis basado en diferentes ensayos, que son los siguientes:

❑ CARACTERIZACIÓN PETROGRÁFICA DE LOS ÁRIDOS.

Mediante el análisis petrográfico de los áridos pueden caracterizarse éstos e identificarse la presencia de material reactivo bien de forma general o bien como inclusiones en el interior de rocas mixtas. También se puede analizar la presencia de fases amorfas o cristalizaciones más o menos deformadas y alteradas, que tendrían más facilidad de reacción en contacto con los álcalis.

❑ ENSAYO ACELERADO DE BARRAS DE MORTERO.

Este método es aplicable solamente al caso de áridos de naturaleza silíceos, y está basado en la Norma ASTM C 1260.

En el caso de la EHE se establecen dos procedimientos de ensayo alternativos, uno correspondiente al método químico y otro a la expansión de barras de mortero:

- "Determinación de la reactividad álcali-árido" (UNE 146-507 EX). Parte 1 y Parte 2.

Este método de ensayo, y en general todos los métodos químicos, han sido bastante discutidos debido a que no siempre se encuentra una adecuada correlación entre los resultados obtenidos y el comportamiento de los áridos en las estructuras. Está basado en la solubilidad de la sílice y otros componentes de los áridos en distintos periodos de tiempo, después de ser sometidos a la acción de una disolución alcalina en un autoclave y con temperatura elevada.

- "Determinación de la reactividad sílice-álcali de los áridos. Método acelerado en probetas de mortero" (UNE 146-508EX), basado en la Norma ASTM C 1260.

Este método de ensayo es uno de los más utilizados en la caracterización de áridos de naturaleza silícica, ya que si bien somete a las probetas a unas condiciones bastante agresivas, se obtienen realizadas bastante fiables en un periodo razonable de tiempo (14 o 28 días). Está basado en la medida de la expansión en barras de mortero de 2,5x2,5x28,6 cm sometidas a una disolución 1N de NaOH a 80°C; considerándose los áridos como potencialmente reactivo cuando superan una expansión del 0,2%.

- Por último, cuando es necesaria más información o son áridos de naturaleza dolomítica, se aplica el ensayo de prismas de micro-hormigón, basado en la Norma Canadiense A23.2-14 A.

Un ensayo similar a éste es el que recoge la *Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-99)*, donde la correspondiente Norma está basada en el método Canadiense indicado anteriormente.

- "Determinación de la reactividad potencial de los áridos con los álcalinos. Método de los prismas de hormigón" (UNE 146-509EX).

La ventaja de este método con relación a los indicados anteriormente es que permite analizar diferentes mezclas de áridos, cementos, adiciones, etc.; así como áridos silícicos y áridos dolomíticos. Sin embargo, su principal inconveniente es que su duración es de un año. Este método está basado en el análisis de la expansión de prismas de micro-hormigón de dimensiones 7x7x28,6 cm, sometidos a una temperatura de 40°C y 100% de humedad relativa, habiendo fabricado los micro-hormigones con una cantidad de álcalis tal que correspondiese a un cemento con 1,25% de Na₂O equivalente. El límite para considerar el árido como potencialmente reactivo corresponde a una expansión del 0,04% en un año de ensayo.

Ataque por sulfatos: En el caso del ataque por sulfatos no se ha desarrollado una normativa tan clara como en la reacción árido-álcali, no existiendo normas, europeas o españolas, específicas para la prevención de este tipo de daño, a excepción de las referidas a la propia composición del cemento a utilizar, como se ha indicado anteriormente. Sin embargo, existen algunos métodos clásicos basados en procedimientos de ensayo bien contrastados y ampliamente utilizados, que permiten el análisis de un determinado cemento y su evaluación frente a la acción de un posible medio agresivo. Alguno de los métodos más importantes se recogen a continuación:

- Método de prismas de mortero, según la Norma ASTM C 452. Básicamente este método consiste en el análisis de la expansión sufrida por probetas de mortero, de dimensiones 2,5x2,5x28,5 cm, fabricadas con una mezcla de cemento y yeso, de tal manera que ésta contenga un 7% en masa de SO₃. El mortero se fabrica con una relación agua/cemento de 0,48 y una relación árido/cemento + yeso de 2,75; después del curado inicial, las probetas se mantienen bajo agua 24 días midiéndose periódicamente el incremento de longitud. El límite para considerar el cemento como resistente a sulfatos es de 0,01% con tres probetas, 0,011% con cuatro probetas y 0,012% con cinco o más probetas.
- Método de "Le Chatelier Anstett": Este método analiza el incremento de volumen y degradación de tortas de pasta de cemento hidratado de dimensiones de 8cm de diámetro por 3cm de altura. Esquemáticamente el método consiste en fabricar una pasta de cemento con relación agua/cemento de 0,5 que, 24 horas de curado con 100% de humedad relativa, se disgrega y se deja en agua 15-20 días; fabricándose después con este material molido las tortas de pastas con una relación 2:1 de pasta de cemento hidratada:sulfato cálcico y con un 6-8% de agua destilada. También se fabrica una

torta de referencia sustituyendo el sulfato cálcico por arena estándar molida a la misma finura que la pasta de cemento, antes de iniciar el ensayo estas tortas se prensan a 20kg/cm^2 durante 1 minuto. Posteriormente se mantienen en contacto con un papel humedecido permanentemente durante 90 días, midiéndose periódicamente el diámetro. El límite establecido para el incremento de diámetro es del 1,25%. También, en el caso de cementos no resistentes a sulfatos, se puede ir observando el visible deterioro de las probetas con aparición de fisuras o grietas, e incluso destrucción de las mismas.

- ❑ Método de “Koch y Steinegger”: La diferencia básica entre este método y los otros descritos es que en éste no se incorporan sulfatos a la pasta de cemento, sino que las probetas una vez fabricadas y curadas se someten a la acción de aguas potencialmente agresivas, que pueden contener solo sulfatos u además otros iones en disolución, como puede ser el agua de mar. Tras los días de ensayo en contacto con los agresivos las probetas ensayadas y las de referencia se rompen a flexotracción observándose la posible disminución de éstas. Las probetas de ensayo son microprismas con unas dimensiones de $1\times 1\times 6$ cm. Se fabrica un mortero con arena estándar, con una relación agua/cemento de 0,5 y una relación árido:cemento de 3:1. Las probetas, después de curadas 24 o 48 horas, se mantienen colgadas en un recipiente con agua destilada durante 21 días, después de estos 21 días, los distintos grupos de probetas, excepto las de referencia, son trasladadas a un recipiente similar que contenga la disolución agresiva. Esta disolución agresiva puede ser SO_4Na_2 al 4,4% u otra disolución agresiva que se considere interesante analizar; las probetas se mantienen en estas condiciones por un periodo de 56-90 días. Finalmente se determina la resistencia a flexión de las probetas sometidas a la disolución agresiva y de las de referencia (mantenidas el mismo tiempo en agua destilada). El límite establecido para considerar el cemento resistente a sulfatos es que el cociente resistencia a flexión de probetas en medio agresivo/resistencia a flexión de probetas es agua destilada sea mayor o igual a 0,7.

Ataque por hielo-deshielo: Existen diversas Normas y métodos de ensayo desarrollados con el fin de evaluar la determinación de la resistencia del hormigón frente a los ciclos de hielo-deshielo. Estos métodos de ensayo utilizan los diferentes factores que influyen en el desarrollo de estos ataques con el fin de determinar la posible resistencia frente a la acción de las heladas. Sin embargo, se considera que no es posible una extrapolación directa entre el comportamiento de un material sometido a un ensayo estándar y el comportamiento de un material similar en las condiciones reales de la estructura.

Por otra parte, en los métodos de ensayo para la determinación de la resistencia frente a los ciclos de hielo-deshielo hay que tener en cuenta la evaluación del daño en el sentido de analizar la degradación superficial del hormigón o el posible daño interno producido en este.

A continuación se recogen, resumidamente, algunos de los métodos para la evaluación del comportamiento frente a los ciclos de hielo-deshielo, como son los siguientes:

- ❑ Método de ensayo estándar para la resistencia del hormigón al hielo-deshielo, Norma ASTM C 666-92. En este método se analizan testigos o prismas de hormigón con dimensiones comprendidas entre 7,6-12,7cm de ancho por 27,9-40,6cm de largo, que se curan a 100% de humedad relativa durante 24 horas y se mantienen en agua, saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, hasta el inicio del ensayo. Después de 14 días se someten las probetas a 300 ciclos de hielo-deshielo en agua desmineralizada. El ciclo se realiza entre $4,4^\circ\text{C}$ y $-17,8^\circ\text{C}$, bajando de $4,4^\circ\text{C}$ a $-17,8^\circ\text{C}$ y subiendo seguidamente a $4,4^\circ\text{C}$ en no menos de 2 horas y no más de 5 horas. Con el fin de evaluar el daño interno producido por efecto de los ciclos de hielo-deshielo se mide periódicamente el módulo dinámico de elasticidad y la variación de longitud. Se considera que el hormigón está dañado cuando el módulo elástico alcanza un 60% o hay una expansión mayor del 0,10%.
- ❑ Durabilidad del hormigón. Determinación de la resistencia frente a ciclos de hielo-deshielo, borrador de la Norma UNE 83983:00. Se fabrican cubos de hormigón de $15\times 15\text{cm}$, curándose 24 horas con protección de plástico, y posteriormente se cortan a dimensiones $15\times 15\times 50\text{cm}$. Se mantienen 6 días en agua y 21 días en cámara a 20°C y 100% de humedad relativa, después de este acondicionamiento se sellan todas sus caras menos la de ensayo. A la edad de 31 días se someten las probetas a 56 ciclos de hielo-deshielo, bien en agua desmineralizada o bien en solución descongelante (97% agua más 3% ClNa); la temperatura de los ciclos varía de 20°C a -20°C , con una velocidad de enfriamiento de 10°C/h y una duración de 24 horas por ciclo. Periódicamente se calcula la pérdida de peso por

descascarillado y se evalúa el comportamiento frente a los ciclos de hielo-deshielo en función del aspecto de deterioro de las probetas ensayadas.

- Ensayo de hormigón endurecido – Resistencia al hielo-deshielo – Descamación, Proyecto de Norma Europea PrENV 12390-9 de febrero de 2003. En método de ensayo descrito en esta pre-norma es bastante similar al del borrador de la Norma UNE 83983:00, si bien se analizan más parámetros con el fin de determinar el posible daño por hielo-deshielo, y se establecen unos criterios de calificación más claros que en el caso anterior. La forma de fabricación, acondicionamiento y ensayo de las probetas es similar al indicado para el borrador de la Norma UNE 83930:00; así como el número total de ciclos y las características de éstos. Durante el ensayo se mide periódicamente el módulo dinámico de elasticidad y el cambio de longitud. El criterio de evaluación del daño producido por los ciclos de hielo-deshielo es el siguiente: Daño interno por modificación del módulo dinámico de elasticidad (>90% ligero, 90%-60% medio/ligeramente extendido, <60% extendido al total) y daño asociado con el cambio de longitud (<0,03% no deteriorado, 0,03-0,1 posiblemente deteriorado, 0,1-0,2 deteriorado, >0,2 severamente deteriorado).

5 ACTUACIONES EN ESTRUCTURAS AFECTADAS POR REACCIÓN ÁRIDO-ÁLCALI, ATAQUE POR SULFATOS Y ATAQUE POR HIELO-DESHIELO

Las actuaciones en estructuras afectadas por reacciones expansivas no son siempre fáciles o suficientemente eficaces. Sin embargo, existen algunos criterios generales aplicables preferencialmente a cada uno de los procesos de degradación. Algunas de las soluciones de intervención para la reacción árido-álcali, ataque por sulfatos y ataque por hielo-deshielo son las siguientes:

Reacción árido-álcali: El problema de la reacción árido-álcali tiene muy mala solución cuando se presenta en el hormigón y máxime cuando la estructura afectada está en contacto con el agua. De todas formas, cualquier solución que evite este contacto y mantenga al hormigón seco y no sometido a altas temperaturas puede ser muy positiva.

En este sentido se pueden realizar protecciones a base de una o varias capas de mortero de resinas con acabados de pinturas de color claro para darle poder reflectante y reducir el calentamiento. También, se ha recurrido al aislamiento de la humedad por medio de geomembranas de polietileno soldadas. En otras ocasiones ha dado un resultado aceptable el recubrimiento del hormigón que tiene áridos reactivos por medio de una capa suficientemente gruesa de hormigón proyectado muy compacto y hecho con áridos no reactivos.

Ataque por sulfatos: La técnica empleada en la reparación de estructuras afectadas por ataque por sulfatos ha consistido generalmente en la eliminación del hormigón dañado y en su sustitución por otro con un cemento adecuado para el grado de agresividad de los sulfatos del medio que estaba en contacto con el hormigón original.

Previamente al inicio de las obras de reparación de daños es conveniente eliminar la humedad del terreno circundante con el fin de reducir la agresividad, esto puede conseguirse generalmente mediante la creación de una red de drenaje eficaz.

En los trabajos de reparación puede emplearse un hormigón convencional en el que el cemento sea adecuado a la agresividad del medio. Por último, en el caso en el que no pueda ser sustituido el hormigón dañado, se han empleado diversas técnicas, tales como: realización de galerías de drenaje, realización de pantallas con mortero epoxi y otros.

Ataque por hielo-deshielo: Los materiales y técnicas de reparación empleados pueden variar, en función, principalmente de las características geométricas de la zona dañada (lineal o superficial, pequeño o gran espesor, pequeña o gran superficie). Dentro de las posibles soluciones pueden señalarse: sellado, impermeabilización.

El sellado vendría justificado en zonas dañadas de tipo lineal (por ejemplo junta de hormigonado). En su realización, tras una correcta reparación de la superficie se procede a la ejecución del mismo en una o más capas. La impermeabilización puede ser una solución en sí misma o acompañada de una inyección de lechada de cemento, cuando el hormigón presenta una alta permeabilidad. Estas actuaciones pueden plantearse de forma complementaria entre ellas, teniendo presente en cualquier caso, los condicionantes externos para realizar la reparación.

Por último, hay que indicar las peculiaridades de la aplicación de hormigón proyectado para reparación de obras dañadas por esta causa. El hormigón proyectado resulta, en general, un material más poroso y en consecuencia, más permeable que un hormigón puesto en obra y compactado con medios convencionales. Todo ello, indica la inconveniencia del empleo en este caso sino se dispone de una protección adecuada del mismo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguado, A., Agulló, L., Fernández-Cánovas, M y Salla, J.M. *Diagnóstico de daños y reparación de obras hidráulicas de hormigón*. Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid (1996).
2. Grupo Español del Hormigón. *Durabilidad de Estructuras de Hormigón, Guía de Diseño C.E.B.* Ed. GEHO-CEB. Madrid (1993).
3. Metha, P.K. *Concrete: structure properties and materials*, Edt. Prentice Hall, Inc., USA (1986) 129-132.
4. Menéndez, E. *Deterioro de materiales artificiales I. Reacción álcali-árido*. La humedad como patología frecuente en la edificación. Ed. Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid . (1993). M.3.705-1993.
5. Menéndez, E. *Durabilidad del hormigón: Reacción álcali-árido*. Características y durabilidad de conglomerantes hidráulicos. XIII Curso de Estudios Mayores de la Construcción. CEMCO 1995.
6. Andrade, C. *Resistencia del hormigón a las heladas*. Curso de degradación de materiales de construcción. Fundación Instituto de la Construcción. Barcelona 1997.
7. Faggerlund, G. *Grado crítico de saturación: una herramienta para la estimación de la resistencia al hielo de los materiales de construcción*. Matériaux et Construction. RILEM, vol. 4 nº 23, pp. 2771-285 (1971).

8. Hobbs, D.W. *Alkali-silica reaction in concrete*. Ed. Thomas Telford, London (England), 1988.
9. ACI Manual of Concrete Practice. Parte 1. *Guide to Durable Concrete*. ACI 201.2R-77,, 201.2R-1, 210.2R-37. 1991.
10. Plum, D.W., Poulsen, E., Idom, G.M. *Preliminary survey of alkali reaction in concrete*. Ingeniorum Int. Ed. Danemark, 2, 26-32. 1958.
11. Dent Glasser, L.S. and Kataoka, N. *The chemistry of alkali-aggregate reaction*. Cement and Concrete Research. Vol. 11, 1981, pp. 1-9.
12. Biczók, I. *Corrosión y protección del hormigón*. Ed. Urmo,, 274-281. 1972.
13. Poitevin, P. Regourd, M. Durabilité des béton: cas des granulats réactifs. Anuales I.T.B.T.P., 115,, 53-87. 1983.
14. Menéndez, E. Patología de los Materiales. Ataques por Agentes Químicos y Biológicos en el Hormigón de Cemento Pórtland. Curso sobre Patología de Hormigón. Instituto Técnico de la Construcción. Barcelona 1996.
15. Mullick, A.K. and Chandra, S. *Physico-chemical, biological and thermal degradation including environmental effects*. 9th International Congress on the Chemistry of Cement. New Delhi, India. 1992.
16. Gaspar Tebar, D. *Durabilidad del hormigón: Ataque por sulfatos*. Características y durabilidad de conglomerantes hidráulicos. XIII Curso de Estudios Mayores de la Construcción. CEMCO-95.
17. Powers, T.C. and Helmuth, R.A. Theory of volume changes in hardened Portland cement paste during freezing. Proc. Highway Res. Board nº 32 (1953).
18. Powers, T.C. *The air requirement of frost resistant concrete*. Proc. Highway Res. Board nº 29 (1949).
19. Rear, K. And Meinheit, D. F. *Alkali-Aggregate Reactivity. A Summary*. PCI Committee on Durability. PCI Journal. Nov-Dec. 1994.
20. Sagrera, J.L. *Ensayo Le Chatelier-Anstett*. Rev. Materiales de Construcción. Nº 140. Octubre- Noviembre-Diciembre 1970.
21. Koch, A and Steinegger, H. *Ein Schnellprüfverfahren für Zements auf ihr Verhalten bei Sulfatangriff*. Zement-Kalk-Gips. Nº 7/1960.

INTERACCIÓN DEL HORMIGÓN CON MEDIOS ACUOSOS. ENSAYOS DE LIXIVIACIÓN

Ana Hidalgo
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

Resumen

La interacción del hormigón con medios acuosos, puede causar serios daños en estructuras, además de provocar en algunos casos, un grave impacto medioambiental. Cuando un material de base cemento está en contacto con agua, ocurre una transferencia iónica entre el agua externa y la disolución de los poros del material. Esta transferencia modifica el equilibrio químico del medio y más en particular el de los hidratos. Las consecuencias de esta interacción y la predicción del comportamiento a largo plazo se estudia de acuerdo a distintos protocolos o ensayos de lixiviación.

1 Introducción

Lixiviación es el proceso por el cual componentes orgánicos o inorgánicos, son liberados de una fase sólida a una fase acuosa, y transportados. Cuando el material considerado entra en contacto con el agua, algunos de sus constituyentes se disolverán parcial o totalmente en ella creándose un extracto o lixiviado [1,2,3,4]. Un proceso de lixiviación puede ocurrir para casi cualquier material aplicado en suelo, en superficie, en contacto con aguas subterráneas, o agua de mar.

Para estimar los efectos medioambientales, los ensayos de lixiviación han probado ser una herramienta de caracterización indispensable. Por este motivo, muchos países han desarrollado ensayos de lixiviación; hasta el punto de que en algunos casos, el nivel de desarrollo de dichos ensayos es tan elevado, que la legislación está basada en ellos. Debido a la importancia de la lixiviación y su posible impacto medioambiental, en Europa se han creado más de 40 comités técnicos de materiales de la construcción, cada uno de ellos desarrollando su propio ensayo de lixiviación. En Holanda, por ejemplo, la utilización de materiales de la construcción, está regulada desde el punto de vista medioambiental, por el Decreto Holandés de Materiales de la Construcción [5], que está basado en los ensayos de lixiviación descritos en las normas NEN 7341, NEN 7343, NEN 7345 [6, 7, 8]. Sin embargo, otros países no utilizan ensayos de lixiviación [9, 10, 11]. Todos estos ensayos y aproximaciones hacia los materiales de la construcción, conduce a confusión. El Comité Europeo de Normalización CEN, a través de los grupos CEN/TC 351, CEN/TC 292, CEN/TC 51 y CEN/TC 104, comenzó a mitad de los noventa un proyecto de armonización, en el cual se están desarrollando nuevos ensayos europeos de lixiviación, parcialmente basados en los ya existentes, y que serán incluidos en la Directiva Europea de Productos de la Construcción [12]. Fruto de

este interés y con objeto de unificar criterios, comienza en diciembre de 2002 el proyecto HORIZONTAL financiado por la UE dentro del VI Programa Marco, del que surgirá la normativa europea de ensayos de lixiviación aplicables a una amplia gama de sólidos. A largo plazo, la legislación europea estará basada en estos ensayos [13, 14, 15].

2. Parámetros que afectan a la lixiviación

En general, cuando un sólido entra en contacto con un medio acuoso, el contenido total de un constituyente no es lo decisivo, sino su capacidad de ser incorporado a las aguas. La cantidad disponible de un elemento para ser lixiviado, bajo condiciones extremas (cantidad disponible o potencialmente lixiviable), es una información necesaria para poder predecir las cantidades máximas que se pueden lixiviar a largo plazo. Se habla en este caso del término “disponibilidad”, para indicar la concentración máxima lixiviable de un elemento. Para utilizar este parámetro de una manera correcta, es importante que las condiciones durante una prueba de disponibilidad sean acordes con la situación real.

La figura 1 ilustra las diferencias entre los conceptos de concentración total de un componente, cantidad potencialmente lixiviable de ese componente, y la evolución de la lixiviación con el tiempo. La concentración total de un componente no tiene una relación directa con el impacto medioambiental. La concentración potencialmente lixiviable de un componente, es lo que se lixiviaría en el peor de los casos, es decir en un caso extremo. La curva denominada comportamiento actual frente a la lixiviación, es función de las condiciones de exposición, y es acorde con cada situación real.

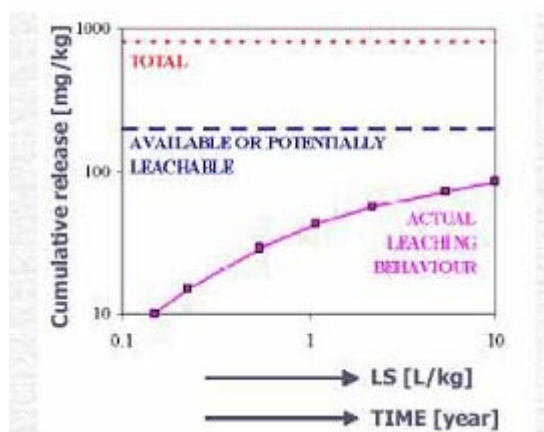


Figura 1. Lixiviación versus concentración total

Dependiendo de parámetros relevantes de un escenario, como por ejemplo el pH, la cantidad lixiviada puede estar órdenes de magnitud por debajo de la fracción potencialmente lixiviable; particularmente en los casos en los que se ha realizado un tratamiento para reducir el impacto medioambiental (vitrificación, solidificación / estabilización, etc). Por tanto, la concentración total, y, en menor extensión la concentración potencialmente lixiviable, no son limitantes necesariamente.

Los ensayos para evaluar el comportamiento frente a la lixiviación habrán de elegirse en función de las condiciones reales en las que el material ejerce su función (escenario). Dado que la reproducción exacta de los escenarios reales es muy complicada, se realizan ensayos de laboratorio en condiciones que se aproximen lo más posible a las reales.

Los parámetros intrínsecos al material que afectan a la lixiviación son:

- Equilibrio sólido-líquido como función del pH: solubilidad, adsorción, liberación, potencial redox, capacidad de neutralización ácida.
- Equilibrio sólido-líquido como función de la relación L/S: composición de la fase acuosa de los poros, efecto de la fuerza iónica, deslavado de especies.
- Velocidades de transferencia de masa: mecanismos de liberación (difusión, disolución superficial, disolución-difusión acopladas, procesos múltiples), velocidad de liberación.
- Propiedades físicas del material: forma física (polvo, granular, monolítica), contenido de humedad, porosidad, densidad, permeabilidad.

La figura 2 presenta los mecanismos de liberación de componentes en función de la forma física del material. En las figuras 3 y 4 se muestran los factores específicos del material y los factores externos (químicos y físicos) que influyen en la liberación de contaminantes de un material monolítico (figura 3) y un material granular (figura 4).

Las aguas, o agente lixiviante, pueden ser más o menos agresivas dependiendo de pH, naturaleza de las sustancias disueltas, temperatura, viscosidad, régimen de las mismas (aguas estancadas, aguas en circulación), etc. En cuanto a la composición del agua, la naturaleza de aniones y cationes, por ejemplo, determinará la disolución de los hidratos de una pasta de cemento, o la precipitación de sales como por ejemplo la etringita, que además puede tener un carácter expansivo. Centrándonos en el valor de pH, en general el agua ácida acelera la lixiviación de un hormigón, mientras que la alcalina, especialmente si contiene carbonatos, puede ser protectora.

El régimen de las aguas es también crucial para las velocidades de lixiviación. Las aguas estancadas (régimen estático), son mucho menos agresivas que las aguas en circulación, debido a que el gradiente de concentración en la superficie del hormigón será menor que cuando la circulación del agua permite la renovación continua del medio lixiviante fresco en la superficie del material. Finalmente, si hay un gradiente de presión y el agua puede circular a través del material, la profundidad de ataque será mucho mayor.

En cuanto al escenario, los parámetros clave a conocer son:

- Especificaciones geotécnicas de la aplicación y materiales utilizados en la misma.
- Origen de los materiales y procesamiento de los mismos.
- Hidrología de la aplicación.
- Propiedades intrínsecas al material que se va a aplicar.



Figura 2. Liberación de componentes en matrices monolíticas y granulares

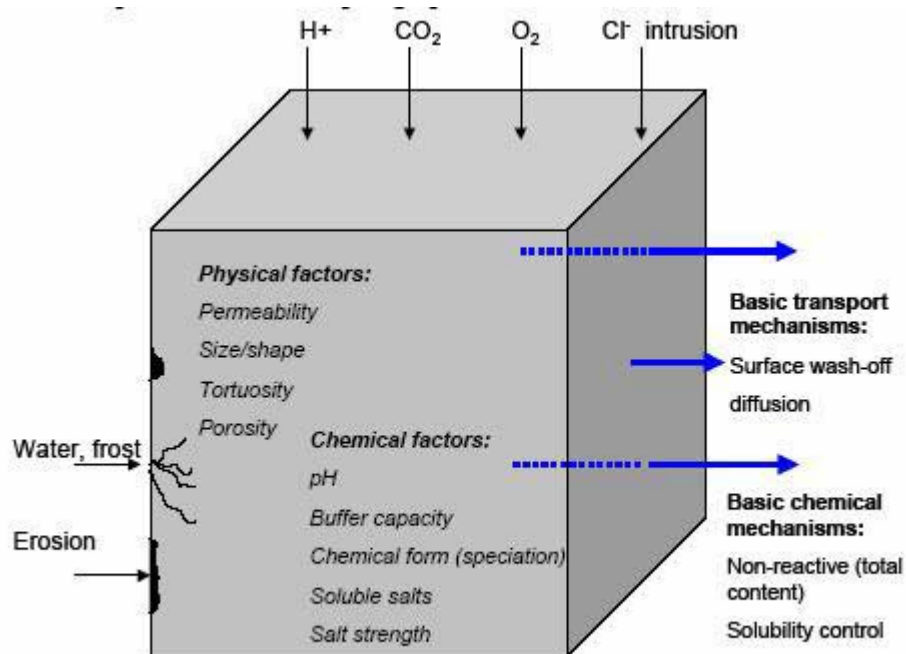


Figura 3. Factores que influyen la liberación de contaminantes en un material monolítico (Van der Sloot 2004)

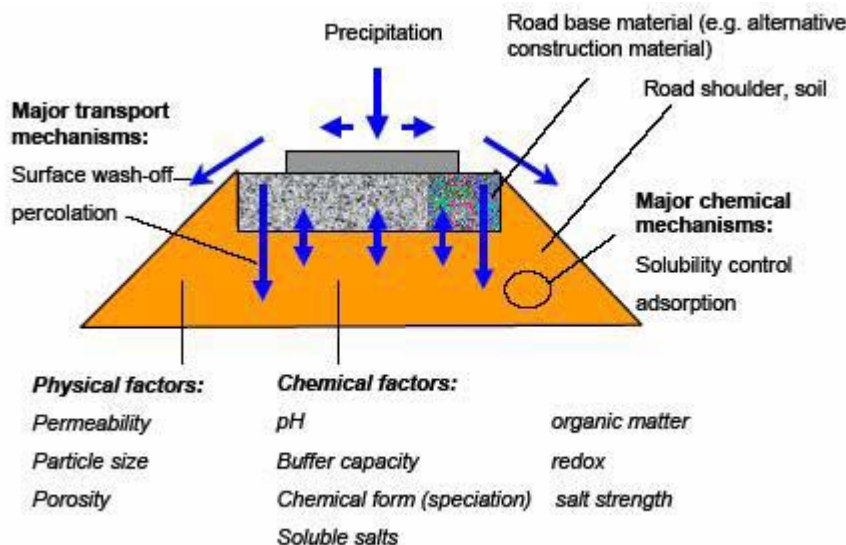


Figura 4. Factores que influyen la liberación de contaminantes en un material granular (Van der Sloot 2004)

No obstante, en muchos casos la formación de una capa protectora en la superficie del material, detiene la posterior lixiviación o liberación de componentes [16, 17].

3. Metodología para la evaluación de la lixiviación

Los pasos a seguir o la metodología recomendada para la evaluación de la lixiviación de un material son:

- Descripción de escenarios para diferentes aplicaciones.
- Selección y ejecución de ensayos para evaluar el comportamiento frente a la lixiviación de los materiales.
- Verificación de campo mediante ensayos de hormigones expuestos al ambiente, durante años (50-200 años). Estudio de análogos naturales y análogos arqueológicos.
- Desarrollo de una aproximación para cuantificar el impacto en diferentes ciclos de vida de materiales de base cemento.

La complejidad del proceso de lixiviación hace necesario el uso de simplificaciones, aunque no todos los aspectos relevantes del proceso de lixiviación pueden ser contemplados en una norma. Los ensayos para caracterizar el comportamiento de los materiales frente a la lixiviación, pueden ser divididos en tres categorías:

- Ensayos de caracterización básica: son ensayos utilizados para obtener información del comportamiento a corto y largo plazo, y de propiedades características de los materiales. Relaciones Líquido / sólido (L/S), composición del medio lixivante, y factores que controlan la capacidad de lixiviación (pH, potencial redox, capacidad de acomplejamiento, envejecimiento de los materiales, parámetros físicos, etc), son contemplados en este tipo de ensayos.

- Ensayos de conformidad: se usan para determinar si el material cumple con un comportamiento específico o con valores de referencia específicos. Los ensayos se centran en una serie de variables y el comportamiento frente a la lixiviación, identificados previamente en los ensayos de caracterización básica.
- Ensayos de verificación on-site: son ensayos rápidos, y no necesariamente de lixiviación, que se utilizan para comprobar que el material se comporta del mismo modo que en los ensayos de conformidad.

Los ensayos de lixiviación habrán de elegirse en función de las condiciones en que el material ejerce su función (escenario). Dado que la reproducción exacta de los escenarios reales es muy costosa, se realizan ensayos de laboratorio en condiciones que se aproximen lo más posible a las reales.

Los escenarios relevantes para los productos o materiales de base cemento son:

- Tuberías para agua de consumo humano.
- Estructuras de hormigón en suelo.
- Estructuras de hormigón en agua (puentes, presas, protección de costas, aplicaciones marinas).
- Carreteras.
- Reciclado de estructuras de hormigón.
- “Final de vida” de ruinas de demolición.
- Almacenamientos de residuos radiactivos.

En la evaluación del impacto para diferentes escenarios, el aspecto fundamental a tratar es la liberación de contaminantes en función del tiempo, durante la fase del ciclo de vida bajo consideración, basados en resultados de ensayos de laboratorio, y verificados con observaciones de campo.

Los ensayos de lixiviación que se usan para evaluar el impacto ambiental, deberían proveer una base para la predicción a largo plazo, siendo conscientes de que una relación 1:1 entre condiciones de laboratorio y condiciones de campo, no puede alcanzarse.

3.1 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de lixiviación que permiten hacer predicciones del comportamiento a largo plazo, son aquellos que están basados en dos tipos de procesos: reacción (ensayos de lixiviación de equilibrio) [6, 18, 19] o transporte + reacción (ensayos de transferencia de masa) [7, 8, 20]. Se diferencian básicamente en:

- Ensayos de lixiviación de equilibrio:
 - Se realizan en muestras de tamaño de partícula muy reducido.
 - El objetivo de estos ensayos es medir la liberación de un contaminante relacionada con condiciones químicas específicas (pH, L/S, etc) y calcular la especiación del lixiviado.
- Ensayos de lixiviación basados en transferencia de masa:
 - Se realizan en materiales monolíticos o granulares.
 - El objetivo fundamental es la determinación de las velocidades de liberación de contaminantes, considerando las propiedades físicas y químicas del material.

Para poder trasladar los resultados de un ensayo de lixiviación de laboratorio a un ensayo de lixiviación real, es esencial considerar la naturaleza del material y el medio que lo lixivía. El medio lixivante puede ser más o menos agresivo dependiendo de:

- pH y naturaleza de las sustancias disueltas o en suspensión (electrolitos, gases, agentes oxidantes o reductores, presencia de humus, actividad biológica, detergentes, etc).
- Factores físicos: Temperatura, viscosidad
- Régimen del medio lixivante:
 - Agua estancada: ensayos de lixiviación estático.
 - Agua en circulación (ensayos de lixiviación dinámicos):
 - Contacto del agua en circulación con la superficie del material.
 - Penetración (percolación) de agua a través del material debido a un gradiente de presión.

La figura 5 presenta un ejemplo de ensayo de lixiviación en columna (percolación), desarrollado en el IETcc [20], con un régimen dinámico del agente lixivante. En la misma figura se muestran los parámetros más relevantes del ensayo. Este ensayo de lixiviación en columna, o de percolación, puede ser representativo de las condiciones reales de un almacenamiento geológico profundo de residuos radiactivos (en el que se contempla el hormigón como una de los materiales de sellado del repositorio), debido al flujo continuo de la disolución lixivante a través del material monolítico, y a la carga hidrostática a la que pueden verse sometidos estos materiales en profundidad, por el aporte de aguas subterráneas.

Para realizar el ensayo se colocan probetas cilíndricas de hormigón (50 mm de diámetro x 50 mm de longitud) entre dos cilindros de metacrilato con orificios para la entrada y salida de agua. El bloque se sella con una resina epoxi para asegurar que el agua pasa exclusivamente a través de la muestra, y que los caudales medidos son correctos. Una vez sellados los bloques conteniendo la muestra, se hace pasar el agua a través de la muestra a la presión elegida, representativa de las condiciones hidrogeoquímicas del repositorio.

Las variables medidas durante el ensayo son caudal de agua percolada, pH y composición química de los efluentes. El caudal de agua percolada se relaciona con la conductividad hidráulica mediante la ley de Darcy; $Q = -K_w \times L/A \times \Delta h$, donde K_w es la conductividad hidráulica (m/s), L es el espesor de la probeta (m), A es la superficie expuesta al agua (m²) y Δh es el gradiente de presión (m).

La conductividad hidráulica depende de las propiedades del medio poroso, así como de las del fluido (agua en este caso) que pasa a través de él. Esta relación se expresa como $K_w = K \times (\rho \times g / \mu)$, donde K (m²) es la permeabilidad intrínseca del material, dependiente exclusivamente de la geometría de los poros, ρ es la densidad del agua (kg/m³), μ la viscosidad cinemática del agua (kg/ m x s) y g es la aceleración de la gravedad (m/s²). Al final del ensayo, las probetas de hormigón se caracterizan microestructuralmente.

La figura 6 presenta un ensayo de lixiviación semi-dinámico, realizado también en materiales monolíticos (normalmente morteros) y al que denominaremos ensayo de lixiviación en tanque. El objeto de este tipo de ensayo también llamado de difusión, es simular un medio ambiente realista, en el cual puede ocurrir la lixiviación de las pastas de cemento, donde el mecanismo de este proceso es la liberación de los contaminantes hacia el exterior, mediante un proceso básicamente de difusión (por ejemplo estructuras expuestas a influencias externas). La necesidad de realizar este ensayo deriva de que el transporte en un material monolítico está limitado, siendo el impacto medioambiental significativamente más bajo que el que se

encuentra cuando se realiza un ensayo con el material en polvo. Es decir, las condiciones de trabajo son más realistas cuando se evalúa el comportamiento frente a la lixiviación de estructuras.

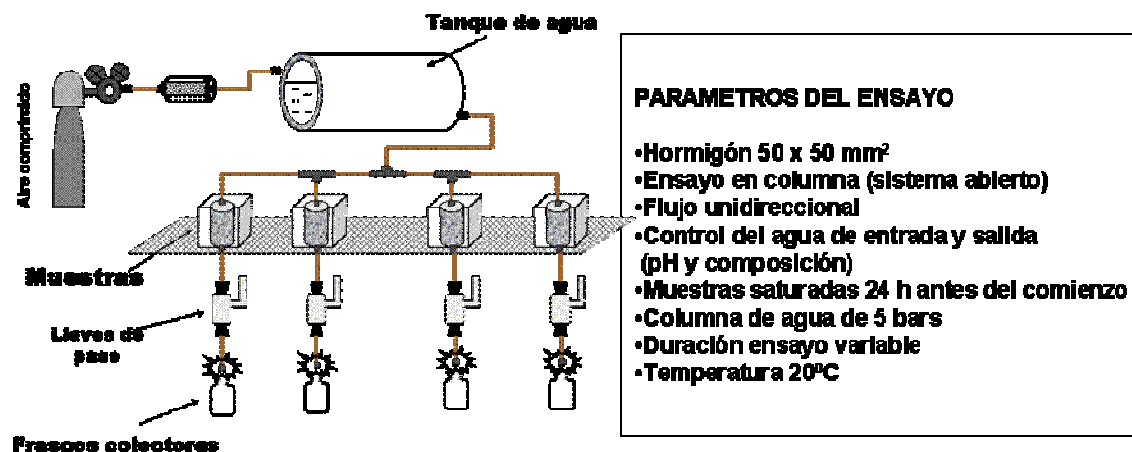


Figura 5. Ensayo de percolación en probetas de hormigón

El ensayo consiste en introducir el material en un recipiente con el agente lixivante, de forma que éste cubra totalmente la superficie del material, cuya forma será monolítica con unas dimensiones fijas. El agente lixivante es renovado después de 8 h, 1, 2, 25, 4, 9, 16, 36, 64 días a una relación líquido/sólido: 5. La norma utilizada es la norma holandesa NEN 7345 [8], utilizando como agente lixivante agua desionizada (Resistividad 18,2 MOhm x cm a 25°C; Conductividad 0,055 µS/cm). Los materiales ensayados son morteros 1:3 con relación agua/cemento de 0,5 y curados 7 días a 20°C con una humedad del 98%. Al finalizar el ensayo, cada elemento de interés es analizado por técnicas analíticas diferentes en función de su concentración estimada en el medio acuoso o la fase sólida [21].

La figura 7 presenta un ensayo de acelerado de lixiviación (o de equilibrio), desarrollado en el IETcc [21] en el que se pone al material en las peores condiciones posibles o condiciones extremas, con objeto de averiguar la máxima cantidad lixiviable de un componente, o la disponibilidad del mismo. Es muy importante en este ensayo de lixiviación alcanzar condiciones de equilibrio, o cuasi-equilibrio, entre el agente lixivante y la muestra y eliminar el transporte. El tiempo necesario para alcanzar estas condiciones de equilibrio depende en gran medida de la distribución de tamaños de partícula del material. Un pequeño tamaño de partícula, normalmente garantiza una acción más profunda para el mismo tiempo de contacto, y la eliminación de fenómenos de transporte.

El procedimiento de ensayo experimental consiste en un ensayo batch en sistema cerrado [22]. Las pastas de cemento hidratadas se muelen y tamizan hasta conseguir un tamaño de partícula muy pequeño; entonces unos gramos de este sólido (S) se mezclan con agua desionizada (L) en una relación S/L=1, produciendo una pasta homogénea. El ensayo acelerado se realiza añadiendo a esta pasta un ácido (HNO₃), con un dosificador automático, y agitando la muestra vigorosamente para favorecer la mezcla entre el agente lixivante y la muestra. Durante todo el proceso se mantiene un flujo de N₂ constante, para impedir la carbonatación. La evolución del pH se registra en continuo y se toman muestras de fases líquida y sólida a distintos pHs correspondientes a distintos niveles de degradación. Finalmente,

la muestra es filtrada y posteriormente se realiza la caracterización de las muestras líquidas y sólidas según los requerimientos.

Este tipo de ensayo suministra información sobre los procesos de equilibrios de precipitación-disolución de las fases sólidas del material, y debe realizarse en todos los casos previo a los ensayos de transporte+reacción.

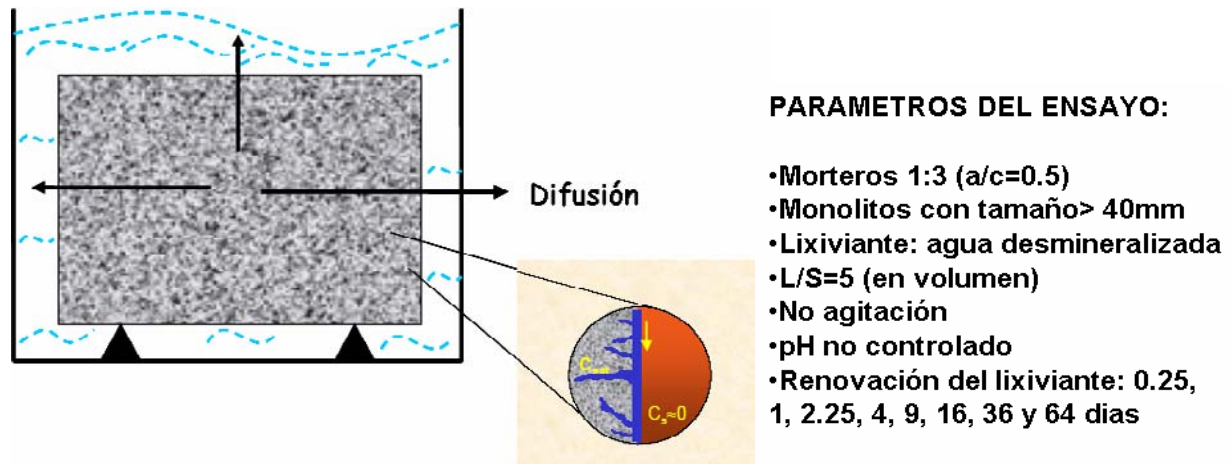


Figura 6. Ensayo de lixiviación semi-dinámico o de difusión, en probetas de mortero

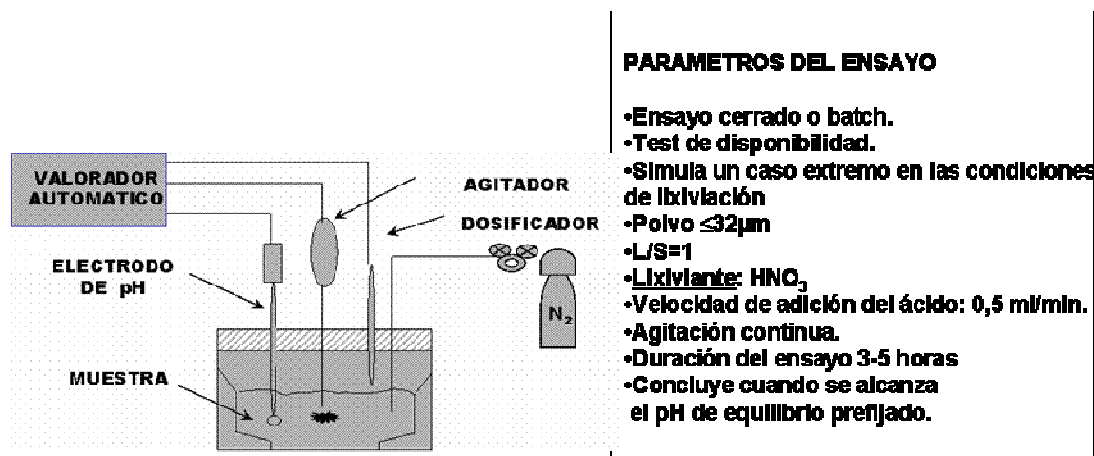


Figura 7. Ensayo de acelerado de lixiviación en pastas de cemento pulverizadas

3.2 Ensayos de conformidad

Los ensayos de conformidad tienen el propósito de comprobar si un material cumple con el comportamiento de un material de referencia (cuya lixiviación se ha evaluado y modelizado a partir de los ensayos de lixiviación de laboratorio de equilibrio y transferencia de masa), y/o cumple con la legislación. Una vez se ha investigado el comportamiento frente a la lixiviación mediante los ensayos de laboratorio, es suficiente realizar una medida sencilla para comprobar que el material aun cumple con el comportamiento, o que éste no ha sufrido cambios significativos [22].

3.3 Verificación de ensayos de lixiviación en laboratorio con ensayos de campo.

Las predicciones del comportamiento de un material en una aplicación determinada, realizadas a partir de los ensayos de laboratorio, necesitan alguna forma de verificación para asegurar que los factores del entorno en el que se va a ubicar, no modificarán los resultados.

La mejor validación de un modelo es una verificación en una demostración a escala real. Para ello, las medidas de materiales expuestos largo plazo en una situación real, suministran información esencial; del mismo modo cuando sea posible deben realizarse comparaciones con análogos naturales o históricos.

Dado que la reproducción exacta de los escenarios reales es muy costosa y los resultados de los experimentos de campo, basados en el análisis del comportamiento de materiales que han estado en condiciones similares largos períodos de tiempo, no siempre se correlacionan bien con los ensayos de laboratorio, lo que suele hacerse es aplicar correcciones, cuando sea posible, en función de los factores que pueden diferir entre la experiencia en el laboratorio y la realidad. Para ello es necesario que la influencia de los factores sea cuantificable [23].

Para concluir, hay que mencionar también, que los materiales de la construcción han estado en contacto permanente con agua durante periodos de tiempo muy elevados. Puentes, columnas, depósitos de agua, y tuberías han mantenido su integridad, algunos de ellos durante más de 100 años. Es importante, por tanto, tener en cuenta a la hora de comparar ensayos de laboratorio con ensayos de campo, el efecto en la lixiviación del envejecimiento del material que ha estado en un escenario determinado durante un largo período de tiempo. En este sentido hay que considerar:

- Factores químicos:
 - Carbonatación. Reacción del material alcalino con CO_2 atmosférico para formar carbonatos, produciendo como resultado una caída de pH a valores situados entre 7-9, una reespeciación y cambios en las superficies de adsorción.
 - Acidificación. Reacción con ácidos minerales u orgánicos, que reducen el pH natural del material.
 - Oxidación o reducción. Puede causar: cambios de estados de oxidación (ej. de Cr^{6+} a Cr^{3+} , reespeciación (ej. precipitación de sulfuros), cambio en las superficies de adsorción (ej. Fe^{3+} a Fe^{2+}).
- Factores físicos:
 - Formación de capas superficiales (pueden producir efectos de sellado).
 - Formación de fisuras, aumento del área superficial.
- Heterogeneidades causadas por el envejecimiento (ej. capas superficiales, gradientes internos, gradientes externos en el campo próximo).

Bibliografía

1. Van der Sloot, H. A., Heasman, L., Quevauviller, Ph. 1997 *Harmonization of Leaching/Extraction tests*. *Estudies in Environmental Science*, 70 (1997).
2. Van der Sloot, H. A. *Horizontal standardization and harmonization of leaching test methods for waste, secondary raw materials, construction materials and (contaminated) soil*. Proceedings of The Fifth International Conference on the Environmental and Technical Implications of Construction with Alternative Materials (WASCON) , San Sebastián, España, Junio 2003, 793-808.
3. Van der Sloot, H. A. *Characterization of leaching behaviour of concrete mortars and of cement-stabilized wastes with different waste loading for long term environmental assessment*. *Waste Management* 22 (2002) 181-186.
4. Van der Sloot, H. A. Comparison of the characteristic leaching behaviour of cements using standard (en 196-1) cement-mortar and an assessment of their long-term environmental behaviour in construction products during service life and recycling. *Cement and Concrete Research* 30 (2000) 1079 – 1096.
5. Building Materials Decree. 1995. *Staatsblad Van Het Koninkrijk der Nederlanden*, 567 pp.
6. NEN 7341. 1995. "Leaching characteristics of solid earthy and stony building and waste materials - Leaching tests: Determination of the availability of inorganic components for leaching", Netherlands Standardization Institute (NNI).
7. NEN 7343. 1995. "Leaching characteristics of solid earthy and stony building and waste materials - Leaching tests: Determination of the leaching of inorganic components from granular materials with the column test", Netherlands Standardization Institute (NNI).
8. NEN 7345. 1995. "Leaching characteristics of building and solid waste materials Leaching tests: Determination of the leaching behaviour of inorganic components from shaped building materials, monolithic and stabilized waste materials", Netherlands Standardization Institute (NNI).
9. Gavasci, R., Lombardi, F., Polletine, A. 1998. "Leaching Tests on Solidified Products", *J. Solid Waste Technology and Management*, 25(1): 14-20.
10. Hodson, M.E., Valsami-Jones, E., Cotter-Howells, J.D., Dubbin, W.E., Kemp, A.J., Thornton, I., Warren, A. 2001. "Effect of bone meal (calcium phosphate) amendments on metal release from contaminated soils- a leaching column study", *Environmental Pollution*, 112: 233-243.
11. Hage, J.L.T., Schuiling, R.D. 2000. "Comparative Column Elution of Jarosite Waste and Autoclaved Product-Evidence for the Immobilization of Deleterious Elements in Jarosite", *Minerals Engineering*, 13(3): 287-296.
12. Construction Products Directive (CPD). Council Directive 89/106/EEC.
13. Van der Sloot, H. 2006. "European standardization, regulatory developments and modeling in relation to release from construction product to soil and groundwater", En *Environmental and Technical Implications of Construction with Alternative Materials. Wascon 2006*, editado por Marina Illic, J.J.J.M. Goumans, S. Miletic, J.J.M. Heynen, G.J. Senden B. Sc., editors, ISCOWA, ISBN 86-9008815-0-6.
14. Van der Sloot, H., Dijkstra, J.J. 2004. "Development of horizontally standardized leaching tests for construction materials: a material based or release based approach?". ECN-C-04-060.
15. Eikelboom, R.T. 2006. "Challenges. Environmental evaluation and use of recycling materials". En *Environmental and Technical Implications of Construction with Alternative Materials. Wascon 2006*, editado por Marina Illic, J.J.J.M. Goumans, S. Miletic, J.J.M. Heynen, G.J. Senden B. Sc., editors, ISCOWA, ISBN 86-9008815-0-6.
16. Berner, U.R. 1988 "Modelling the incongruent dissolution of hydrated cement minerals", *Radiochemical Acta*, 44-45: 387-393.
17. Adenot, F., Buil, M. 1992. "Modelling of the corrosion of the cement paste by ionized water", *Cement and Concrete Res*, 22: 489-496.

-
18. Van der Sloot, H.A., Kosson, D. S. 2003 a. "A unified approach for the judgement of environmental properties of construction materials (cement-based, asphaltic, unbound aggregates, soil) in different stages of their life cycle". En *Environmental and Technical Implications of Construction with Alternative Materials. Wascon 2003*, editado por G. Ortiz de Urbina, H. Goumans, 503-515.
 19. Hidalgo, A.; Andrade, C.; Alonso, C. 2001. "An accelerated Leaching Test to Evaluate the Long Term Behaviour of Concrete in Waste Disposal", *L'Industria Italiana del Cemento*, 766: 498-507.
 20. Hidalgo, A. Alonso, C. Andrade, C. Sanjuán, M.A., and Guede, E. 2006. "Comportamiento frente a la lixiviación de materiales de base cemento", VI Coloquios para Directores y Técnicos de Fábricas de Cemento; 1 al 3 de marzo de 2006, Valencia (España) Pags. Inicial-final: 237-241.
 21. Hidalgo, A., Alonso, C., Sanjuán, M. A., Guede, E., Andrade, C. 2006. "Leaching of heavy metals and other elements in cement based products", *Construction Materials* 159: 85-92.
 22. UNE-EN 12457 (1, 2, 3 y 4). 2003.
 23. Hendricks, Ch. F. 2002. "Durable and Sustainable Construction Materials", En *Sustainable construction*, editado por Aeneas Technical Publishers, 265-320. Tu Delft, The Netherlands.

PROCESOS DE DEGRADACION DEL HORMIGON. LOS HORMIGONES ESPECIALES FRENTE AL FUEGO

M^a Cruz Alonso Alonso

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
Dpto. de Químico-física de materiales de construcción.
Madrid, España
mcalonso@ietcc.csic.es

1 INTRODUCCION

El fuego se considera uno de los riesgos potenciales más serios al que pueden estar expuestos la mayor parte de los edificios y muchas estructuras a lo largo de su vida en servicio. La amplia difusión del uso del hormigón como material estructural ha llevado a la necesidad de conocer con profundidad el efecto del fuego en el hormigón. Además, los desastres ocurridos en los últimos años debidos a la acción del fuego, con pérdidas importantes incluso de vidas humanas, como los ocurridos en los túneles del Canal de la Mancha, Great Belt, Mont-Blanc, Tauern, Kaprun y Gotthard, y mas recientemente el incendio del edificio Windsor, son algunos ejemplos que han puesto de manifiesto la necesidad de diseñar estructuras resistentes frente al fuego.

Generalmente se considera que el hormigón presenta una resistencia aceptable frente al fuego en comparación con otros materiales de construcción como la madera y el acero. Sin embargo, el desarrollo reciente de los hormigones de alta resistencia y en particular los de ultra alta resistencia y algún tipo de hormigón autocompactable, han planteado nuevas dudas acerca de su comportamiento en ambientes de elevada temperatura.

Cuando un hormigón permanece expuesto durante un tiempo suficientemente prolongado a elevadas temperaturas tiene lugar una importante pérdida de sus resistencias mecánicas, que en el caso de un hormigón no protegido caen bruscamente a temperaturas por encima de los 300°C. Estos cambios se atribuyen a las transformaciones microestructurales que tienen lugar en la pasta y en los áridos y a las expansiones producidas debido a los cambios térmicos.

La microestructura del hormigón, químicamente es muy compleja, está constituida por distintas fases procedentes de la hidratación del cemento, por los áridos, los poros, el agua, las armaduras, y en ocasiones contiene fibras, aditivos o finos en mayor o menor proporción. Todos estos componentes presentan una forma específica de reaccionar frente a las elevadas temperaturas, a la vez que los cambios que en ellos se producen a nivel microestructural repercuten a nivel macro, así como en las prestaciones del material compuesto que es el hormigón, ya que todos sus componentes juegan un papel en el conjunto e interaccionan durante la vida en servicio del material.

2. Alteraciones en la pasta de cemento hidratada

Cuando la pasta de cemento se calienta por encima de las temperaturas normales, todos sus componentes se ven transformados y aparecen fenómenos como microfisuración y expansión.

Mediante un análisis termo-gravimétrico, como el de la fig. 1Izqda., se detectan bastante bien los rangos de temperatura en los que aparece algún tipo de cambio en la composición de la pasta de cemento, observado por una pérdida de peso:

- Hasta temperaturas de 100°C las pérdidas termo-gravimétricas, son debidas a la evaporación del agua de los poros y parte a la deshidratación de la etringita.
- A Tª entre 100 y 450 °C el gel CSH se descompone: Un aspecto importante a tener en cuenta en la descomposición del gel CSH, es que se trata de un componente que constituye al menos 70% de la pasta. Aunque comienza a deshidratarse por encima de los 100°C y va perdiendo progresivamente su estructura, primeramente a partir de 100°C pierde parte de sus moléculas de hidratación pero la estructura del gel sigue conservándose hasta los 200°C; por lo que su capacidad cementante y mecánica no se altera de forma significativa. A partir de los 200°C el gel CSH se descompone, es cuando la estructura de cadena polimétrica típica del gel se destruye completamente a 300°C; esto coincide con el hecho de que a partir de alcanzarse estas temperaturas, las propiedades mecánicas de la pasta, y en consecuencia del hormigón se debilitan de forma evidente, como se aprecia en la fig. 1-dcha. El componente final de la deshidratación del gel es un anhídrido de composición química parecida, C₂S, pero con menor estructura cristalina que el cemento, por lo que cuando vuelve a entrar en contacto con ambientes húmedos se vuelve a rehidratar y a recuperar la estructura de gel CSH, igualmente le ocurre con la portlandita, aunque esto no significa que se produzca una recuperación de las propiedades mecánicas, por el contrario en muchas ocasiones la fisuración y el daño aumentan después del enfriamiento y en contacto con la humedad atmosférica.
- El cambio brusco detectado por encima de 450°C es debido a la descomposición de la portlandita.
- Finalmente a temperaturas superiores a 600°C se produce la descomposición de la calita en CO₂ y CaO. Por encima de los 800°C comienza a producirse la fusión de las fases sólidas y a aparecer procesos de consolidación tipo cerámicos. A partir de 1100°C la fusión es completa.

Cuando el cemento lleva adiciones con propiedades puzolánicas aun no completamente hidratadas, cenizas, humo de sílice etc., en las primeras etapas de calentamiento puede producirse un avance en la hidratación de estos componentes acompañado por una densificación en la pasta y mejora de las propiedades mecánicas.

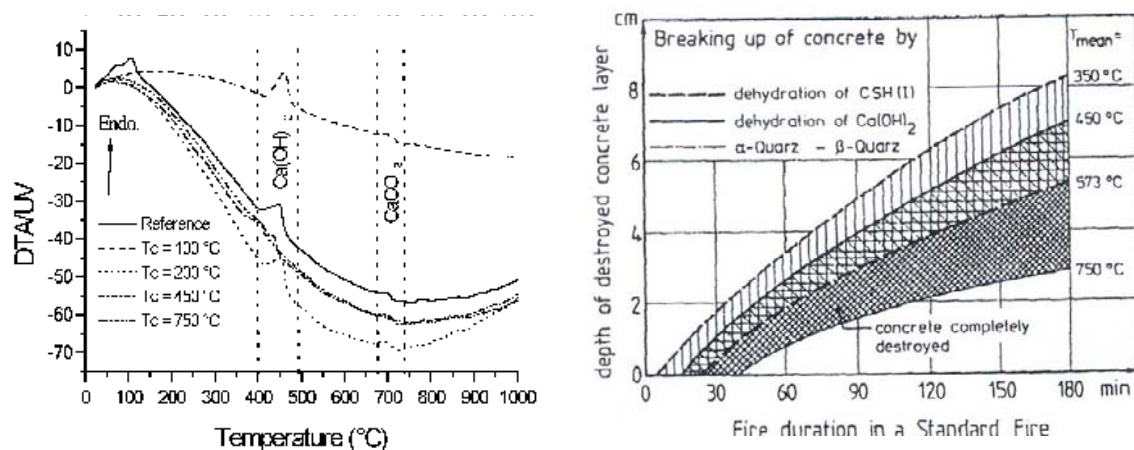


Fig. 1. Izda., Análisis termo-gravimétrico de una pasta de cemento expuesta a varias temperaturas. Decha., Profundidad de transformación en los componentes del hormigón.

3. Alteraciones en los áridos por efecto de la temperatura

Los áridos suponen el 60-70 % de la fracción volumétrica del hormigón, por lo que los cambios físicos y químicos que tienen lugar como consecuencia del calentamiento tienen importantes repercusiones en la respuesta del conjunto.

En cuanto a su composición en general los áridos son mas estables frente al calor que la pasta, no produciéndose habitualmente alteraciones químicas en los mismos hasta que no se superan los 500°C, y esto dependiendo del tipo y composición del árido. Resultan, por tanto, más críticos los cambios de volumen que las alteraciones de la microestructura del árido, en cuanto a la repercusión sobre el comportamiento del conjunto del hormigón expuesto al fuego.

En la fig. 2 se pueden apreciar alguno de los cambios típicos observados en áridos de uso habitual:

- El cuarzo de los áridos silíceos y de la arena silícea únicamente sufren cambios en su estructura por encima de los 500°C. La transformación $\alpha \leftrightarrow \beta$ del cuarzo no implica un cambio en composición química, pero suele ir acompañada por expansiones entorno al 6%.
- Los áridos calizos son estables hasta los 700°C, cuando la calcita comienza a descomponerse. En la fase de calentamiento este tipo de áridos pueden sufrir expansiones incluso del 40%.
- Los áridos de tipo basálticos son estables hasta muy elevadas temperaturas. Algo similar ocurre con los áridos ligeros de manufactura industrial, cuya estabilidad química y física esta garantizada hasta los 800°C. Tienen en general muy bajo coeficiente de expansión térmica y su conductividad térmica también es baja, convirtiéndose entre los más adecuados con respecto a su resistencia a elevadas temperaturas.

La unión pasta árido también resulta afectada como consecuencia de la temperatura. La reactividad de la interfase puede tener efectos positivos si esta contribuye a mejorar la unión dependiendo de la naturaleza de la reacción química, como ocurre a temperaturas ligeramente

superiores a 100°C, a las que es posible la generación de nuevos compuestos de hidratación por la acción del calor que contribuyan a hacer mas fuerte la adherencia entre árido y pasta. Por el contrario, los procesos de deshidratación fácilmente localizables en estas zonas, junto con los cambios de volumen originados por las tensiones térmicas entre los dos materiales, pueden debilitar de forma significativa la unión y contribuir a la pérdida de prestaciones mecánicas del conjunto del hormigón.

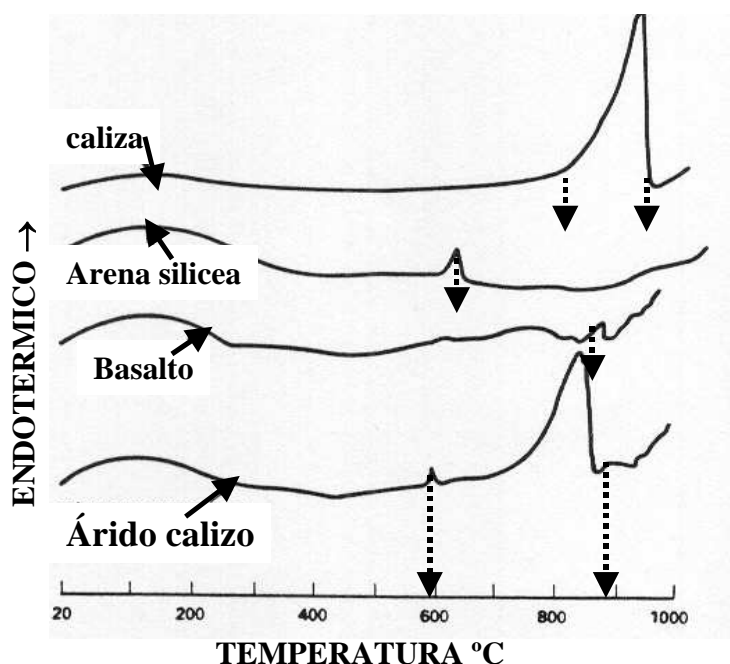


Fig. 2. Cambios microestructurales en distintos tipos de áridos por efecto de la temperatura.

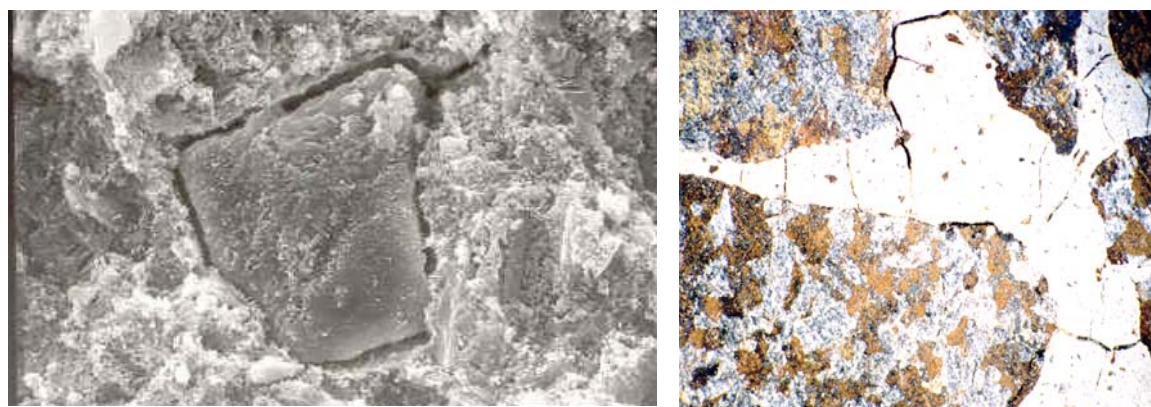


Figura 3. Tipo de degradación en los áridos expuestos a la acción del fuego.

4. Cambios en la estructura porosa del hormigón

La pérdida de estabilidad de las fases sólidas del hormigón, pasta y áridos, afectan a la microestructura porosa del mismo. Estos cambios en porosidad que tienen lugar durante el calentamiento, se mantienen durante la fase de enfriamiento e incluso empeoran. Sin embargo, dife-

rentes estructuras porosas procedentes de distintos hormigones evolucionan de forma diferente frente a las elevadas temperaturas.

Los cambios que tienen lugar en la microestructura porosa dependen también de la temperatura máxima que haya alcanzado el hormigón. A bajas temperaturas la causante principal de los cambios en la estructura porosa es debida a la descomposición de las fases sólidas, en particular las de los compuestos hidratados y suelen cubrir hasta los 300°C. A mayores temperaturas y hasta unos 500°C los cambios en porosidad se asocian también a cambios en la estabilidad de los áridos y a la microfisuración de la pasta.

La contribución de la alteración de la pasta a los cambios en la estructura porosa, suelen estar asociados a las pérdidas de agua, de la fase líquida y libre de los poros, y la combinada en las fases sólidas. Tanto la porosidad capilar como la total aumentan en compensación a la disminución en la nanoporosidad asociada al gel CSH. En la región entre 100 y 300°C la evolución de la porosidad está asociada fundamentalmente a la pérdida del agua combinada de las distintas fases hidratadas del cemento, sobretodo el gel CSH y acompañadas de los correspondientes cambios de volumen, retracción. En la fig. 4 se aprecia claramente estos cambios en la porosidad de la pasta con la temperatura. Las porosidades por encima de 1 μm que aparecen a elevadas temperaturas de exposición, están asociadas a microfisuración de la pasta. Generalmente se produce una pérdida de peso por el calentamiento que se traduce en un aumento de la porosidad.

En el caso del hormigón los cambios que tienen lugar con la temperatura se deben no únicamente a los cambios en la pasta, sino que además se producen cambios en la porosidad en las regiones de interacción entre los propios áridos y la pasta. En estas circunstancias hay que tener también en cuenta los cambios en la zona interfacial entre la pasta y el árido debido a la deshidratación y a la propia incompatibilidad térmica de ambos materiales, expansión de los áridos y retracción de la pasta. Por otro lado la propia porosidad de los áridos también cambia por acción del calor.

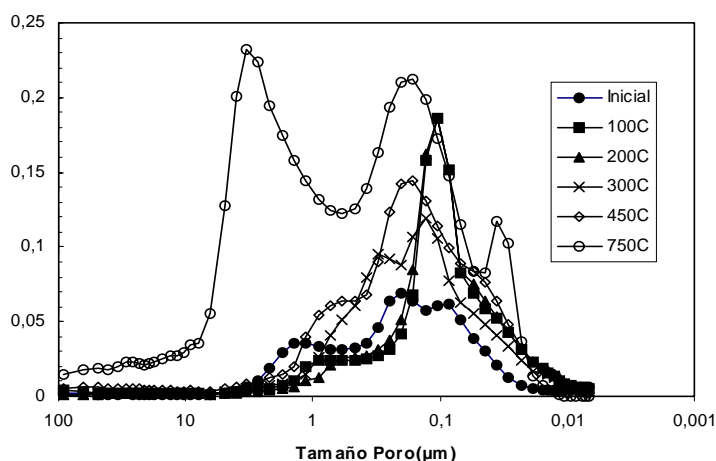


Fig. 4. Cambios en la distribución del tamaño de poros de la pasta por efecto de la temperatura.

La porosidad total del sistema aumenta con la temperatura de exposición, sin embargo no lo hace de forma lineal. La porosidad hasta 300°C es menor que la que cabría esperar por las pérdidas de peso que tienen lugar en el sistema. Es posible que los cambios microestructurales que ocurren por la desecación y deshidratación sean más eficaces en poros menores de 40 Å. Sin embargo aunque los cambios en la porosidad total sean inferiores a los esperados,

Los cambios en la distribución del tamaño de poros son significativos, con mayores tamaños de poros, como se aprecia en la figura 5.

Calentando hasta 600°C, el volumen total de poros sí aumenta claramente. Estos cambios son por otro lado en este rango de temperaturas superiores a los esperados en comparación con las pérdidas de peso. Puede pensarse que la expansión de los poros ha llevado a una rotura de las paredes de los mismos y a la formación de una red de microfisuración. A mas elevadas temperaturas la porosidad sigue creciendo, la proporción de poros pequeños es muy baja. Por encima de 900 °C la porosidad vuelve a descender debido a una posible fusión y consolidación de las fases sólidas.

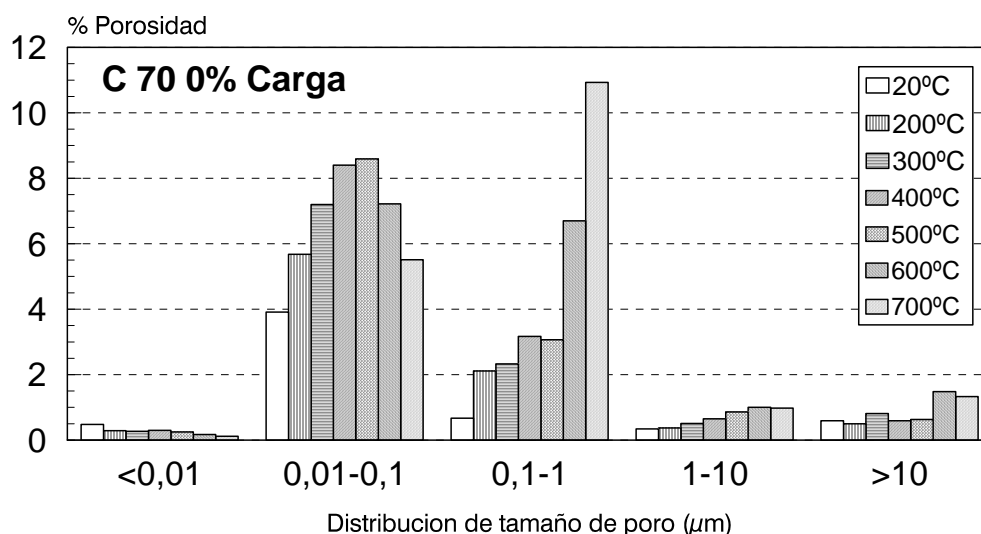


Fig. 5. Cambio en la microestructura porosa de un hormigón por efecto de la temperatura

5. Cambios en las propiedades mecánicas del hormigón por la acción del fuego

Cuando un hormigón queda expuesto a ambientes con elevadas temperaturas se producen los cambios microestructurales anteriormente descritos, tanto en las fases sólidas como en la estructura porosa. La consecuencia final de estos cambios se traduce en una pérdida de sus prestaciones mecánicas. Sin embargo el proceso tiene lugar en varias etapas cuya extensión depende de las características del propio hormigón. La fig. 6 refleja este comportamiento.

Muchos hormigones no manifiestan prácticamente descenso de su resistencia hasta que no se alcanzan temperaturas por encima de los 200°C, en algunos casos incluso aumentan. A temperaturas superiores a 300°C es cuando comienza a ser significativa la pérdida de resistencias.

La pérdida de resistencias de un hormigón también puede asociarse a la generación de fisuras por los cambios microestructurales y dimensionales de los materiales por las elevadas temperaturas.

En cuanto al comportamiento a flexión, el efecto de las temperaturas se traduce siempre en un descenso de las resistencias a tracción. Claramente el hormigón por el efecto del calentamiento se hace más frágil. Respecto al módulo elástico también decrece como consecuencia del calentamiento.

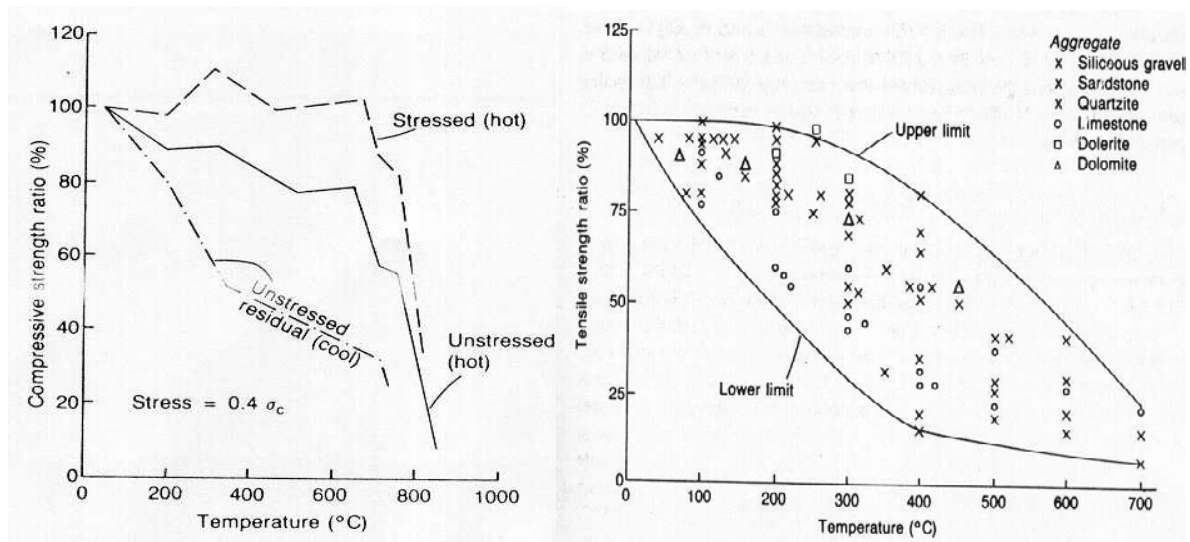


Fig. 6. Evolución de las propiedades mecánicas del hormigón a alta temperatura

6. Comportamiento de las armaduras

Las armaduras, tanto las de acero normal corrugado como las de prestensado resultan fuertemente afectadas por la acción de las elevadas temperaturas. Van acompañados por cambios drásticos en sus resistencias, aunque estos no son significativos por debajo de los 400°C. Su respuesta dentro de la estructura depende del tipo de material metálico, de las dimensiones de la pieza y de la cantidad de armaduras. En muchos casos se ha detectado que cuando las temperaturas críticas alcanzan el nivel de la armadura, por encima de 450°C para el acero de armar y de 370°C para acero prestensado, ésta se deforma de tal manera que el elemento falla.

Si el acero es de pretensado endurecido en frío y la temperatura de calentamiento no supera los 450°C, al enfriarse vuelve a recuperar su límite elástico. En el caso del acero endurecido en caliente, este efecto no es apreciable hasta los 600°C. Por encima de 700°C las transformaciones detectadas en los aceros conducen incluso a cambios en su microestructura. En general se considera que los aceros corrugados aguantan mejor las elevadas temperaturas que los aceros de pretensado con respecto a sus pérdidas de tensión. En la fig. 7 se refleja el efecto del fuego sobre las armaduras.

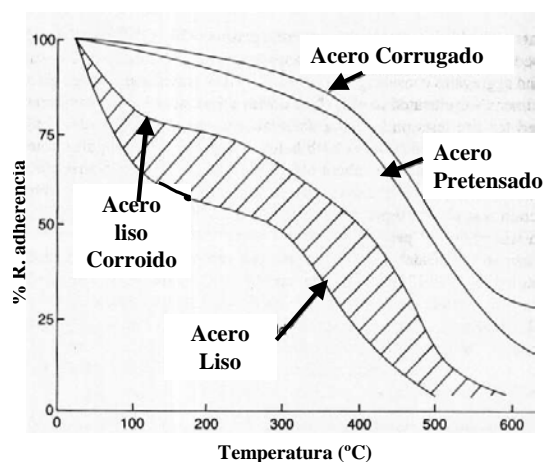


Fig. 7. Efecto de la temperatura sobre la adherencia armadura hormigón. Dcha., deformación de la armadura causada por el fuego en un pilar de hormigón.

7. Los hormigones especiales frente al fuego

Hormigones de alta y ultra alta resistencia (HAR, HUAR)

Los hormigones de alta resistencia se caracterizan por la refinada estructura porosa, prácticamente no tienen poros capilares. Esta característica les convierte en mas vulnerables frente a la acción de las elevadas temperaturas. De hecho es posible que no se produzca un incremento de la porosidad con la temperatura suficientemente significativo hasta temperaturas superiores a los 200°C, como se aprecia en la fig. 8-Izda, en especial con los HUAR.

Las pérdidas de peso que tienen lugar como consecuencia de la deshidratación, se suelen manifestar siempre en un aumento de la porosidad. Sin embargo esta tendencia que se mantiene para el hormigón tradicional y para los HAR, no siempre se cumple para los hormigones HUAR. La elevada cantidad de anhidros y la ausencia de poros capilares posiblemente contribuyen a este comportamiento, unido a la dificultad para liberar el vapor generado desde la deshidratación de las fases hidratadas principalmente del gel CSH, lo que les hace más vulnerables a sufrir explosiones.

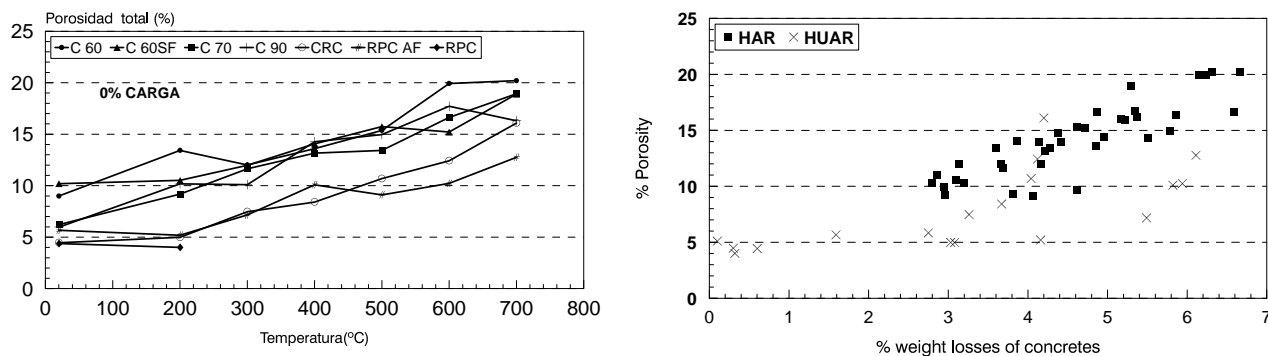


Fig. 8. Aumento de la porosidad total de un hormigón por efecto de la temperatura, Izda. Relación con la pérdida de peso para HAR y HUAR, Dcha.

Los hormigones de ultra altas resistencias soportan por la acción del fuego descensos menos drásticos de sus resistencias que los hormigones de alta resistencia o los hormigones normales, como se apresa en la fig 9. Las causas pueden estar asociadas a la presencia de fibras que generalmente llevan incorporados estos hormigones y al tamaño máximo de los áridos que suelen ser más pequeños.

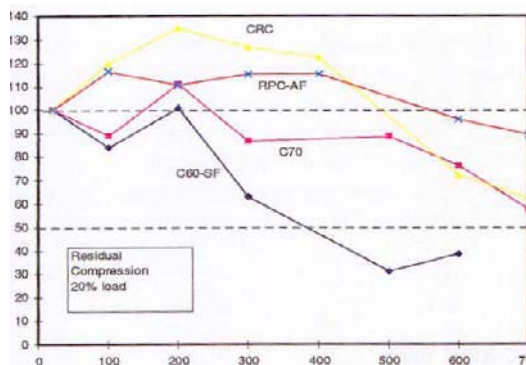


Fig. 9. Evolución de las resistencias en HAR y HUAR

Hormigones autocompactables (HAC)

Los HAC respecto a su respuesta frente al fuego, existe una escasez clara de datos que llevan a alimentar una fuerte controversia, desde algunos autores que indican que estos hormigones presentan un mayor riesgo de explosión que un hormigón convencional para igualdad de prestaciones; mientras que otros sostienen que esto depende en buena parte de la distribución y tamaño de sus poros. Algunos riesgos de explosión se han registrado en elementos estructurales con HAC ensayados en laboratorio.

Hormigones reforzados con fibras (HRF)

Muchos hormigones que presentan escasa resistencia al fuego y elevado riesgo de sufrir explosiones permiten paliar estas limitaciones mediante el Empleo de fibras, en concreto las fibras de polipropileno.

Las fibras mas habitualmente empleadas son las metálicas y las de polipropileno. Con respecto a las fibras metálicas son estables hasta 400-500 °C. Por encima de esta temperatura comienzan a oxidarse, esto contribuye a la ya debilitada unión por la deshidratación y las tensiones térmicas de la unión pasta fibra. Por otro lado, el óxido formado favorece la microfisuración de la pasta deshidratada debido a las tensiones ejercidas por los óxidos.

Las fibras de polipropileno son mucho menos estables térmicamente y funden por encima de los 160°C. En una primera etapa al formarse el líquido de la fusión, este difunde por la estructura porosa y densifica al material. Al seguir subiendo las temperaturas por encima de 200°C parte de sus componentes volátiles pasan a fase gaseosa y pueden liberarse del hormigón disminuyendo la densidad del material. En ocasiones la propia huella dejada por la fibra se convierte en núcleo de crecimiento de fisuras. Este tipo de fibras son recomendadas para los hormigones de ultra alta resistencia, para mejorar su resistencia al fuego y disminuir el riesgo de explosión. La proporción de fibras de polipropileno es crítica debido al propio efecto de la fibra al calentarse sobre el resto del hormigón. En la fig. 10 se recogen algunas imágenes sobre el comportamiento de estas fibras frente a las elevadas temperaturas.



Fig.10. Efecto de la presencia de fibras en la respuesta frente al fuego del hormigón. Fibras metálicas oxidadas y huecos dejados por las fibras de polipropileno al fundirse.

Influencia de los aditivos

En cuanto a los aditivos, tienen, en general, un efecto limitado ya que su proporción en el hormigón es baja, este es el caso de los superplastificantes, aireantes etc. Dependiendo de su origen y composición química serán más o menos estables con la temperatura aunque todos los de naturaleza orgánica se alteran.

Un caso particular son los aireantes ya que su acción es sobre la microestructura porosa del hormigón aumentando los poros de aire. Su repercusión por la acción de la temperatura es doble, por un lado se crean espacios libres para alojar vapor y disminuir las presiones de poro, y por otro se convierten en núcleos de propagación de la fisuración.

8. Fenómenos de explosión del hormigón a alta temperatura

El agua presente en los poros de un hormigón se evapora al aumentar la temperatura. El vapor generado trata de liberarse a través de los poros, pero una acumulación del mismo produce un aumento de la presión ejercida en las paredes de los poros que pueden resultar en una causa de explosión violenta del hormigón. El vapor de agua difunde desde las zonas calientes hacia zonas más frías del hormigón donde puede llegar a ocurrir también una condensación y un aumento del grado de saturación del hormigón, como se aprecia en la fig. 11.

La evaporación del agua libre de los poros produce siempre un ligero descenso de la temperatura. Durante todo el tiempo que dura el proceso de transformación del agua de los poros de líquido a vapor la temperatura se mantiene aunque se siga aportando calor al hormigón.

Se definen tres tipos de procesos respecto al transporte del agua en los poros ante cambios de temperatura: La difusión del vapor en aquellas zonas del hormigón con temperaturas por debajo de 100°C, difusión del agua líquida y permeabilidad del vapor de agua a temperaturas por encima de 80°C. Las elevadas presiones en los poros se producen cuando el fuego alcanza su máxima intensidad. Las presiones inducen tensiones y deformaciones que se suman a las ya existentes deformaciones térmicas. En la fig. 11 se recoge de forma esquemática el comportamiento del agua en el hormigón expuesto al fuego.

Saturación/Presiones del vapor en el interior del hormigón

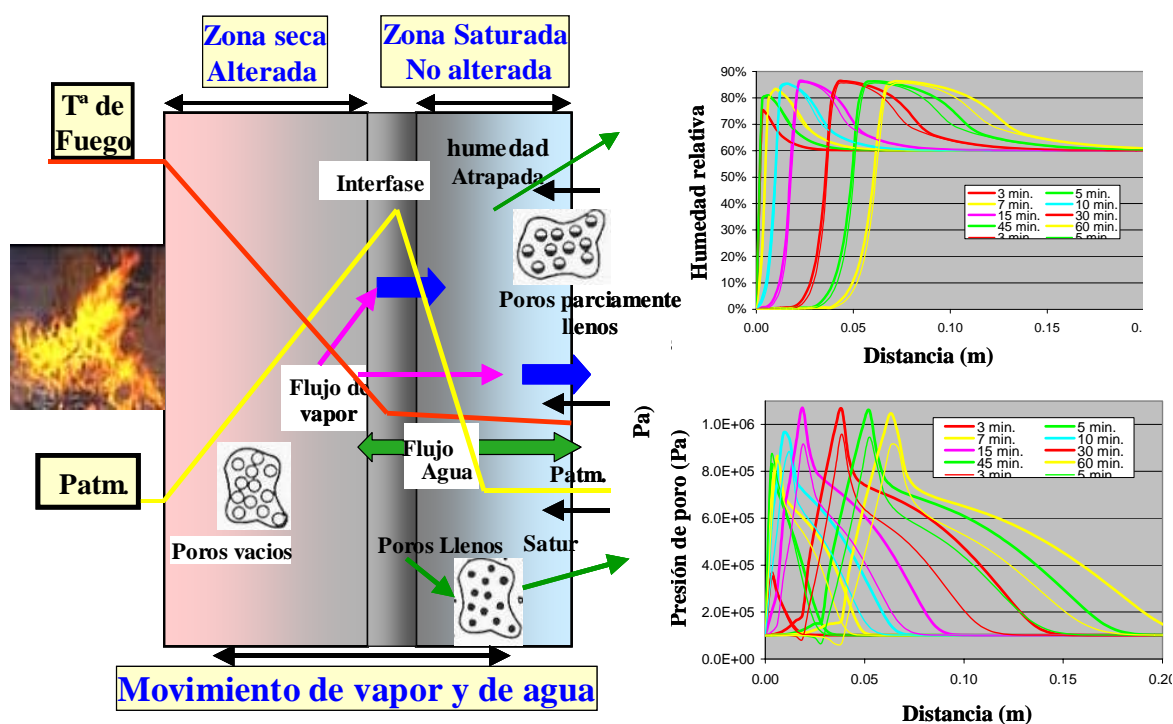


Fig. 11. Procesos de evaporación y condensación del agua en los poros del hormigón expuesto al fuego. Cambio de la presión de poro.

El hecho de que se produzcan acumulaciones de presión de vapor en el interior del hormigón conduce en ocasiones a que si se superan las resistencias a tracción del hormigón se produzcan explosiones del tipo a las indicadas en la tabla 1.

Tabla 1. Riesgo y tipos de explosiones en el hormigón a alta temperatura

Explosión	Tiempo estimado a ocurrir	Naturaleza	Sonido	Influencia	Origen		
Arido	7-30min	agrietamiento	palomiteo	superficial	H,A,S,D,W	A, Expns arido	P, Permeabl
Esquina	30-90min	No-violento	Ninguno	Puede ser serio	T,A,Ft,R	D, difusv arido	Q, Superficie
Superficie	7-30min	Violento	Fisuración	Puede ser serio	H,W,P,Ft	Fs, Resist. cortante	R, Armado
Explosivo	7-30min	Violento	Explosión fuerte	serio	H,A,S,Fs,G,L,O,PQ,R,S,W,Z	Ft, Rest traccion	S, Tamaño arido
Deshacerse	Cuando Horm debilita	No-violento	Ninguno	Puede ser serio	T,Fs,Tf,L,Q,R	G, edad hormg	T,Tª Max
Postenfriamiento	Durante enfri. y absorc. humedad	No-violento	ninguno	Puede ser serio	T,Fs,Tf,L,Q,R,W1,A,T	H, Vel Calent	W, Cont Humed
						L, carga,tracc	Z, Tamaño de secc
						O, gradt calent	W1, Abs humedad
						AT, tipo arido	

9. Microfisuración del hormigón por los cambios a elevadas temperaturas

La fisuración del hormigón es otro de los daños del fuego sobre el hormigón. Las pérdidas de agua, con las transformaciones de los productos hidratados del cemento, Los cambios en volumen de las fases sólidas (áridos y pasta) durante el calentamiento son los responsables de la fisuración detectada en el interior del hormigón.

La formación de microfisuración tiene lugar a temperaturas de 300°C. Las fisuras se inician en el interior de la pasta como consecuencia de las tensiones térmicas y por el debilitamiento de la consistencia de la pasta causada por las transformaciones ocurridas en la misma. A temperaturas por encima de 500°C también los áridos llegan a alterarse y la microfisuración les rodea en las zonas de interfase entre la pasta y el árido que incluso puede llegar a atravesarles. Un ejemplo de la fisuración se observa en la fig. 12.

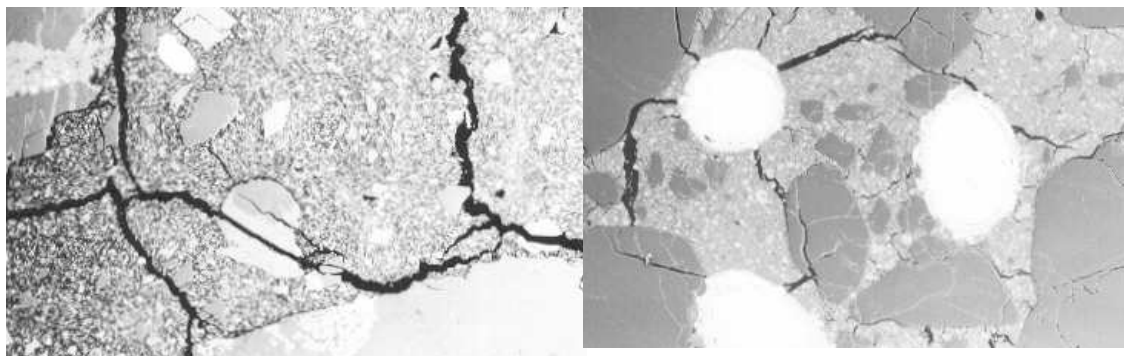


Fig. 12. Generación y propagación de fisuración en el hormigón por efecto de la temperatura.

La fisuración del hormigón expuesto a elevadas tensiones térmicas, puede tener varios orígenes:

- La presencia de microfisuración inicial de la pasta como consecuencia del secado autógeno durante la hidratación. Estas fisuras son caminos fáciles para la posterior propagación de la fisuración a elevadas temperaturas. Pero también estas microfisuras pueden llegar a desaparecer, al menos a temperaturas por debajo de 200°C, debido al progreso de la hidratación del cemento anhidro. La microfisuración en las interfases del grano anhidro y la pasta hidratada se genera entorno a estas temperaturas.
- Microfisuración de la pasta que se genera entorno a 300°C.
- A temperaturas por encima de 500°C las fisuras crecen en la pasta $> 0.01\mu\text{m}$ e incluso cruzan los áridos $> 0.05\mu\text{m}$.
- Aunque las fibras ayudan a mejorar la resistencia al fuego de un hormigón, en cuanto a la pérdida de prestaciones mecánicas o riesgo de explosión, se convierten en elementos confinantes de la pasta deshidratada como sería el caso de las fibras metálicas o en nuevos caminos de relajación de tensiones debido a las fibras de polipropileno al fundirse. En cuanto a las fibras metálicas a elevadas temperaturas se oxidan y ayudan al crecimiento de las fisuras. Mientras que las zonas de la huella dejada por la fibra de polipropileno al fundirse, las esquinas de los huecos libres se

convierten en puntos de crecimiento de fisuras. La tabla 2 resumen el crecimiento y tamaño de la fisuración en el hormigón por efecto del fuego.

Tabla 1. Relación entre los cambios en los tamaños de poros y la fisuración del hormigón por la acción de la temperatura.

Tª (°C) - Tamaño poro	0-100	100-300	300-500	500-800	> 800
Poros Gel < 0.005µm	Inalterado	Decrece	Desaparece	Desaparece	Nueva Formación (fusión)
Poros Capilares < 0.05 µm	Inalterado	Aumenta	Aumenta	Decrece	Inalterado
Poros Capilares 0.05-5µm	Inalterado	Inalterado	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Poros de aire fisuración > 5µm	Inalterado	Inalterado	Aumenta	Aumenta	Aumenta

BIBLIOGRAFIA

1. F.M. Lea. The chemistry of cement and concrete, Edt. Eduard Arnold Ltd. Londo, U.K. 1983) 656.
2. P.K. Metha, Concrete: structure properties and materials, Edt. Prentice Hall, Inc., USA (1986) 129-132.
3. Summy Y. N. Chan, P. Gai-fei and John K.W. Chan, Comparison between high strength concrete and normal strength concrete subjected to high temperature, Mat. and Struct., vol 29, Dec. (1996) 616-619.
4. U. Schneider, Repairability of fire damaged structures. Fire Safety J. v 16 (1990) 251-336
5. G.A. Khoury. Compressive strenght of concrete at high temperatures: a reassessment. Magz of Conc Rs, Vol 44, nº 161, (1992) 291-309.
6. Z.P. Bazant and M. F. Kaplan., Concrete at high temperatures. Logman Grp. Ltd. , England (1996).
7. X. Fu and D.D.L. Chung. Reversible decrease of the flexural dynamic modulus of cement pastes up on heating., Cemt. and Conc. Rs., vol 27, nº 6, (1997) 839-844.
8. H.L. Malhotra. The effect of temperature on compressive strength of concrete. Magz. of Conc. Rs. Aug. (1956) 85-94.
9. F.S. Rostasy, C. Ehm and K. Hinrichsmeyer, Structural alterations in concrete due to thermal and mechanical stresses. Pore structure and materials properties, Edt. J.C.Maso Chapman and Hall, vol 1, (1987) 92-99.

10. G.A.Khoury, B. N. Grainger and P. J.E. Sullivan, Transient thermal strain of concrete: Literature review, conditions within specimen and behaviour of individuals constituents. *Magz. Of Conc. Rs.*, vol 37, nº 132, sept. (1985) 131-143.
11. F.S.Rostasy, R. Weis and G. Wiedemann. Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. *Cemt. And Conc. Rs.*, vol 10, (1980)157-164.
12. J. Piasta. Heat transformations of cement phases and the microstructure of cement paste. *Mat. Et Const.* Vol17, nº 102 (1984) 415-420.
13. B. Chr. Jensen and B. Aarup, Fire resistance of fibre reinforced silica fume based concrete. 4th Intr. Symp. On utilization of high performance concrete, Paris (1996)551-560.
14. R.Sri Ravindrarajah and F. Stathopoulos. Effect of high-temperature on the properties of high-strength concrete. 4th CAMET/ACI Int conference on durability of concrete, Sydney, Aug. (1997) 17-22.
15. A.N. Noumowe, P. Clastres, G. Debicki and J.L. Costaz. Thermal stresses and water vapour pressure of high performance concrete at high temperature. 4th Int. Symp. On utilization of high performance concrete, Paris (1996) 561-570.
16. N. Khoylou and G.L. England, The effect of moisture on spalling of normal and high strength concretes. Held in conjunction with the structures Congress XIV, Worldwide advances in structural concrete and masonry, ASCE. Chicago Apr. (1996) 559-569.
17. Rilem recommendation: Measurement of the gas permeability of concrete by Cembureau method. April, vol 32 (1999) 176.
18. H.J. Herbst and U. Schneider, porositäts und permeabilitätsentwicklung verschiedenartiger betone infolge termischer beanspruchung, Forchugsbericht, Kassel August (1986).
19. C. Alonso, C. Andrade, E. Menendez y E. Gayo, Evolución de la microestructura de hormigones de alta y ultra alta resistencia al ser expuestos a ambientes de elevadas temperaturas, *Hormigón y acero*, nº 221-222, (2001) 97-105.
20. M. Castellote, C. Alonso, C. Andrade, X. Turrillas y J. Campo, Composition and microstructural changes upon heating, as studied by neutron diffraction, *Cem. and Con. Rs.*, 2449 (2003).
21. C. Alonso y L. Fernandez, Dehydration and Rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments, *J. of Mat. Sc.*, (2004).

ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE CARBONATACIÓN Y DIFUSIÓN DE CLORUROS.

Paloma G. de Viedma-Marta Castellote
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 INTRODUCCIÓN

La durabilidad de la armadura del hormigón es el resultado de la acción protectora del hormigón sobre el acero, debido a su doble naturaleza.

- Como recubrimiento que aísla la armadura del exterior.
- Por la elevada alcalinidad de la fase acuosa, que promueve la formación de una capa pasiva sobre la armadura.

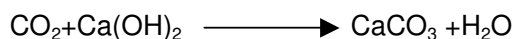
Dos son las causas principales de la pérdida de esta capa pasiva, la carbonatación del recubrimiento, y la presencia de iones cloruro. Mientras que la primera induce una corrosión generalizada, la segunda produce una corrosión localizada.

Debido a la gran importancia en la durabilidad de las estructuras de estos dos factores (CO_2 y cloruros), se hace necesario buscar métodos de ensayo que nos permitan predecir o mostrar el comportamiento del hormigón a escala de laboratorio.

Por ello, se van a presentar a continuación los métodos más habituales para la caracterización y evaluación del comportamiento del hormigón frente a la actuación del CO_2 e iones cloruro.

2 CARBONATACIÓN

La carbonatación se produce por el ingreso del CO_2 del ambiente, a través del recubrimiento de hormigón y su posterior reacción con la portlandita $\text{Ca}(\text{OH})_2$, reduciendo el pH del hormigón.



Este ingreso se produce a través de los poros capilares del hormigón que no están completamente saturados. Si el poro está saturado, el CO_2 no puede penetrar deteniéndose la carbonatación

2.1 Factores que afectan a la carbonatación:

- Porosidad del hormigón, ya que determina el camino de penetración del gas CO_2
- Grado de saturación o humedad de la muestra, teniendo un valor máximo de carbonatación alrededor de 60-65%.
- Dosificación. Al aumentar la cantidad de cemento y la resistencia, disminuye la facilidad de carbonatación.

La influencia de cada uno de estos factores puede verse representada en la siguiente figura.

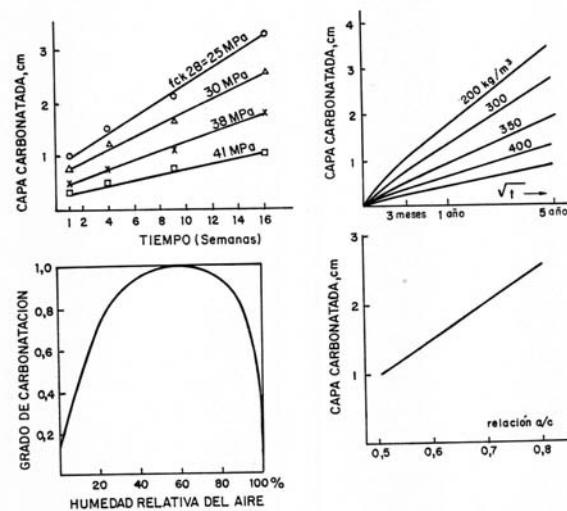


Figura 1. Factores que afectan a la carbonatación. (Manual de Inspección de Obras dañadas por corrosión de armaduras)

2.2 Determinación de la carbonatación. (Norma UNE 112-011-94)

Se realiza determinando el frente de carbonatación de una probeta o testigo, por ensayo colorimétrico, debido a la facilidad, comodidad y fiabilidad del resultado.

Este método de ensayo viene regulado por la Norma UNE 112-011-94.

“La medida de la profundidad de la capa carbonatada en los hormigones se basa en la determinación de la reducción de la alcalinidad que supone la carbonatación, la cual se pone de manifiesto mediante un indicador de pH, que la hace visible a los cambios”

El indicador utilizado es fenolftaleína al 1% en alcohol etílico al 70%, debido a la gran facilidad de determinación por el importante viraje que sufre.

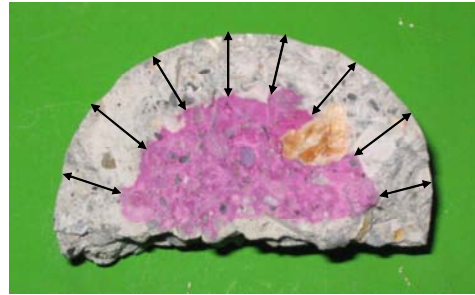
Coloración: rosa – púrpura para $\text{pH} > 9$ (hormigón sin carbonatar)
incolora para $\text{pH} < 8$ (hormigón carbonatado)

Para la determinación, se pulveriza la disolución de fenolftaleína sobre una superficie recientemente cortada. El corte o rotura debe ser reciente para que no se carbonate durante el ensayo, falsificando el resultado.

Dada la disminución de pH en la zona carbonatada (pudiendo llegar hasta pH neutros), se observa una coloración en la zona no carbonatada mientras que en la carbonatada no se detecta la presencia de la fenolftaleína por ser incolora a este pH . Tras diez minutos aproximadamente, se procede a la medida de profundidad de la capa carbonatada, desde cara exterior, con precisión 0.5 mm.



Fotografía 1. Probeta sin carbonatar



Fotografía 2. Probeta carbonatada

3 ESTUDIO DEL TRANSPORTE DE CLORUROS INTRODUCCIÓN

El mejor parámetro para caracterizar hormigones respecto a la durabilidad y para predecir la vida útil de la estructura, es el coeficiente de difusión. Éste nos determina el transporte de iones cloruro a través del recubrimiento.

Para un material poroso, dado que se ve afectado tanto por la porosidad del material, como por las fases sólidas, existe más de un coeficiente de difusión.

- Coeficiente de difusión efectivo o de estado estacionario, D_s , en el que sólo se considera el transporte a través de la estructura porosa.
- Coeficiente de difusión aparente o de estado no estacionario, D_{ns} , que considera globalmente el transporte y la interacción con las fases sólidas.

3.1 Métodos de penetración de cloruros

Durante años se han utilizado principalmente ensayos de difusión natural, que presentan el gran inconveniente de su larga duración.

En la actualidad, se está tendiendo a la realización de ensayos acelerados, mediante la aplicación de un campo eléctrico, que permite acelerar los fenómenos de difusión, acortando el tiempo de ensayo hasta dos órdenes de magnitud.[2-14]

Dada la complejidad del transporte de iones a través del hormigón, no hay un acuerdo general sobre las ventajas e inconvenientes de cada método de determinación del coeficiente de difusión.

En el Comité RILEM TC 178-TMC: "Testing and Modelling Chloride Penetration in Concrete", dada la importancia del tema, y de la necesidad de poder calcular ambos coeficientes de

difusión, se decidió la realización de un Round Robin Test o Interlaboratorio sobre métodos para determinar las propiedades del transporte de iones cloruro. [15]

3.2 Round-robin test de métodos de determinación de los parámetros de transporte de cloruros en hormigón

3.2.1. Objetivo del Round Robin Test

El objetivo del RRT es la evaluación de los distintos ensayos de laboratorio en relación a su base teórica, facilidad técnica, precisión de las medidas, conveniencia, aplicabilidad...

3.2.2. Métodos seleccionados

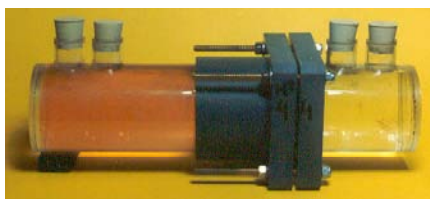
Para ello se han seleccionado diversos métodos de ensayo, que pueden clasificarse en las cuatro categorías que se presentan a continuación:

- 3.2.2.1 Ensayos de difusión natural
- 3.2.2.2.- Ensayos de medida de resistividad
- 3.2.2.3.- Ensayo colorimétrico
- 3.2.2.4.- Ensayos de migración

3.2.2.1 Ensayos de difusión natural

Se realizan diversos ensayos de difusión natural, propuestos por los distintos laboratorios. A continuación se presenta un breve resumen de los métodos.

D1: Ensayo de difusión natural para el cálculo del coeficiente en estado estacionario D_s , mediante la primera ley de Fick.[4]



Fotografía 3. Montaje de ensayo de difusión natural

$$\ln(\gamma C_1 - C_2) = -\frac{D_s A}{Vl} (t - t_0) + \ln \gamma C_1$$

Ecuación 1. Primera ley de Fick

donde:

C_1 : Concentración de cloruros en el catolito (mol/cm^3)

C_2 : Concentración de cloruros en el anolito (mol/cm^3)

γ : Coeficiente de actividad en la solución del catolito.

D_s : Coeficiente de difusión en estado estacionario (cm^2/s)

A : área de muestra expuesta (cm^2)

V : Volumen de anolito (cm^3)

l : Ancho de la probeta (cm)

t : tiempo (s)

t_0 : tiempo inicial (s)

Para ello, se sitúa una rodaja de hormigón en una celda separando los dos compartimentos. En uno de ellos se introduce NaCl 1,0 M y en el otro agua destilada. Periódicamente se analizan los cloruros en ambos compartimentos, pudiendo con ello medir el paso de cloruros a través de la probeta. Mediante la primera ley de Fick podemos obtener el coeficiente D_s .

D2: Determinación del coeficiente D_{ns} , mediante ensayo natural, por inmersión en disolución de NaCl concentrada. Es necesario que todas las caras de la probeta excepto la cara de contacto con la disolución estén perfectamente pintadas y aisladas de la disolución. Tras un tiempo de ensayo determinado se retira la probeta, y se realiza un perfil de cloruros, mediante torno, y posterior análisis de la muestra. [16]

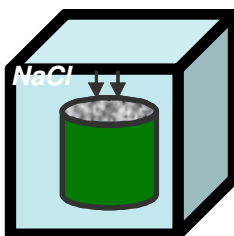


Figura 2. Esquema del ensayo de inmersión

$$C(x,t) = C_s - (C_s - C_i) \cdot \text{erf} \left(\frac{x}{\sqrt{4 \cdot D_e \cdot t}} \right)$$

Ecuación 2. Ecuación de ajuste para la obtención del coeficiente D efectivo.

donde:

$C(x, t)$ es la concentración de cloruros medida a profundidad x y tiempo de exposición t (%masa)

C_s es la concentración en la superficie (%masa)

C_i es la concentración inicial de cloruro en el hormigón (%masa)

x profundidad desde la superficie expuesta (m)

D_e es el coeficiente de difusión efectivo (m^2/s)

t tiempo de exposición (s)

Erf función de error definida como

$$\text{erf } z = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^z \exp(-u^2) du$$

D3.- Determinación de D_{ns} por obtención de un perfil de penetración de cloruros tras exponer una cara de la probeta a una disolución de cloruros durante un tiempo determinado. [2]



Fotografía 4. Probeta con piscina sellada sobre ella.

Los valores de concentración de cloruros obtenidos a las distintas profundidades deben ser ajustados por regresión no lineal a la segunda ley de Fick.

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

Ecuación 3. Segunda ley de Fick.

donde:

$C(x, t)$: Concentración total de cloruros (% respecto muestra total) medida a profundidad x y tiempo de exposición t

X : profundidad desde la superficie expuesta (m)

t : tiempo de exposición (s)

D_{ns} : Coeficiente de difusión no estacionario o aparente (m^2/s)

C_s : concentración en la superficie (%masa)

3.2.2.2 Ensayos de medida de resistividad

En una muestra cilíndrica, preconditionada de acuerdo con la norma ASTM C1202-91 (saturación de agua a vacío), se mide la resistencia eléctrica a 25°C.

Su resistividad puede ser entonces calculada de acuerdo con la siguiente ecuación

$$\rho = R \cdot A / l$$

Ecuación 4. Medida resistividad

ρ = resistividad (ohm .cm)

R = resistencia eléctrica (ohm)

l = largo de la probeta (cm)

A = área (cm^2)

La medida de la resistencia eléctrica puede hacerse por diferentes procedimientos. Uno de ellos es usando un potenciostato con dos electrodos auxiliares colocados a ambos lados de la probeta a medir, y haciendo que haya contacto eléctrico entre los electrodos y la probeta. [17,18]

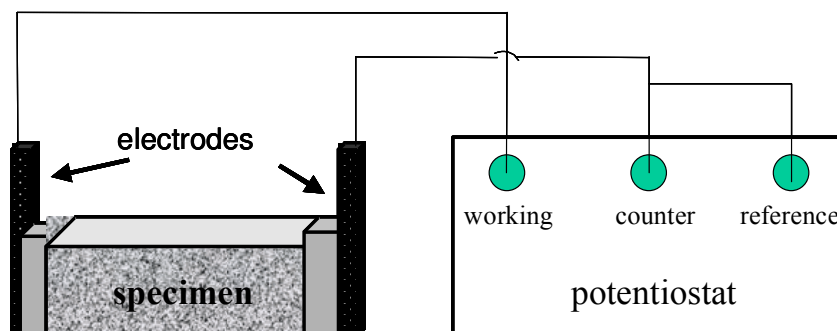


Figura 3. Medida de resistencia eléctrica con un potenciostato

El coeficiente de difusión estacionario, D_s , es calculado directamente a partir de la resistividad mediante la siguiente ecuación:

$$D_s = \frac{2E - 4}{\rho}$$

Ecuación 5. Cálculo coeficiente de difusión estacionario

3.2.2.3 Ensayo colorimétrico

Se sitúa la probeta con una piscina, de forma que esté en contacto con una disolución de NaCl por una sola cara. Tras un periodo determinado con una piscina (como montaje de D3), se parte la probeta longitudinalmente y se le añade pulverizando a cada una de las dos mitades 0,1M AgNO_3 y $\text{AgNO}_3 + \text{K}_2\text{CrO}_4$ respectivamente. Por diferencia de coloración, debido a la reacción de la plata con el cloruro, dando nitrato de plata (blanco) se puede determinar la profundidad de penetración de ión cloruro. [19-21]



Fotografía 5. Resultado de ensayo colorimétrico

3.2.2.4 Ensayos de migración

Se denominan ensayos de migración aquellos en los que se ha aplicado un campo eléctrico para acelerar el proceso de difusión. Se realizan en celda de doble compartimento, o en una modificación de esta celda.

Se aplica un campo eléctrico entre ambos lados de la probeta favoreciendo la penetración de iones cloruro.

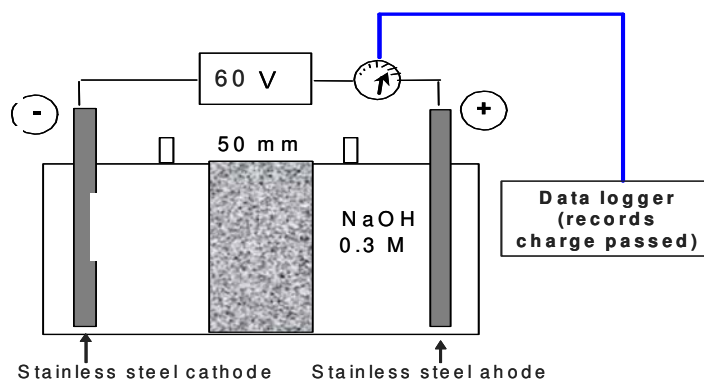


Figura 4. Celda de migración.

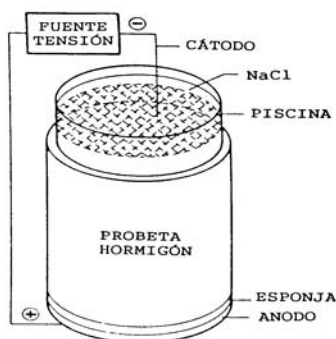


Figura 5. Montaje de migración para Dns

Se han estudiado diversos métodos de migración, en los que las características de ensayo varían en cuanto a su voltaje aplicado, tiempo de ensayo, métodos de medida, y características medidas, tanto durante como tras el ensayo, etc...

En la Tabla 1 se presentan las principales características de cada uno de los métodos estudiados:

	Método	Análisis	Resultados obtenidos	Referencia
<u>M1</u>	Aplicación 60V durante 6 horas	Medida de carga pasada tras el ensayo.	Penetrabilidades de ión cloruro (muy alta, alta, media, baja, inapreciable)	[2, 22]
<u>M3</u>	Aplicación 12V hasta detección de final de ensayo	Concentración en muestra extraída a diario de iones Cl-	Ds	[13]
<u>M4</u>	Aplicación Voltaje variable. Tiempo: entre 6 y 96 horas.	Colorimétrico	Dns	[23]
<u>M5</u>	Aplicación 12V Tiempo: 70 horas. (pueden elegirse otras variables)	Colorimétrico	Dns	[24]
<u>M6</u>	Aplicación 12V hasta detección de final de ensayo	Conductividad	Ds y Dns	[25]

Tabla 1. Métodos de migración. Principales características.

3.3 Tratamiento estadístico de los datos para determinación de la precisión.

Los resultados obtenidos por todos los laboratorios han sido utilizados para un tratamiento estadístico para determinar la repetibilidad y reproducibilidad de cada uno de los métodos estudiados.

El método estadístico utilizado ha sido la norma internacional ISO 5725-2:1994 [26]. Parte 2: *Método básico para la determinación de la repetibilidad y reproducibilidad de un método estándar.*

Repetibilidad (r): Es el valor por debajo del cual la diferencia absoluta entre dos resultados individuales obtenidos en las mismas condiciones (mismo operador, equipo, laboratorio y periodo de tiempo) es obtenida con una probabilidad de 95%.

Reproducibilidad (R): Es el valor por debajo del cual la diferencia absoluta entre dos resultados individuales obtenidos en distintas condiciones (distinto operador, equipo, laboratorio y/o periodo de tiempo) es obtenida con una probabilidad de 95%.

A continuación se presenta un breve resumen del proceso de aplicación de esta norma:

1º Examen crítico de los valores individuales para encontrar posibles valores que sean irreconciliables con el resto de datos. (Sólo se descartan valores discordantes obvios)

2º Aplicación de los tests estadísticos.

Mandel's h (consistencia entre laboratorios) y k (consistencia en laboratorio)

Test de Cochran: Este estándar asume que entre laboratorios las diferencias en la repetitividad son pequeñas.

Test de Grubbs: El propósito es el mismo que para Cochran pero observando las variaciones de reproducibilidad analizando la observación más larga (sh), la más pequeña (sl), las dos más largas (dh) y las dos menores. (dl).

3.3.1. Criterio de rechazo de datos

Para rechazar una serie de datos debe ser clasificado como fuera de límite por alguna de estas opciones:

- Mandel's k -statistic y Cochran tests (consistencia en laboratorio).
- Mandel's h -statistic y Grubb tests (consistencia entre laboratorios).
- un método de cada opción (consistencia entre laboratorios y consistencia en laboratorio).

3º Cálculo de los valores de desviación estándar de repetibilidad (sr) y de reproducibilidad (sR). Para ello, es necesario, calcular con anterioridad la varianza de repetibilidad (sr²) y de reproducibilidad (sR²) así como la relación entre m (valor medio) y (sr) (sR).

3.3.2. Otros indicadores de evaluación.

Se ha considerado necesario no sólo valorar la calidad del resultado en cuanto a la repetibilidad y reproducibilidad, sino que es imprescindible para valorar un método tener en cuenta otros factores como la facilidad, la rapidez, la relevancia del resultado, etc.

Para ello se ha desarrollado una evaluación en función de una serie de indicadores que se han considerado básicos:

1.- Exactitud: concordancia entre el valor obtenido y el valor real o de referencia aceptado.

- 2.- Precisión: medida de la dispersión entre resultados.
- 3.- Relevancia: calidad de la información obtenida.
- 4.- Conveniencia: valoración en cuanto a coste de horas de personal y recursos.

Estos indicadores están a su vez divididos en sub-grupos, que precisan más el indicador según propiedades tales como si permite obtener Ds, Dns, o ninguno de las dos, si es necesario un manejo excesivo de las muestras, si resulta cara su realización...

Con estos indicadores se ha realizado una valoración parcial (puntuación 1-3, para cada sub-grupo y posterior normalización), obteniéndose la siguiente clasificación:

Exactitud: D2 y D3 (métodos de referencia) y M6-Ds son los mejores. A continuación R1/M, M3, M4, M5 and M6-Dns. Por último los métodos de resistividad y M1.

Precisión: M1 es el mejor, seguido de R1, R1-M, M4 y M6-Dns; y posteriormente D2, D3, M3, M5 y M6-Ds.

Relevancia: D3, R1/M y M6 los primeros. Tras ellos, D2, R1, M3, M4 y M5; por último M1.

Conveniencia: R1 y R1/M, después M1; seguido de M6 y a continuación M3, M4 y M5. La peor clasificación según este indicador es para D2 y D3.

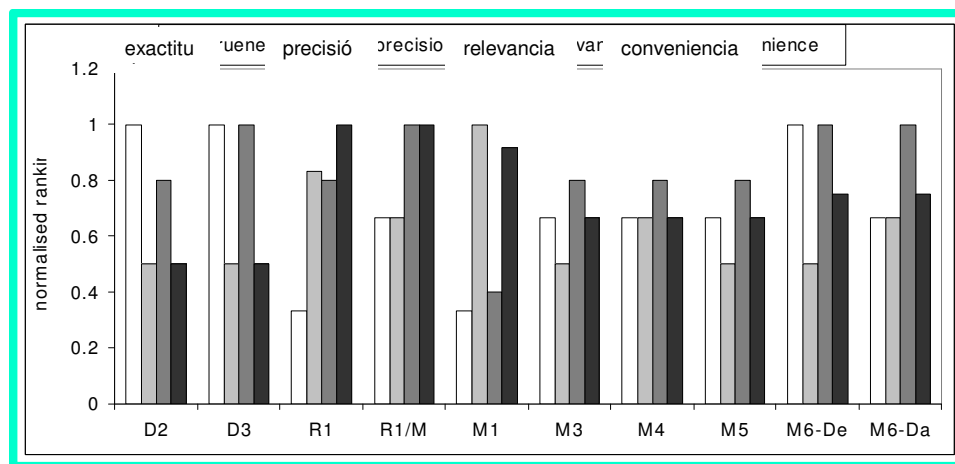


Figura 7. Valoración parcial de indicadores

3.4 Conclusiones del Round Robin Test.

Tras la evaluación de los resultados, los datos estadísticos y la valoración por indicadores se ha establecido la siguiente clasificación de métodos de evaluación de parámetros de transporte de cloruros.

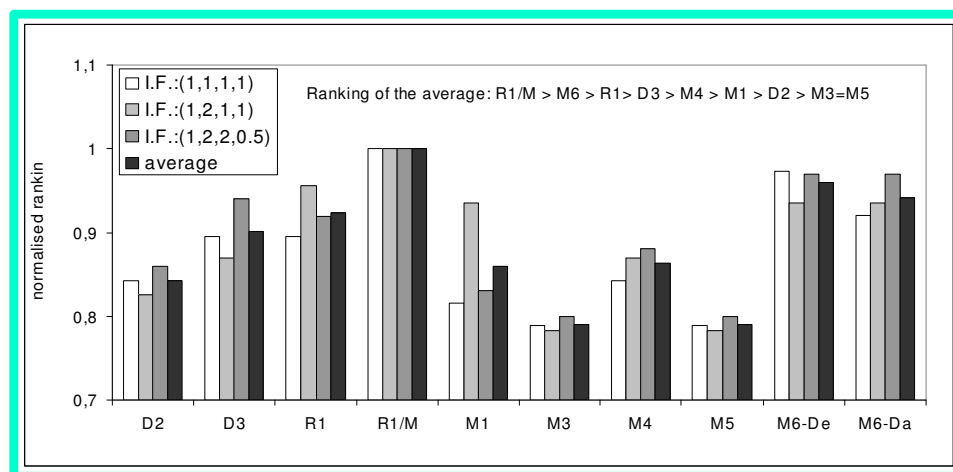


Figura 8. Valoración global de los métodos de ensayo

R1/M > M6 > R1 > D3 > M4 > M1 > D2 > M3=M5

En cuanto a métodos de **difusión natural**: D3 es que da mejor comportamiento.

Para el **cálculo de Ds** R1-M, después M6-De y finalmente M3.

En cuanto a **cálculo de Dns**: M6-Da es el mejor, seguido de M4 y finalmente M5.

Es conveniente remarcar que este análisis no puede ser considerado para determinar la capacidad de los métodos para ser usados en los modelos de predicción para prestaciones de largo tiempo.

3.5 Referencias

1. Norma UNE 112-011-94 "Corrosión de armaduras. Determinación de la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio".
2. Whiting D (1981) Rapid determination of the chloride permeability of concrete, Federal Highway Administration. Report No. FHWA/RD-81/119
3. Collepardi M, Marcialis A, Turriziani R (1970) Kinetics of penetration of chloride ions into the concrete, Il cemento, No. 4:157–164
4. Page CL, Short NR, Tarras A (1981) Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. Cement Concrete Res 11(3):395–406
5. Andrade C (1993) Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. Cement Concrete Res 23(3):724–742
6. Ollivier JP, Arsenault J, Truc O, Marchand J (1997) Mario Collepardi Symposium on Advances in Concrete Science and Technology, Rome
7. MacDonald KA, Northwood DO (1995) Experimental measurements of chloride ion diffusion rates using a two-compartment diffusion cell: effects of material and test variables. Cement Concrete Res 25(7):1407–1416
8. Gillece PRV, Basheer AE, Long AE (1995) The effect of concentration on the accelerated chloride ion migration tests for modified concretes. In: Proceedings of the International RILEM Workshop, St- Rémy-les-Chevreuse, France, 161 pp
9. Tang L, Nilsson LO (1992) Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. ACI Materials Journal, Technical Paper, pp 49–53

10. Tang L (1996) Electrically accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete. *Mag Concrete Res* 48(176):173–179
11. Andrade C, Castellote M, Alonso C, González C (Jan.–Feb. 2000) Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: comparison between several methods of calculation. *Mater Struct* 3:21–28
12. Tang L (1999) Concentration dependence of diffusion and migration of chloride ions – Part 1 & 2. *Cement Concrete Res* 29:1463–1474
13. Truc O, Ollivier JP, Carcasse` s M (2000) A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state migration test. *Cement Concrete Res* 30(2):217–226
14. Andrade C, Kropp J (eds) (2000) Testing and Modelling the Chloride Ingress into Concrete. In: *Proceedings of the 2nd RILEM International Workshop September 11–12, 2000, Paris*, RILEM Publications, Cachan
15. M. Castellote, C. Andrade (2006). Round Robin Test on methods for determinig chloride transport parameters in concrete. *Materials and Structures* (2006) 39:955-990
16. NT BUILD 443: 94, Concrete, hardened: accelerated chloride penetration
17. Andrade C, Alonso C, Arteaga A, Tanner P (2000) Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life. In: Malhotra VM (ed) *Proceedings of the 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete*, June 4–9, 2000, Barcelona, Spain, Supplementary paper, pp 899–915
18. Monfore GE (1968) The electrical resistivity of concrete. *J PCA Res Dev Lab* 35–48
19. Maultzsch M (1983) Betonspezifische Einfluesse auf die Chloriddiffusion. *Beitrag zum Int. Kolloquium Chloridkorrosion*, Wien 22.–23.02.1983. *Amts- und Mitteilungsblatt der Bundesanstalt fuer Materialpruefung (BAM)* 13(3):387–389
20. Hammer C, Fischer K (1971) Feststellung, Beurteilung und Ausbesserung von Gebaeudeschaeden durch PVC-Brandgase. *Beton* 21:363–364
21. Locher FW, Sprung S (1970) Einwirkung von salzsaeurehaltigen PVC-Brandgasen auf Beton. *Beton* 20:63–65, 99–104.
22. ASTM C 1202 – 97, Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration
23. NT BUILD 492: 99, Concrete, mortar and cement based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady state migration experiments
24. Castellote M, Andrade C, Alonso C (2001) Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests: part II: different experimental conditions. Joint relations. *Mater Struct* 34:323–331
25. Castellote M, Andrade C, Alonso C (2001) Measurement of the steady and non-steady state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests. *Cement Concrete Res* 31(10):1411–1420
26. International Standard ISO 5725-2:1994 (E). Accuracy (trueness and precision) of measurement methods and results. Part 2: basic method for the determination of the repeatability and reproducibility of a standard measurement method. *Materials and Structures*

CORROSIÓN DE ARMADURAS. TÉCNICAS DE EVALUACIÓN

Isabel Martínez Sierra
Dra. en Ciencias Químicas
IETcc

Introducción

La corrosión de la armadura es reconocida como el proceso de deterioro que acarrea mayores pérdidas económicas. La armadura se corroe debido a la penetración a través del recubrimiento de agresivos como el dióxido de carbono y los cloruros que al alcanzar el acero, lo despasivan. Este ingreso de agresivos es tanto más rápido cuanto mayor sea la concentración del agresivo en el exterior y más poroso sea el hormigón.

La experiencia ha demostrado que en estructuras de más de 50 años de vida, sólo aquellas con un hormigón muy compacto, aunque no sea de elevada resistencia mecánica, mantienen la alcalinidad y por tanto las barras libres de herrumbre.

Una vez iniciada la corrosión, ésta puede no tener consecuencias dramáticas, si se mantiene en bajas velocidades. Tal es el caso de muchas estructuras carbonatadas. Es la velocidad de corrosión el factor clave que controla la durabilidad de las estructuras de hormigón y no tanto la penetración de los agresivos, inevitable esta última en la mayoría de los casos de hormigón cara vista para edades superiores a 50 años.

Objetivo

El objetivo de ésta ponencia es resumir los avances científicos y técnicos más destacables del trabajo desarrollado en el área de la medida en estructuras reales de la velocidad de corrosión, exponiendo la utilidad práctica de dichos valores para la predicción del deterioro.

Técnicas electroquímicas aplicadas para la determinación de la corrosión

Es de suma importancia la evaluación de las estructuras afectadas por corrosión para poder cuantificar el alcance del daño producido y estimar la vida residual de la estructura. De este modo pueden plantearse criterios de actuación dependiendo de la urgencia de la reparación.

Por ello, en las últimas décadas ha crecido el interés para el diseño de diferentes métodos de medida que permitan la evaluación de la corrosión *in situ*^{1,2,3}, en los cuales, la aportación de investigadores españoles ha sido muy intensa. Estos métodos de medida se basan en técnicas electroquímicas y su principal ventaja es el carácter no destructivo de las mismas.

Los parámetros electroquímicos que ofrecen información sobre la presencia de corrosión en la armadura son potencial de corrosión, resistividad y velocidad de corrosión.

Medida del potencial de corrosión de la armadura:

Proporciona información cualitativa sobre el riesgo de corrosión, pudiéndose establecer unos límites para los cuales la probabilidad de corrosión es elevada.

La medida del potencial de corrosión consiste en determinar la diferencia de potencial eléctrico entre el acero de las armaduras y un electrodo de referencia que se coloca en contacto con la superficie del hormigón (Figura 1).

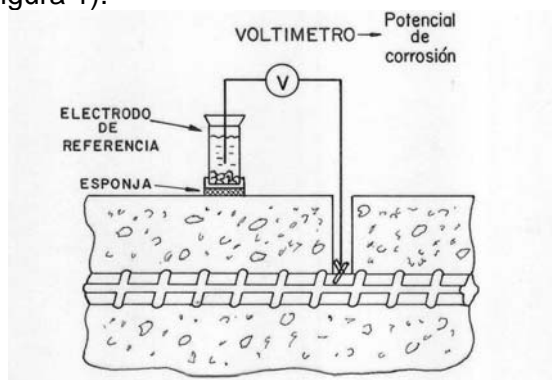


Figura 1 Medida del potencial de corrosión.

Ahora bien, el E_{corr} no cuantifica la proporción de metal que se corroe por unidad de área. Por ello estos valores no deben considerarse más que como valores orientativos y de validez estrictamente cualitativa, sin que se pueda establecer de una forma general y para cualquier condición de exposición una relación constante entre E_{corr} y la cinética del proceso.

A partir de estas medidas pueden dibujarse mapas de potencial que revelan las zonas que son más propicias de sufrir corrosión en el estado activo⁴. Sin embargo, como estas medidas tienen carácter cualitativo pueden tener una difícil interpretación. Esto se debe a que el potencial sólo informa del riesgo de corrosión y no de la actividad actual. Además, el desarrollo de macroceldas puede también llevar a conclusiones erróneas ya que las zonas corroídas polarizan los alrededores que pueden parecer también corroídas cuando son áreas catódicas de la macrocelda. Por ello, estos mapas de potencial tienen todavía la función de lograr una interpretación cualitativa general y actuar como complemento de otras técnicas in situ⁵.

La interpretación de las medidas de potencial de corrosión se suele hacer calificando el riesgo según el criterio (Norma ASTM C-876-91):

E_{corr} (SCE) / V	Riesgo de corrosión
> -0.2	10%
-0.2 a -0.35	50%
< -0.35	90%

Medida de la resistividad del hormigón

Ofrece una visión del grado de saturación del hormigón⁶. El grado de saturación afecta directamente a la probabilidad de ausencia o presencia de corrosión, ya que se precisa de una cierta cantidad de agua líquida en los poros del hormigón para que pueda producirse la reacción catódica.

La medida de la resistividad del hormigón ayuda por tanto a interpretar el valor de la velocidad de corrosión I_{corr} . El parámetro normalmente medido con las distintas técnicas es la resistencia eléctrica del hormigón (R_e), utilizándose normalmente como unidad de medida el $K\Omega$. La resistividad se calcula a partir de la R_e teniendo en cuenta el factor geométrico. Sus unidades son por tanto $K\Omega \times cm$.

Se han establecido distintos rangos gracias a la experiencia en laboratorio, en relación con la probabilidad de corrosión^{7,8}:

Resistividad

Probabilidad de corrosión

> 100-200 K Ω x cm	No permite distinguir entre acero en estado activo o pasivo de corrosión. Las velocidades de corrosión I_{corr} serán muy bajas, independientemente del contenido de cloruros o del nivel de carbonatación.
50 a 100 K Ω x cm	Velocidades de corrosión bajas
10 a 50 K Ω x cm	Velocidades de corrosión moderadas o altas, en hormigones carbonatados o con cloruros.
< 10 K Ω x cm La resistividad no es el parámetro controlante del proceso. El valor de I_{corr} obtenido reflejará la cota superior de la velocidad de corrosión en ese hormigón para un determinado contenido de cloruros o un nivel de carbonatación.	

Existen dos métodos recomendados por el correspondiente comité científico de la RILEM para la medida de la resistividad in situ⁹

Medida de la resistividad utilizando el método de las cuatro puntas o los cuatro electrodos.

Se basa en la aplicación de una corriente a través de dos electrodos y en la medida inmediata de la variación de la diferencia de potencial existente entre dos electrodos alineados entre los dos de aplicación de la corriente (Figura 2). Aunque en sus orígenes la técnica fue concebida para la medida de resistividad en suelos¹⁰, ha sido aplicada también a hormigón⁶ Como electrodos suelen utilizarse barras de acero al carbono La resistencia eléctrica superficial del hormigón se calcula a partir del cociente entre la intensidad y la diferencia de potencial. La resistividad se obtiene aplicando la fórmula:

$$\rho = 2 \pi R e a \quad [1]$$

donde a es la distancia entre los electrodos supuesta idéntica.

La ventaja que presenta este método para la medida de resistividad en estructuras de hormigón armado es el no tener que realizar conexión eléctrica con la armadura embebida. Esto evita tener que descubrirla para medir, con lo que se disminuye el coste y el tiempo de medida.

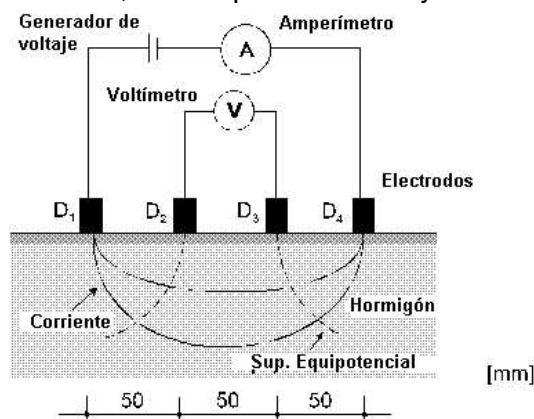


Figura 2 Esquema del desarrollo de una medida de resistividad con el método de las cuatro puntas.

Medida de resistividad a partir de un solo electrodo: método del disco¹¹.

Este método se basa en la estimación de la caída óhmica debida a la resistencia, R, entre un pequeño disco, WE, de diámetro ϕ que se coloca en la superficie del hormigón, y la armadura, un contraelectrodo, CE, mucho mayor que el disco y a una profundidad determinada (Figura 3). La resistencia eléctrica medida entre el disco y la armadura permite calcular la resistividad del hormigón:

$$\rho = 2 R e \phi \quad [2]$$

Para que la anterior expresión sea aplicable, la contribución de la resistencia del contraelectrodo (armadura) debe ser despreciable en relación con la resistencia total. Esto se consigue cuando la superficie de la armadura es mucho mayor a la del disco¹². Se utiliza un pulso galvanostático para la realización de la medida. Un inconveniente en este caso es que es necesario realizar conexión eléctrica con la armadura.

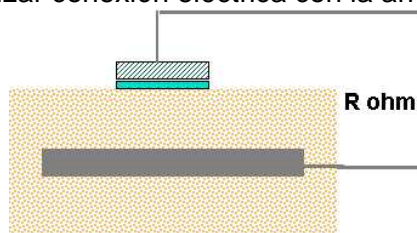


Figura 3 Medida de resistividad en estructuras de hormigón armado utilizando un contra-electrodo exterior y cerrando el circuito conectando con la armadura.

Medida de la velocidad de corrosión de la armadura

Para la medida de la velocidad de corrosión se aplica la técnica de la resistencia de polarización, aplicando la ecuación de Stern y Geary¹⁴ que relaciona ambos parámetros.

$$I_{corr} = B/R_p \quad [3]$$

En ella B es la constante de Tafel, y su valor depende directamente de las pendientes de las rectas anódica y catódica del proceso. Su valor en el caso de hormigón armado varía de 13 a 52 mV. Normalmente se considera aceptable el valor de 26 mV, asumiendo el correspondiente error en el cálculo de la velocidad de corrosión.

La resistencia de polarización del acero viene dada, en el caso de realizar una medida galvanostática, por el cociente entre la polarización experimentada por el acero y la corriente aplicada para producir dicha polarización ($\Delta E/\Delta I$). Debe tenerse en cuenta que tras la aplicación del pulso debe esperarse un cierto tiempo hasta llegar a una lectura estable del potencial. Es en este momento cuando debe realizarse la medida de la resistencia de polarización. También debe descontarse de la respuesta obtenida la caída óhmica debida a la resistencia ofrecida por el hormigón (electrolito) al paso de la corriente.

Para realizar la medida de I_{corr} en laboratorio, normalmente se utiliza un contraelectrodo de la misma dimensión que el electrodo de trabajo y paralelo al mismo (Figura 4). De este modo las líneas de corriente generadas discurrirán paralelas a ambos electrodos. En este tipo de medidas, el área de referencia para el cálculo de la I_{corr} es el área total de la armadura, aunque se debe asumir un cierto error cuando se presenta corrosión localizada, ya que no toda el área de la armadura expuesta está participando en el proceso de corrosión.

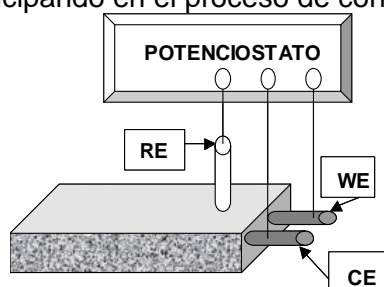


Figura 4 Disposición de los electrodos para realizar la medida de I_{corr} en laboratorio.

Evaluación in situ: Medida de la velocidad de corrosión en estructuras de gran tamaño.

El primer problema que se presenta para la medida de I_{corr} en estructuras de gran tamaño, es que no podemos disponer de un electrodo auxiliar de las mismas dimensiones que la armadura a medir. Por ello, normalmente el contraelectrodo se coloca sobre la superficie del hormigón, generándose una distribución no regular de las líneas de campo. El problema ahora es el cálculo de la longitud de la armadura que ha sido polarizada por la señal externa aplicada. En este momento surge la definición de lo que se denomina longitud crítica, L_{crit} , como la longitud de armadura, medida desde el borde del contraelectrodo, polarizada por la señal electroquímica aplicada (Figura 5). Para minimizar el error derivado del desconocimiento de ésta L_{crit} , algunos autores hicieron uso de contraelectrodos de gran tamaño, tratando de igualar el área del contraelectrodo al de la armadura afectada. De este modo se obtiene lo que se denomina R_p aparente. El área del contraelectrodo es usada como área de referencia para el cálculo de I_{corr} , pero para el caso de estructuras pasivas, se precisan contraelectrodos de tamaños excesivamente grandes, imposibles para su manejo in situ.

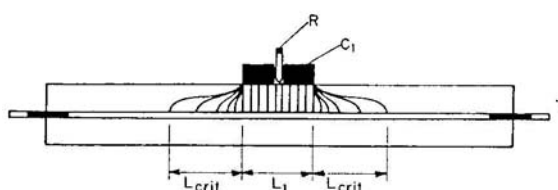


Figura 5 Representación de la longitud crítica que alcanza la señal electroquímica aplicada para la medida de I_{corr} desde un contraelectrodo de menor dimensión que el electrodo de trabajo a medir.

Además, la presencia de corrosión localizada en algunas zonas, provoca una distribución no uniforme de las líneas de corriente emitidas, dificultando la determinación de la longitud crítica. Para tratar de solventar estos problemas, se intentó de diferentes modos el confinamiento de la corriente de medida a un área prefijada y conocida. En un primer intento, diversos autores trataron de aplicar el confinamiento utilizando un anillo de guarda por el cual se emite la misma corriente que por el contraelectrodo interno. Este tipo de confinamiento¹⁵ proporciona resultados de velocidad de corrosión normalmente superiores a los reales ya que al no controlarse en anillo de forma independiente, el confinamiento no es correcto, y el área afectada generalmente es superior a la considerada (confinamiento por defecto), aunque en ocasiones también podría producirse un exceso de confinamiento (el área afectada es inferior al área considerada).

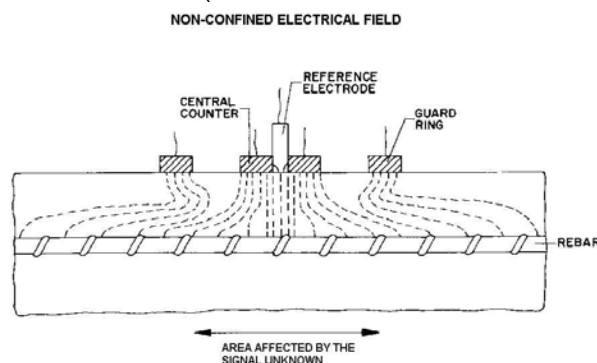


Figura 6 Confinamiento incorrecto de la corriente para la medida de I_{corr}

En el año 1990, investigadores del IETcc y el CENIM patentaron junto con la empresa GEOCISA lo que se denominó **método de confinamiento controlado de la corriente**¹⁶, desarrollando el corrosímetro portátil GECOR 06. Se trata de un método galvanostático para la medida de I_{corr} a partir de la R_p en el cual se utiliza un anillo de guarda para el confinamiento de la corriente. Realiza una buena estimación del área afectada por la señal gracias a la presencia

de dos sensores de campo eléctrico situados entre ambos contraelectrodos que controlan la corriente que se introduce en cada momento por el anillo de guarda, como se muestra en la Figura 7.

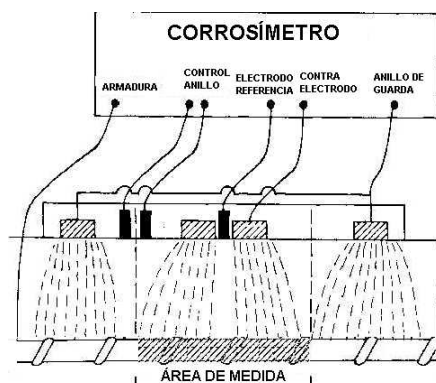


Figura 7 Esquema del dispositivo de medida a utilizar en la medida de I_{corr} mediante confinamiento controlado de la corriente.

En la Figura 8 se observa la disposición de los electrodos de medida dentro del sensor diseñado para la determinación de la velocidad de corrosión en estructuras de hormigón armado. Es importante la verificación de la conexión eléctrica entre el acero de la estructura y el equipo, así como un buen contacto electrolítico entre los electrodos de medida y el recubrimiento de hormigón sobre el cual se realiza la medida.

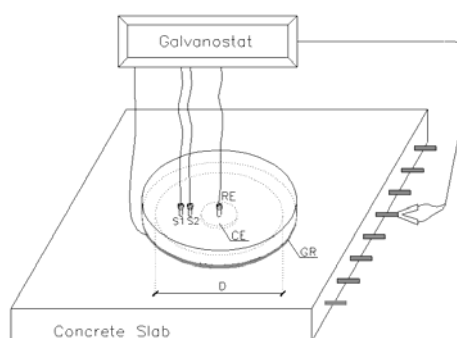


Figura 8 Disposición de los electrodos dentro del sensor de medida diseñado para determinar I_{corr} mediante confinamiento controlado de la corriente.

Además de este método, también existe otro capaz de estimar el área afectada por la señal. Se trata del **método de atenuación del potencial**, o método de los electrodos múltiples, propuesto por Feliú¹⁷. En este caso se realiza una medida potencioestática de la I_{corr} . La longitud crítica se calcula gracias a la presencia de cuatro electrodos de referencia colocados a diferentes distancias del contraelectrodo desde el que se aplica el pulso. A partir de estos valores y aplicando un criterio de extrapolación se obtiene en cada caso la longitud crítica alcanzada por la señal.

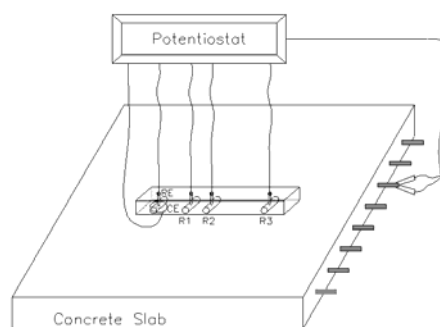


Figura 9 Disposición de los electrodos de medida para la aplicación del método de atenuación del potencial para la determinación de I_{corr} .

Este método ha sido adaptado para la realización de medidas en estructuras de hormigón armado que se encuentren sumergidas o con un alto grado de saturación. En estos casos, la resistividad del electrolito es muy pequeña y esto dificulta en cierta manera que el confinamiento se ejecute de forma correcta, siendo complicado obtener valores correctos de la velocidad de corrosión en estos casos.

En los últimos años, estos métodos de medida de velocidad de corrosión han sido calibrados y mejorados, haciendo posible el desarrollo de un nuevo corrosímetro portátil denominado GECOR 08¹⁸, desarrollado por el IETcc y GEOCISA.

Monitorización de estructuras mediante sensores permanentes.

La introducción de pequeños sensores en el interior del hormigón, normalmente cuando éste se fabrica, es uno de los desarrollos más prometedores para controlar el comportamiento a largo plazo de las estructuras. Lo más usual, como en el caso de las técnicas no permanentes, es embeber electrodos de referencia o de resistividad eléctrica. Estos electrodos pueden informar sobre la presencia de humedad y la evolución del potencial de corrosión. Otros eventos que pueden ser controlados son el avance del frente carbonatado o de cloruros, la disponibilidad de oxígeno, la temperatura, deformaciones en el hormigón y la velocidad de corrosión.

Un ejemplo particular del uso de sensores embebidos lo constituye el almacenamiento de residuos de media y baja radioactividad situada en El Cabril (Córdoba)¹⁹. En las instalaciones de "El Cabril" se ha instrumentado un contenedor piloto desde 1995 (Figura 10). La evolución de los parámetros que se controlan son: temperatura, deformaciones del hormigón, potencial de corrosión, resistividad, disponibilidad de oxígeno y velocidad de corrosión. El impacto de la temperatura en varios de estos parámetros es muy notable y por lo tanto hay que ser muy cuidadoso a la hora de interpretar los resultados.



Figura 10 Contenedor piloto instrumentado en las instalaciones de El Cabril

Normalmente los sensores instalados se embeben en estructuras de hormigón armado en el momento de su fabricación, permitiendo así monitorizar la evolución del estado de la armadura desde un primer momento. Recientemente se ha incorporado este sistema de control en otro tipo de estructuras ya existentes, colocando los sensores en la superficie del hormigón (Figura 11) y favoreciendo el contacto electrolítico aplicando un mortero de baja resistividad en la interfase sensor-hormigón. La ventaja de esta colocación en superficie es la posibilidad de reemplazar los sensores de medida cuando éstos comiencen a fallar (la vida de los electrodos de

referencia es limitada), aunque debe tenerse especial cuidado en el diseño del mortero que permite la conectividad entre sensor y hormigón.



Figura 11 Colocación de sensores en superficie para la monitorización en continuo de estructuras ya existentes.

Para la realización de las medidas electroquímicas descritas anteriormente utilizando este tipo de sensores permanentes, la empresa Geocisa ha desarrollado un sistema denominado de forma genérica como Geologger. Un Geologger es esencialmente un potenciostato/galvanostato, que permite la medida y el registro continuo de un gran número de canales tanto electroquímicos, como para medida de temperatura o microdeformaciones (utilizando galgas extensiométricas o cuerdas vibrantes). El software permite programar la secuencia de medidas y genera un sistema de alarmas cuando los valores que se registran sobrepasan un rango predeterminado.

Dependiendo de los requerimientos de la estructura a monitorizar, pueden instalarse distintos equipos de forma modular para realizar grupos de medidas en diferentes zonas distanciadas dentro de una misma estructura. Estos módulos quedan conectados a un sistema supervisor centralizado en un punto de fácil acceso de la estructura desde el cual los datos pueden ser enviados a través de una comunicación vía módem.

Utilidad de la medida de velocidad de corrosión: estimación de la vida útil

La velocidad de corrosión es el único parámetro electroquímico capaz de cuantificar la velocidad a la que se corroe la armadura, y por tanto estimar la pérdida de sección sufrida en la misma.

Se entiende como tal a la cantidad de metal que se oxida o se pierde, por unidad de área y de tiempo. Se suele expresar de dos formas fundamentales.

- Como la “penetración de ataque”, P_x , o pérdida de sección (véase Figura 12 para redondos) que se alcanza al cabo de un determinado tiempo t . Se expresa como V_{corr} en mm/año.
- En unidades eléctricas como $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, donde $1\mu\text{A}/\text{cm}^2$ equivale para el acero a una V_{corr} de $11,6\mu\text{m}/\text{año}$. La primera ley de Faraday y la densidad del metal permiten establecer la relación entre mm/año y $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La V_{corr} en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ se expresa como I_{corr} .

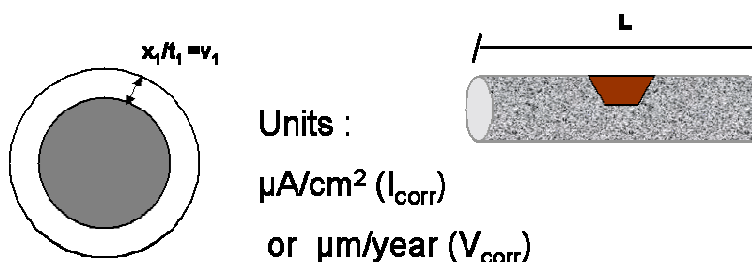


Figura 12 Pérdida de sección de una armadura afectada por corrosión generalizada (izquierda de la figura) o localizada (derecha de la figura).

Esta conversión entre unidades eléctricas y pérdida de sección de las barras constituyó la primera fase de una línea de trabajo en la que se ha mantenido el grupo de investigación de Corrosión de Armaduras del IETcc, con el objetivo de dotar al especialista de una herramienta de cálculo que le permita deducir los daños estructurales a partir de las medidas de la velocidad de corrosión. Por ello, la gran utilidad de la medida de la velocidad de corrosión es el poder determinar la vida residual de una estructura.

Para la evaluación de la durabilidad de una estructura, es frecuente la utilización del diagrama de Tuutti que estima la vida residual¹³. En él se representa en el eje de ordenadas el tiempo, y en el de abscisas el grado de deterioro de la estructura. Existe una primera etapa de iniciación, que comprende el periodo de tiempo que tardan los agresivos en penetrar hasta la armadura y provocar la despasivación del acero. La segunda etapa, de propagación, comprende el periodo de tiempo que transcurre desde que se inicia la corrosión, hasta que el grado de deterioro pasa a ser inaceptable. En ésta segunda etapa la magnitud de la velocidad de corrosión tiene una influencia directa en la vida residual de la estructura.

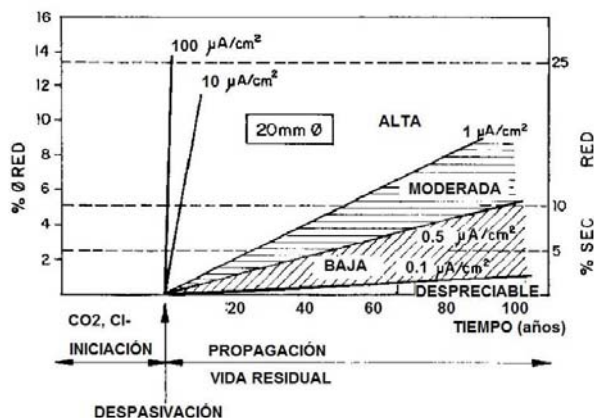


Figura 13 Diagrama cuantificado de Tuutti.

Por ello, es de suma importancia determinar la velocidad de corrosión representativa de una estructura y así determinar la pendiente que la segunda etapa del diagrama de Tutti tendrá en cada caso particular y como consecuencia, realizar una estimación fiable de la vida útil de la estructura afectada por corrosión.

La principal problemática que se presenta en la aplicación de esta técnica para la realización de medidas en estructuras de gran tamaño es la determinación del área de armadura afectada por la señal electroquímica que se aplica.

Comentarios finales

La corrosión de la armadura del hormigón es una de las justificaciones que más frecuentemente se encuentran en numerosos estudios de los que se realizan actualmente sobre la durabilidad, sin embargo, en muy escasas ocasiones la corrosión es correctamente medida e interpretada, ya que son muy escasos los especialistas que conocen en profundidad la forma de realizar medidas de Rp en el laboratorio y es aún menor el número de investigadores que ha tenido acceso a datos en estructuras reales.

Este relativamente pequeño número de estudios en los que las técnicas de medida de la corrosión son aplicadas, es uno de los motivos por los que, a pesar de las numerosas publicaciones, los avances que se constatan son pequeños. Es pues necesario el trabajo conjunto de especia-

listas en métodos electroquímicos de corrosión junto con los demás investigadores en la materia.

En cuanto al estado del conocimiento sobre las técnicas en si mismas, es necesario resaltar que los avances realizados en la medida in-situ de la corrosión en estructuras de hormigón es mucho mayor que el alcanzado en otros sistemas. A pesar de ello, quedan bastantes aspectos por mejorar para poder hacer de la medida de la corrosión una técnica imprescindible y rutinaria de cualquier estudio sobre el comportamiento estructural de estructuras corroídas.

Bibliografía

1. Andrade, C. and González, J.A., "Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements", *Werkst. Korros.*, 29, 515 (1978).
2. Andrade, C., Castelo, V., Alonso, C. and González, J.A., "The determination of the corrosion rate of steel embedded in concrete by the Rp on A.C. Impedance methods," *ASTM-STP 906*, 1986, pp. 43-64.
3. Elsener, B and Böhni, H. *Corrosion Rates of Steel in Concrete*, N.S. Berke, V.Chaker and D. Whiting (Eds.), *ASTM STP 1065*, 1990, pp. 143-156.
4. ASTM C876-91. "Standard Test Method for Half Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete".
5. Andrade C, González J.A "Métodos electroquímicos semicuantitativos de estudio de la corrosión por picaduras del acero para armaduras de hormigón". *Materiales de construcción* nº 168. CSIC. Octubre-diciembre 1977.
6. Millard, S.G. and Gowers, K.R., "Resistivity assessment of in-situ concrete: the influence of conductive and resistive surface layers", *Proc. Inst. Civil Engrs. Struct. & Bldgs*, 94, 1992, paper 9876, pp.389-396.
7. ALONSO C. ANDRADE C. GONZÁLEZ J.A. "Relation between concrete resistivity and corrosion rate of the reinforcements in carbonated mortar made with several cement types". *Cement and concrete research*. Vol 118. Nº 5. Págs 687-698, 1988.
8. FELIÚ S. GONZÁLEZ J.A. FELIÚ S. JR y ANDRADE C. "Relationship between conductivity of concrete and corrosion of reinforcing bars". *British Corrosion Journal*. Vol 24, Nº 3, 1989.
9. RILEM Recommendations of TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. "Test methods for on site measurement of resistivity of concrete". *Materials and structures*. Vol 33, December 2000.
10. WENNER F., "A Method of Measuring Earth Resistivity". *Bull, National Bureau of Standards*, Bull 12(4) 258, s 478-496; 1915/16.
11. FELIÚ S. ANDRADE C. GONZÁLEZ J.A. y ALONSO C. "A new method for in-situ measurement of electrical resistivity of reinforced concrete". *Materials and structures*, Vol 29 págs 362-365. Julio 1996.
12. NEWMAN J. "Resistance for flow of current to a disk". *Journal of electrochemical society* nº 107. Págs 501-502. 1966.
13. TUUTTI K "Corrosion of steel in concrete". *CBI Forskning research* Nº 4. 1982.
14. STERN M, GEARY A. J. *Electrochem. Soc*, Vol 104, pág 56, 1957.
15. Elsener, B., Klinhoffer, O., Frolund, T., Rislund, E., Schiegg, Y., Böhni, H., "Assessment of reinforcement corrosion by means of galvanostatic pulse technique" *Internationa-*

tional Conference on Repair of Concrete Structures. From theory to practice in a Marine Environment . Svolvær. Norway 20-30 may 1997. Edited by A. Blankvoll, Norwegian Public Road Administration, pp 391-400.

16. Feliú, S. , González, J.A., Feliú, S.Jr., and Andrade, C., "Confinement of the electrical signal or in-situ measurement of Polarization Resistance in Reinforced concrete," ACI Mater. J., 87, (1990), pp 457.
17. FELIÚ S., GONZALEZ J.A., ANDRADE C., "Multiple-electrode method for estimating the polarization resistance in large structures". Journal of applied electrochemistry 26. Págs 305-309. 1996
18. ANDRADE C, MARTÍNEZ I, RODRIGUEZ J, JIMENEZ F. "Desarrollo de un equipo portátil para la evaluación in-situ de la corrosión de estructuras de hormigón" Congreso nacional de corrosión. Madrid, junio 2000
19. Andrade C; Sagrera J.L; Gonzalez J.A; Jiménez F; Bolaños J.A; Zuloaga P. "Corrosion monitoring of concrete structures by means of permanent embedded sensors". Niza. Eurocorr'96.
20. Andrade C., Martínez I., Ramirez M., Jiménez F. "Medida de la eficacia de la protección catódica en estructuras de hormigón". Congreso internacional Colloquia 2001.

GALVANIZACIÓN EN CALIENTE: ARMADURAS GALVANIZADAS

José L. Ruiz

Dr. en Química Industrial

Asociación Técnica Española de Galvanización (ATEG)

1 INTRODUCCIÓN

El hormigón es uno de los materiales de construcción modernos más utilizados. Es un material compuesto de gran dureza, que adecuadamente elaborado, curado y conservado tiene una duración prácticamente ilimitada. Desde el punto de vista mecánico posee una elevada resistencia a la compresión, pero baja resistencia a la tracción. Para mejorar esta última característica es por lo que normalmente es necesario reforzar el hormigón, siendo imperativo este refuerzo en el caso del hormigón estructural. El acero es el material utilizado universalmente para las armaduras del hormigón, porque es resistente y dúctil a la tracción, posee un coeficiente de dilatación térmica similar al del hormigón y se adhiere fuertemente al mortero de cemento, posibilitando así que los esfuerzos de tracción se transmitan inmediatamente a las armaduras de acero. Además, es un material relativamente económico y que puede conformarse fácilmente.

El acero embebido en el hormigón queda protegido de la corrosión por la formación de una película protectora de óxidos, llamada capa pasiva, que se genera sobre la superficie del acero en el medio altamente alcalino del hormigón hidratado. Esta capa pasiva evita la disolución del hierro, por lo que la corrosión quedará muy limitada, incluso en presencia de oxígeno y elevada humedad. Para asegurar una protección a largo plazo de las armaduras, el hormigón debe ser suficientemente impermeable para limitar el transporte de los agentes agresivos (oxígeno, iones cloruro, dióxido de carbono, etc.) hasta la superficie de las mismas. La presencia de niveles críticos de estas sustancias, que se transportan a través del hormigón disueltas en agua, o bien altera las características del hormigón o el estado superficial del acero embebido en el mismo. En ambos casos estas alteraciones pueden provocar la iniciación de la corrosión de las armaduras.

Así, la presencia de iones cloruro por encima de una concentración umbral o nivel crítico tiene el efecto de despasivar el acero, incluso si el pH del hormigón adyacente se mantiene

elevado. Por otra parte, el dióxido de carbono y otros gases que penetran en la masa de hormigón reaccionan con la solución alcalina de sus poros y pueden rebajar el pH del hormigón que recubre la armadura por debajo del nivel necesario para que el acero se mantenga pasivo. Este proceso se conoce como carbonatación del hormigón. Una vez que el acero queda despasivado, puede iniciarse y progresar la corrosión de las armaduras si el oxígeno puede acceder hasta la superficie de las mismas.

La corrosión de las armaduras tiene igualmente efectos sobre la masa del hormigón que las rodea. Los productos de corrosión que se forman sobre la superficie del acero son muy voluminosos (con un factor de expansión de 2 a 10 veces), por lo que generan tensiones expansivas de suficiente magnitud (3 – 4 MPa) como para superar la resistencia a la tracción del hormigón y provocar el agrietamiento del mismo. Una vez que se ha iniciado el agrietamiento, el proceso de corrosión de las armaduras se acelera, al ser más fácil la llegada de los agentes agresivos hasta la misma. La consecuencia es mayor agrietamiento, aparición de manchas de óxido de hierro y desprendimiento de porciones de la capa de hormigón que recubre las armaduras, dejándolas al descubierto y expuestas a una corrosión más severa.

La corrosión de las armaduras de acero tiene efectos sobre la propia armadura, que disminuye de espesor y resistencia mecánica; sobre la adherencia armadura-hormigón; y sobre el propio hormigón, que se debilita y fragmenta.

Los daños producidos por la corrosión de las armaduras son causa de elevados gastos de reparación de muchas estructuras de hormigón e, incluso, de la necesidad de reemplazamiento de algunas de estas estructuras antes de alcanzar su duración prevista en servicio.

2 PREVENCIÓN DE LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS

El método más económico y eficaz para minimizar el riesgo de corrosión de las armaduras de acero es garantizar que el recubrimiento de hormigón que las envuelva tenga el espesor adecuado y que éste sea denso e impermeable. Esto se conseguirá con un hormigón bien dosificado, con las armaduras correctamente colocadas dentro de los encofrados y una masa de hormigón adecuadamente colada, compactada y curada.

Aunque esto parece una solución sencilla, la incidencia de los problemas de deterioro de las construcciones de hormigón armado debidas a la corrosión de sus armaduras es desgraciadamente elevada. Esto se debe, normalmente, a diseños inadecuados o a la utilización de hormigones de calidad insuficiente para las condiciones de agresividad ambiental imperantes. En otros casos, las causas son simples deficiencias en el propio hormigón, tales como recubrimiento insuficiente de las armaduras, porosidad y agrietamiento como consecuencia de prácticas de ejecución deficientes, etc..

Con objeto de mitigar estos efectos, sobre todo cuando las condiciones de exposición ambiental de las construcciones son severas, como es el caso de los ambientes industriales o marítimos así como el contacto directo con aguas o terrenos muy agresivos, pueden utilizarse medidas adicionales de prevención de la corrosión de las armaduras de acero, entre las que destaca la galvanización en caliente de dichas armaduras.

3 GALVANIZACIÓN EN CALIENTE DE LAS ARMADURAS

El zinc es un metal que tiene una serie de características que lo hacen muy adecuado como recubrimiento protector del hierro y el acero frente a la corrosión. La excelente resistencia a la corrosión atmosférica o frente a las aguas de este metal se debe a su capacidad de for-

mar películas protectoras de productos de corrosión (constituidos fundamentalmente por carbonatos básicos de zinc), que son muy densas, adherentes e insolubles, y que hacen que la velocidad de corrosión del zinc sea 10 – 100 veces inferior a la del acero, dependiendo de la agresividad ambiental [1].

Además de constituir una barrera aislante entre el acero y el medio ambiente, los recubrimientos de zinc tienen la capacidad de proporcionar protección galvánica al acero. Si el recubrimiento de zinc se dañara por cualquier motivo y quedara expuesta a la atmósfera alguna porción de la superficie del acero base, el zinc adyacente – al ser un metal anódico con respecto al acero – se corroerá con preferencia a éste y ejercerá una protección catódica o de sacrificio sobre la zona expuesta.

El procedimiento más ampliamente utilizado para la aplicación de recubrimientos de zinc es la “galvanización en caliente”, que se utiliza para la protección de toda clase de piezas, artículos y elementos de construcción de hierro y acero que vayan a prestar servicio en condiciones ambientales agresivas.

En esencia, “la galvanización en caliente” consiste en la inmersión de los objetos a proteger en un baño de zinc fundido a unos 450 °C, previa limpieza superficial exhaustiva de los mismos por vía química (desengrasado, decapado ácido y fluxado). (Figura 1).

FIGURA 1

Durante la inmersión en el baño de zinc fundido tienen lugar reacciones físico-químicas de difusión del zinc en la superficie del acero, que dan lugar a la formación de una serie de capas intermedias de aleaciones zinc-hierro (capas Gamma, Delta, Zeta). Al extraer los objetos del baño de zinc, estas capas de aleaciones quedan cubiertas por una capa externa de zinc puro (capa Eta). En la Figura 2 se muestra la microestructura de un recubrimiento galvanizado típico, en la que se aprecia el espesor relativo de las capas que componen el recubrimiento y se indica la composición y dureza de las mismas.

FIGURA 2

Los recubrimientos de galvanización en caliente están unidos metalúrgicamente al acero base, por lo que su adherencia es extremadamente alta, de un orden de magnitud superior a la de los recubrimientos epoxi que se aplican también sobre las armaduras. Además, las capas de aleaciones hierro-zinc son incluso más duras que el acero subyacente, y al estar recubiertas por una capa de zinc dúctil y blanda, dan lugar a recubrimientos de elevada resistencia a los impactos y a la abrasión (Figura 3).

FIGURA 3

La norma básica que especifica las características que deben cumplir los recubrimientos galvanizados que se obtienen en el proceso de galvanización en caliente anteriormente descrito es la norma UNE-EN ISO 1461:1999, “*Recubrimientos galvanizados en caliente sobre productos acabados de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo*”. Las características que según esta norma sirven de criterio para determinar la calidad de estos recubrimientos son el aspecto superficial, el espesor y la adherencia.

El espesor es la característica más relevante, ya que la duración de la protección que proporcionan estos recubrimientos es directamente proporcional a su espesor. Por ello, la norma establece unos espesores mínimos para los recubrimientos que son función del grosor del acero con el que estén fabricadas las piezas (ver Tabla 1). Por lo general, los espesores

de recubrimiento que se obtienen en la galvanización en caliente son sensiblemente superiores a los que se exigen en esta norma. En realidad, el espesor de los recubrimientos galvanizados y la proporción relativa de sus diferentes capas de aleación depende de varios factores, tales como la composición química del acero, la rugosidad superficial del mismo, la temperatura de galvanización y el tiempo de inmersión en el baño de zinc.

Espesor de la pieza	Valor local (mínimo)		Valor medio (mínimo)	
	g/m ²	μm	g/m ²	μm
Acero ≥ 6 mm	505	70	610	85
Acero ≥ 3 mm hasta < 6 mm	395	55	505	70
Acero ≥ 1,5 mm hasta < 3 mm	325	45	395	55
Acero < 1,5 mm	250	35	325	45
Piezas moldeadas ≥ 6 mm	505	70	575	80
Piezas moldeadas < 6 mm	430	60	505	70

Tabla 1. Espesores mínimos de recubrimiento galvanizado especificados por la norma UNE-EN ISO 1461

En cuanto a la composición química del acero se refiere, su contenido de silicio es el factor más influyente, seguido por el contenido de fósforo [2,3]. En la Figura 4 se muestra una curva tipo que relaciona el espesor que cabe esperar de los recubrimientos que se obtienen en la galvanización en caliente con la suma de los contenidos de silicio y fósforo del acero. En ella vemos que para contenidos de silicio más fósforo comprendidos entre 0,03 y 0,13 % o superiores al 0,25 %, la reactividad entre el acero y el zinc es muy elevada, lo que significa que los recubrimientos que se obtendrán sobre estos tipos de acero tendrán unas capas de aleaciones zinc-hierro muy desarrolladas y muy poca o ninguna capa externa de zinc (capa Eta). Figura 5.

FIGURA 4

FIGURA 5

Estos recubrimientos galvanizados tan gruesos y con elevados espesores de compuestos intermetálicos zinc-hierro son normalmente frágiles y pueden agrietarse o escamarse durante el doblado de las barras. Como los redondos y barras corrugadas se obtienen normalmente de acero obtenido a partir de chatarras, es muy difícil encontrar en el mercado armaduras con un contenido de silicio más fósforo inferior al 0,03 %. Por ello, la mejor selección en cuanto a la composición química de las armaduras que vayan a ser galvanizadas se refiere, es limitar su contenido de silicio más fósforo al intervalo 0,15 – 0,20 % aproximadamente. En la práctica, los recubrimientos que se obtienen sobre las armaduras corrugadas con los mencionados contenidos de silicio más fósforo suelen estar comprendidos entre 100 – 200 μm, dependiendo de su diámetro.

La norma EN-ISO 1461 es aplicable también a la galvanización de las armaduras de acero. De hecho es la norma de referencia en la mayoría de los países, excepto en EE.UU., Francia, Italia y la India que tienen normas específicas para la galvanización de estos productos. La norma más ampliamente utilizada en los países anglosajones es la ASTM A767, en la que se especifican dos clases de recubrimiento (Clase I y Clase II), con espesores mínimos de 150 μm y 85 μm, respectivamente. En el ámbito internacional ha aparecido recientemente la norma ISO 14657, que es aplicable a los recubrimientos galvanizados de barras corrugadas, alambres y mallas electrosoldadas que se utilizan para refuerzo del hormigón. Esta nueva norma contempla tres clases de recubrimientos mínimos, a saber:

- Clase A:
 - 600 g/m² (84 μm), para barras de d > 6 mm
 - 500 g/m² (70 μm), para barras de d ≤ 6 mm
- Clase B:
 - 300 g/m² (42 μm), para todos los diámetros
- Clase C:
 - 140 g/m² (20 μm), para todos los diámetros

En la Tabla 2 se referencian las principales normas nacionales e internacionales sobre galvanización de armaduras y refuerzos de acero para el hormigón.

EE.UU	ASTM A 767	Zinc coated (galvanized) steel bars for concrete reinforcement
ISO	14657	Zinc-coated steel for the reinforcement of concrete
CEN	prEN10348	Steel for the reinforcement of concrete. Galvanized reinforcing steel
U.K.	BS ISO 14657	Zinc-coated steel for the reinforcement concrete
Francia	NF A 35-025	Armatures pour béton armé
Italia	UNI 10622	Barre e vergella (rotoli) di acciaio d'armatura per cemento armato, zincati a caldo

Tabla 2. Normas nacionales e internacionales sobre galvanización de armaduras

En la Figura 6 se muestran algunos de los tipos de armaduras de acero para el hormigón que se galvanizan habitualmente.

FIGURA 6

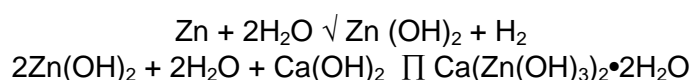
4 INFLUENCIA DEL RECUBRIMIENTO GALVANIZADO EN EL PROCESO DE PASIVACIÓN

4.1 Influencia de la alcalinidad de los cementos

El zinc es un metal anfótero que reacciona tanto con los ácidos como con las bases fuertes y su ataque es severo por debajo de pH 6 y por encima de pH 12,5 (Figura 7). En el intervalo comprendido entre estos dos valores la velocidad de ataque es muy lenta, debido a la formación sobre su superficie de capas protectores constituidas por sus productos de corrosión. En la exposición atmosférica o frente a las aguas, las capas protectoras que se forman están constituidas por carbonatos básicos de zinc.

FIGURA 7

En el caso particular de las armaduras galvanizadas embebidas en hormigón, el zinc del recubrimiento reacciona inicialmente con la solución altamente alcalina del hormigón fresco, pero esta reacción cesa una vez que el hormigón ha endurecido. El resultado de esta reacción es la formación de una capa protectora de productos de corrosión del zinc [5,6,7], constituida principalmente por hidroxizincato cálcico (CaHZn), así como la formación de hidrógeno gaseoso de conformidad con las reacciones:



Macías y Andrade [8] estudiaron la estabilidad de las armaduras galvanizadas en disoluciones de NaOH y KOH con y sin Ca(OH)_2 para pH comprendidos entre 11 y 14, encontrando que en un intervalo de pH entre 12 y 13,2 el acero galvanizado se corroe muy lentamente mientras que a $\text{pH} > 13,2$ no se alcanza la pasivación. Igualmente establecieron el valor de $\text{pH} = 12,8 \pm 0,1$ como el límite para el inicio del desprendimiento de hidrógeno.

La capa de pasivación puede formarse, por tanto, en presencia de calcio siempre que la alcalinidad del hormigón no supere el pH 13,2. Afortunadamente, en los poros del hormigón no suelen alcanzarse valores de pH superiores durante las primeras etapas del amasado, sobre todo si hay sulfatos en la fase acuosa, y una vez formada esta capa protectora su estabilidad no se altera sensiblemente aunque la alcalinidad aumente hasta valores de pH 13,6. No obstante, para mayor garantía de obtención de una buena barrera de pasivación, cuando se especifiquen armaduras galvanizadas para el hormigón es aconsejable seleccionar cementos de bajo contenido en álcalis (Na^+ y K^+), ya que estos cationes son los responsables de la elevada alcalinidad que alcanzan algunos hormigones. En las Figuras 8 y 9 se muestra la morfología de esta capa de pasivación de CaHZn sobre las armaduras galvanizadas y su estructura cristalina observada al microscopio electrónico [9].

FIGURA 8

FIGURA 9

La reacción de corrosión/pasivación dura solamente algunas horas y lleva consigo la disolución de unos $8 - 10 \mu\text{m}$ de la capa externa de zinc del recubrimiento (capa Eta). Por ello, para favorecer la adecuada formación de esta capa de pasivación es conveniente que las armaduras galvanizadas tengan una capa Eta gruesa, lo que no ocurrirá si los aceros de las armaduras son muy reactivos, como ya se ha indicado anteriormente (Figura 10).

FIGURA 10

4.2 Generación de hidrógeno durante el fraguado

Como ya se ha indicado, la formación de la capa de pasivación viene acompañada por la evolución de hidrógeno. El intervalo de tiempo durante el que se produce la generación de hidrógeno depende de diversos factores, tales como contenido de cromo y de álcalis de los cementos así como de la presencia o no de cloruros en el mortero. En el caso de los morteros sin cloruros el periodo de galvanización de hidrógeno puede durar 1 ó 2 horas. La principal consecuencia de esta evolución de hidrógeno es la formación de huecos en la interfase armaduras/hormigón, debido a las burbujas de hidrógeno que pueden quedar atrapadas durante el fraguado, lo que podría afectar a la adherencia.

Para evitar o disminuir esta evolución de hidrógeno se han venido utilizando agentes pasivantes del zinc, principalmente a base de cromo hexavalente (cromatos o trióxido de cromo) añadidos al agua de amasado del cemento en proporción de hasta 100 ppm. Con cementos que contentan cromatos esta adición se ha considerado innecesaria, siempre que su contenido permita alcanzar una concentración de cromatos en la masa final de hormigón de, por lo menos, 20 ppm. Otra alternativa utilizada ha sido la pasivación de las armaduras después de su galvanización, enfriándolas en una disolución acuosa conteniendo 0,12 % de dicromato sódico o potásico.

4.3 Adherencia de las armaduras galvanizadas

Investigaciones recientes han puesto en duda tanto la amplitud de la formación de hidrógeno como su posible efecto sobre la adherencia. Se ha podido comprobar que los posibles huecos producidos por las burbujas de hidrógeno se rellenan enseguida de cristales CaH_2Zn . Por otra parte, los productos de corrosión del zinc de la interfase armadura/hormigón van migrando progresivamente dentro de la matriz de cemento y producen la densificación de la misma en dicha interfase [10]. La Figura 11 muestra imágenes SEM a diversos aumentos de la interfase entre el recubrimiento galvanizado (fase blanca o la izquierda) y la matriz de hormigón. En ellas se observa cómo la estela de productos de corrosión de zinc (fase de color gris claro) se difunde en la matriz del cemento.

Estos fenómenos tienen como consecuencia que la adherencia final de las armaduras galvanizadas pueda ser incluso superior a la de las armaduras no galvanizadas al cabo de algún tiempo. En la Figura 12 se representan los resultados de tres estudios distintos de adherencia realizados con armaduras de acero en negro y armaduras galvanizadas, en donde se pone claramente de manifiesto la mejora de la adherencia que experimentan éstas últimas durante un periodo de hasta doce meses después del curado [11].

FIGURA 11

FIGURA 12

5 DURABILIDAD DEL HORMIGÓN CON ARMADURAS GALVANIZADAS

5.1 Resistencia a la carbonatación

Además de originar una contracción adicional, el principal efecto de la carbonatación del hormigón es la reducción del pH del agua de los poros de la matriz de cemento desde 12,6 – 13,5 hasta aproximadamente 9,0. La disminución de la alcalinidad producida por la carbonatación se debe no solamente a la penetración del dióxido de carbono de la atmósfera sino también al dióxido de azufre y otros gases ácidos. Cuando el frente de carbonatación alcanza la interfase armadura/hormigón, se produce la destrucción de la película de pasivación de óxido de hierro formada durante el proceso de hidratación, por lo que se inicia la corrosión uniforme de la armadura en presencia de agua y oxígeno. Esta corrosión tiene como consecuencia inmediata el agrietamiento del hormigón, la aparición de manchas de óxido y el desprendimiento de porciones del hormigón que cubre las armaduras. La despasivación de las armaduras de acero negro puede iniciarse incluso a valores de pH de 11,5 y, si hay presencia de cloruros, incluso a pH más elevados.

Las armaduras galvanizadas mantienen su pasivación hasta valores de pH tan bajos como 9,0, por lo que proporcionan una protección frente a los efectos de la carbonatación significativamente más eficaz y durante un periodo de tiempo mucho más prolongado que las armaduras sin proteger. Por otra parte, y como el propio diagrama de Roetheli revela [4], el zinc presenta un buen comportamiento frente a la corrosión a valores de pH próximos a la neutralidad, lo que ha sido confirmado por diversos estudios realizados con armaduras galvanizadas [12,13,14]. Además, los productos de corrosión del zinc en el hormigón ocupan mucho menos volumen que los que se producen con el acero, lo que se traduce en menores tensiones expansivas que son las causantes del agrietamiento del hormigón, con la consecuente mejor estabilidad electroquímica y aumento de la durabilidad de la construcción.

5.2 Resistencia frente a los cloruros

Los cloruros son los iones más agresivos para las armaduras y la causa más frecuente de corrosión de las mismas. Pueden estar presentes en el hormigón por dos vías: bien porque se mezclan con el amasado por formar parte de las materias primas (agua, áridos, aditivos, etc.) o bien porque penetran desde el exterior, por el ambiente marino o por el empleo de sales de deshielo. En ambos casos dan lugar a ataques localizados de las armaduras que reducen localmente la sección y resistencia mecánica de las mismas.

La corrosión del acero se inicia cuando se ha superado una concentración límite de cloruros en la fase acuosa. Esta concentración límite depende de muchos factores, entre otros del pH del medio.

No existe completa unanimidad en cuanto a la cuantificación de la mayor resistencia del acero galvanizado al ataque provocado por los cloruros que provienen del exterior, porque esta resistencia dependerá, en primer lugar, de que el recubrimiento tenga una capa Eta bien desarrollada, para que pueda formarse una buena capa de pasivación y, en segundo lugar, de que cuando los cloruros alcancen la armadura esta capa tenga ya una compacidad adecuada.

El ataque de los cloruros, una vez superada la capa de pasivación, se producirá inicialmente de manera bastante uniforme sobre la capa Eta, y cuando ésta se agote, se localizará en las capas aleadas siguiendo un mecanismo de corrosión intergranular (Figura 13).

FIGURA 13

No obstante lo anterior, numerosos estudios de corrosión acelerada e inspecciones en campo de hormigones contaminados con cloruros han puesto claramente de manifiesto el superior comportamiento de las armaduras galvanizadas con relación a las no protegidas. En idénticas condiciones de exposición, las armaduras galvanizadas pueden resistir niveles de cloruros en el hormigón por lo menos 2,5 veces superiores a los de las armaduras en negro, y retrasar el tiempo hasta iniciación de la corrosión del acero unas 4 – 5 veces, lo que se traduce en un aumento muy sensible de su vida útil [15]. Diversos estudios realizados sobre estructuras en servicio de hormigón armado han permitido confirmar el superior comportamiento de las armaduras galvanizadas tanto en ambientes marinos como en tableros de puentes en los que se han utilizado sales de deshielo [16,17,18].

Además de este retardo en el inicio de la corrosión, los productos que se forman en la corrosión de las armaduras galvanizadas por efecto de los cloruros no tienen tampoco carácter expansivo, por lo que el periodo de tiempo durante el que el recubrimiento galvanizado se va consumiendo constituye una prolongación adicional de la vida de la estructura.

5.3 Modelo de corrosión de las armaduras galvanizadas

Para ayudar a comprender mejor el comportamiento de las armaduras galvanizadas en el hormigón, Yeoman, S.R. [19] ha propuesto un modelo conceptual basado en el modelo tradicional de Tuutti, K., en el que se añade una etapa adicional de “protección” entre las fases de “iniciación” y “propagación”.

La etapa de “protección” es el periodo durante el que el recubrimiento galvanizado va siendo atacado lentamente, pero todavía proporciona protección al acero base (Figura 14). Las etapas de “iniciación” y “protección” de este modelo se refieren solamente al comportamiento del propio recubrimiento galvanizado, esto es, al comportamiento de las capas de zinc y de aleaciones zinc-hierro en el hormigón, mientras que la etapa de “propagación” se refiere

al periodo de corrosión activa del acero base de las armaduras que ya no está protegido catódicamente por el zinc adyacente.

FIGURA 14

Como puede observar en este diagrama, en las mismas condiciones de servicio, la vida útil de las construcciones de hormigón armado con armaduras galvanizadas es sensiblemente mayor que las que llevan armaduras de acero en negro, debido fundamentalmente a dos factores:

- a) al mayor periodo hasta iniciación de la corrosión (despasivación) que presentan las armaduras galvanizadas, debido a su excelente resistencia a la carbonatación y mayor tolerancia a los cloruros
- b) a la protección que sigue proporcionando el recubrimiento galvanizado de las armaduras al acero base de las mismas durante todo el proceso de ataque de este recubrimiento, cuya duración dependerá de las condiciones ambientales en las que trabaje la estructura.

6 VENTAJAS DE LAS ARMADURAS GALVANIZADAS

Como resumen de las ventajas que pueden ofrecer las armaduras galvanizadas, puede ser oportuno mencionar aquí el informe del Comité Euro-International du Beton (1992), titulado "*Coating protection for reinforcement: State of the art report*". CEB Bulletin d'Information N°211, en donde se relacionan algunas de las ventajas que pueden obtenerse del empleo de armaduras galvanizadas, como son:

- La galvanización protege a las armaduras durante el almacenamiento y la construcción antes de que queden embebidas en el hormigón.
- Los recubrimientos galvanizados proporcionan protección catódica a las armaduras hasta que dichos recubrimientos se consumen.
- El acero galvanizado en el hormigón tolera mayores concentraciones de cloruros que el acero negro antes de que se inicie la corrosión.
- La corrosión del acero galvanizado en el hormigón es menos extensa y severa que en el acero en negro durante un dilatado periodo de tiempo.
- Las armaduras galvanizadas retrasan la aparición de grietas y demoran o evitan los desprendimientos de porciones de hormigón.
- El hormigón puede utilizarse en ambientes más agresivos. Así, por ejemplo, un diseño estándar para elementos de hormigón puede utilizarse en ambientes agresivos si se emplean armaduras galvanizadas.
- Permiten la utilización de hormigones más ligeros y porosos con el mismo espesor de recubrimiento que con los hormigones normales.
- La mejor compatibilidad se consigue con los cementos bajos en álcalis.
- Pueden tolerar ciertas variabilidades de la calidad del hormigón derivadas de prácticas de ejecución poco adecuadas (mala compactación o elevadas proporciones agua/cemento).
- Reducen los riesgos de corrosión en el caso de barras desplazadas y con poco espesor de recubrimiento.
- Los periodos de reparación de las estructuras dañadas por corrosión se dilatan sensiblemente.
- Toleran mejor el contacto continuo entre el hormigón y el agua.

- Los herrajes galvanizados son adecuados para utilización en la superficie del hormigón así como para la unión de paneles prefabricados.
- Las armaduras galvanizadas aseguran la limpieza de la superficie del hormigón y que no se presenten problemas derivados de la fisuración, como manchas de óxido o desconchados.
- La ferralla galvanizada es más limpia y fácil de manejar y permite considerar el empleo de alambres más delgados de las mallas soldadas.
- La galvanización no afecta apreciablemente a las propiedades mecánicas de las armaduras.

7 APLICACIONES DE LAS ARMADURAS GALVANIZADAS

Las barras galvanizadas y sus accesorios, como pernos, ataduras, anclajes, barras de pasadores, etc. se vienen utilizando en una gran variedad de estructuras y elementos de hormigón.

Algunas aplicaciones concretas en las que la galvanización de las barras y demás accesorios de acero puede ser una decisión acertada tanto desde el punto de vista técnico como del económico, son las siguientes:

- Paneles ligeros prefabricados para fachadas y otros elementos constructivos. En estas aplicaciones, la galvanización puede permitir la reducción de la capa protectora de hormigón hasta en un 25%, sin menoscabo de las características de fiabilidad y protección, con la consiguiente reducción de costes de fabricación y transporte.
- Vigas, pilares y paneles directamente expuestos a ambientes agresivos.
- Unidades de construcción prefabricadas, tales como paneles de fachadas, balcones, módulos de cocinas y cuartos de baño, etc..
- Elementos sumergidos o enterrados que están sometidos a los efectos de las aguas subterráneas o a las fluctuaciones de las mareas.
- Estructuras costeras y marinas.
- Infraestructuras del transporte, como tableros de puentes, pavimentos de carreteras y barreras de seguridad en ambientes marinos o en donde se utilicen sales de deshielo.
- Estructuras de alto riesgo que trabajen en ambientes agresivos.

8 CONCLUSIONES

Durante un largo periodo de tiempo (algo más de 60 años) la galvanización de las armaduras se ha acreditado como un medio económico y eficaz de protección de su corrosión en el hormigón en una amplia variedad de condiciones de exposición. Es evidente que la galvanización es solamente uno de los sistemas de protección que pueden utilizarse con el hormigón armado. Sin embargo, la facilidad de fabricación, manejo, transporte e instalación de las armaduras galvanizadas, unido al hecho de que no requieren exigencias especiales relacionadas con el diseño del hormigón, han motivado que este sistema haya sido ampliamente aceptado en muchos países.

Durante los últimos 25 años se han realizado investigaciones y estudios de campo muy completos sobre las características y comportamiento de las armaduras galvanizadas, que han venido a demostrar de manera incuestionable las ventajas que ofrece la galvanización para retrasar la aparición de la corrosión en el hormigón armado y reducir los riesgos de agrietamiento, aparición de manchas de óxido y desconchado en la masa de hormigón. El límite de cloruros sensiblemente mayor que toleran los recubrimientos galvanizados y el que no sean prácticamente afectados por la carbonatación, hacen que las armaduras galvaniza-

das posean una resistencia inherente a la corrosión en el hormigón muy superior a las de acero en negro.

Aunque el coste de la galvanización puede aumentar en un 30 – 50% el precio de las armaduras, su repercusión en el coste total de una construcción es muy pequeño (2 – 3%), sobre todo si se compara con los enormes costes directos e indirectos asociados con las posibles reparaciones de las construcciones de hormigón armado.

9 REFERENCIAS

- [1] Porter, F.C. (1991). *Zinc Handbook: Properties processing and use in design. Chapter 5*. Ed. Marcel Dekker, Inc. New York, Basel, Hong Kong.
- [2] Sandelin, R.W. (1940). *Galvanizing characteristics of different types of steels*. Wire and Wire Products, 15 (11), 655 – 676, ibid (1941), 16 (1), 28 – 35.
- [3] Pelerin et al (1981). *The influence of Silicon and Phosphorus on the Commercial Galvanization of Mild Steels*. Metall, 35 (9), 870 – 873.
- [4] Roetheli B.E. et al (1932). *Effect of pH on the corrosion products and corrosion rate of zinc in oxygenated aqueous solution*. Metals and Alloys, (3) 73 – 76.
- [5] Lieber, W., Gebauer, J. (1969), *Efinbau von zink in Calcium Silicathydrate*. Zement-Kalk-Gips, (4), 161 – 164.
- [6] Duval, R., Arliguie, G. (1974). *Passivation du zinc dans l'hydroxyde de calcium au egard au comportement de l'acier galvanisé dans le beton*. Memoires Scientifiques Revue de Metallurgie, (71), 11, 719 – 727.
- [7] Baught, L.M., Higginson, A. (1985). *Passivation of zinc concentrated alkaline solution. I. Characteristics of active dissolution prior to passivation*. Electrochemical Acta, (30), 9, 1163 – 1172.
- [8] Macías, A. Andrade, C. (1987). *Corrosion of galvanized steel reinforcement in alkaline solutions. Part I. Electrochemicals results*. British Corrosion Journal, (22), 113 – 118.
- [9] Macías, A. Andrade, C. (1987). *Corrosion of galvanized steel reinforcement in alkaline solutions. Part II. SEM study and identification of corrosion products*. British Corrosion Journal, (22), 119.
- [10] Yeoman, S.R. (1998). *Corrosion of the zinc alloy coating in galvanized reinforced concrete*, NACE Corrosion Paper 98653. Houston, TX, USA, 10 pp.
- [11] Cornet, I., Bresler B. (1978). *Critique of testing procedures relating to measuring the performance of galvanized steel reinforcement in concrete*. ASTM symposium on the Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. Florida, December 5 – 7.
- [12] González, J.A., Vázquez, A.J., Andrade, C., (1982). *Les effects des cycles d'humidite sur la corrosion des armatures galvanisees dans les mortiers carbonates et non carbonates*. Materiaux et Constructions, (15), 271 – 278.
- [13] Santos P., Macías, A., Alonso, M.C., Andrade, C. (1986). *Behaviour of galvanised bars in solutions simulating carbonated concrete pore liquid. Study by CD and AC techniques*. 27th Corrosion Sc. Symp. Birmingham.
- [14] Arliguie, G., Grandet, J., (1987). *Influence de la corrosion atmospherique des armatures d'acier galvanisé sur leur comportement dans le beton*. RILEM 1st. Int. Congresss on Durability of Construction Materials, 998 – 1004.
- [15] Tonini, D.E., Dean, S.W. (1976). *Chloride corrosion of steel in concrete*. ASTM STP 629. American Society for Testing and Materials. PA, USA.
- [16] Stark, D., Pesenchio, W. (1975). *The performance of galvanized reinforcement in concrete bridge decks*. ILZRO Project ZE-206. International Lead Zinc Research Association, NC, USA.
- [17] Stark, D. (1978). *Galvanized reinforcement in concrete containing chlorides*. ILZRO Project ZE-247. International Lead Zinc Research Organization, NC, USA.

- [18] Dugan, B.P., Stejskal, B.G., Stoneman, A.M. (1994). *Survey of bridges containing galvanizing rebar*. R.N. Swamy (Ed.). Corrosion and corrosion protection of steel in concrete (pp. 157 – 170). Sheffield Academic Press, U.K.
- [19] Yeoman, S.R. (1994). *A conceptual model for the corrosion of galvanized steel reinforcement in concrete*. R.N. Swamy (Ed.), Corrosion and corrosion protection of steel in concrete (pp. 1299 – 1309), Sheffield Academic Presss, U.K.

TEXTO PIES FIGURAS

- Fig. 1. Esquema del proceso de galvanización en caliente
- Fig. 2. Microestructura típica de un recubrimiento galvanizado por inmersión en caliente
- Fig. 3. Diagrama de dureza de los recubrimientos galvanizados
- Fig. 4. Influencia del contenido de silicio y fósforo del acero sobre el espesor de los recubrimientos galvanizados
- Fig. 5. Micrografía de un corte transversal de un recubrimiento galvanizado formado casi exclusivamente por cristales muy desarrollados de aleaciones zinc-hierro
- Fig. 6. Diferentes tipos de refuerzos galvanizados para el hormigón
- Fig. 7. Diagrama de Roetheli [4] que relaciona el pH con la velocidad de corrosión del zinc
- Fig. 8. Morfología de la capa de pasivación de CaHZn a las 24 h en solución saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (pH = 12,6). SEM X 160
- Fig. 9. Morfología de la capa de pasivación de CaHZn a los 28 días en solución saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (pH = 12,6). SEM X 160
- Fig. 10. Recubrimiento galvanizado en el que se ha consumido prácticamente la fase Eta (Zn) en la formación de la capa de pasivación de CaHZn
- Fig. 11. Migración de los productos de corrosión del zinc dentro de la matriz de cemento del hormigón
- Fig. 12. Evolución con el tiempo de la adherencia al hormigón de las armaduras de acero y las armaduras galvanizadas
- Fig. 13. Corrosión del recubrimiento galvanizado en presencia de cloruros
- Fig. 14. Modelo modificado de Tuutti que muestra la mayor duración de la vida en servicio de las armaduras galvanizadas con respecto a las armaduras en negro

FIGURA 1

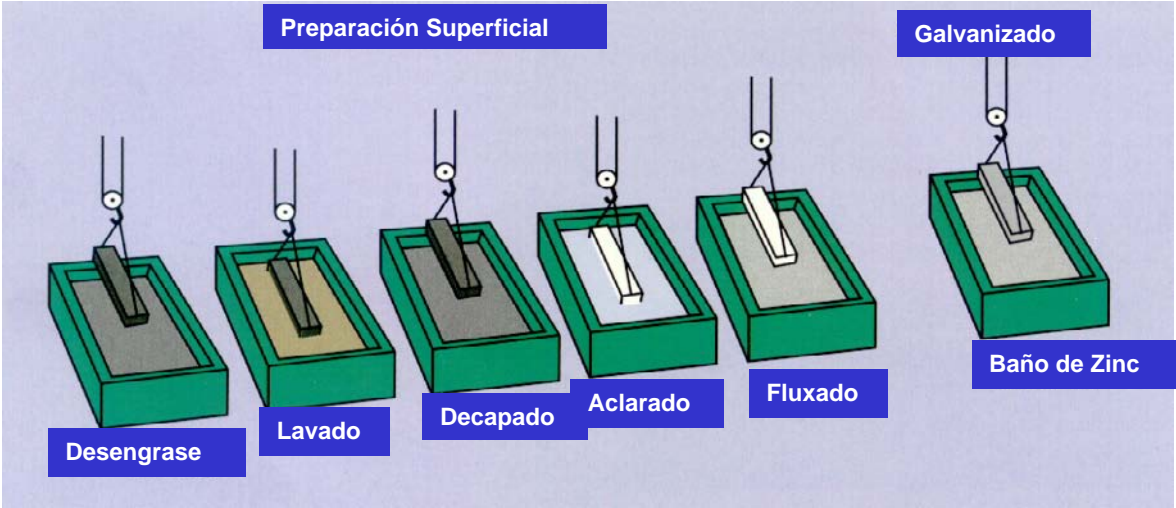


FIGURA 2

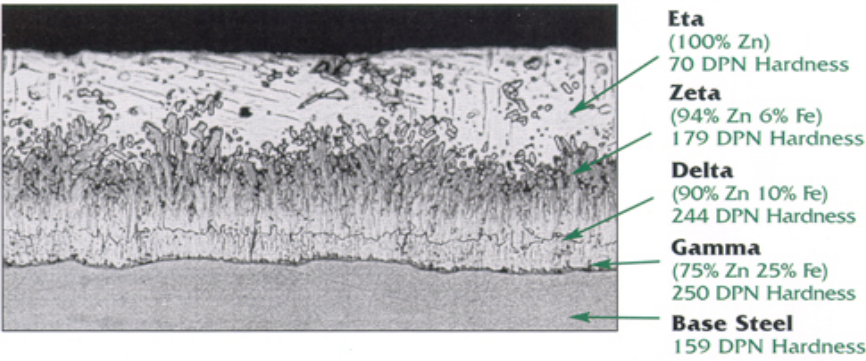


FIGURA 3

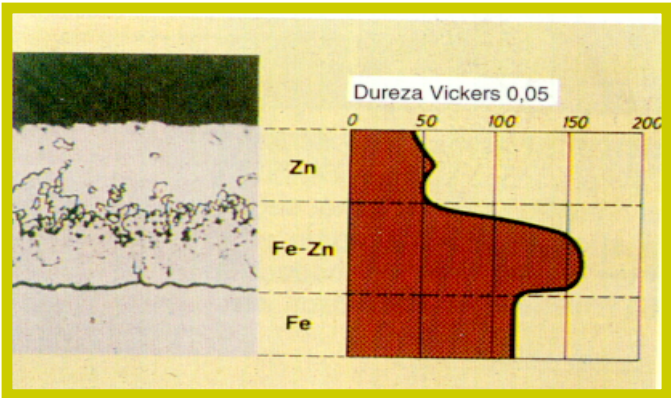


FIGURA 4

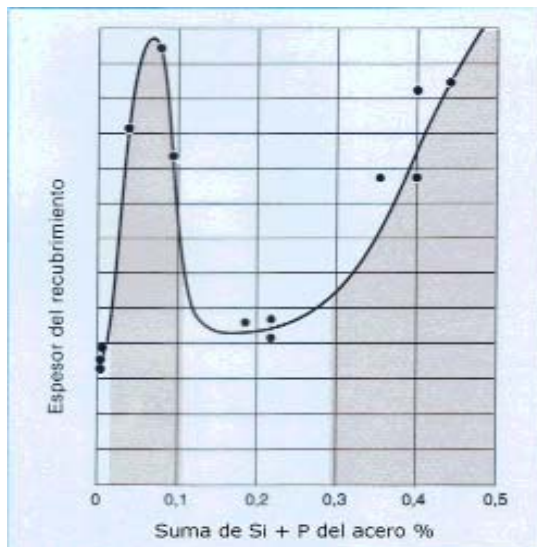


FIGURA 5

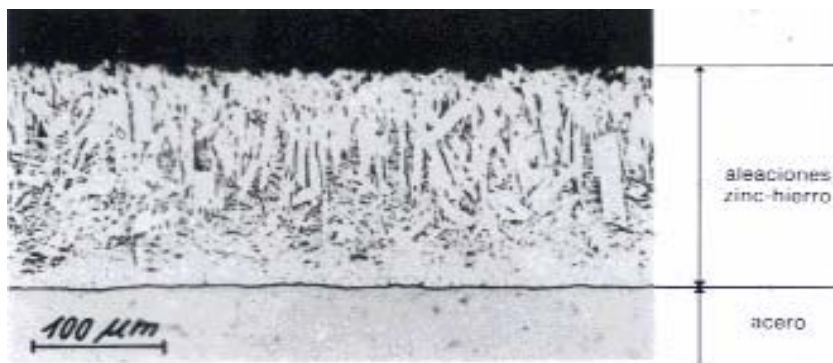


FIGURA 6





FIGURA 7

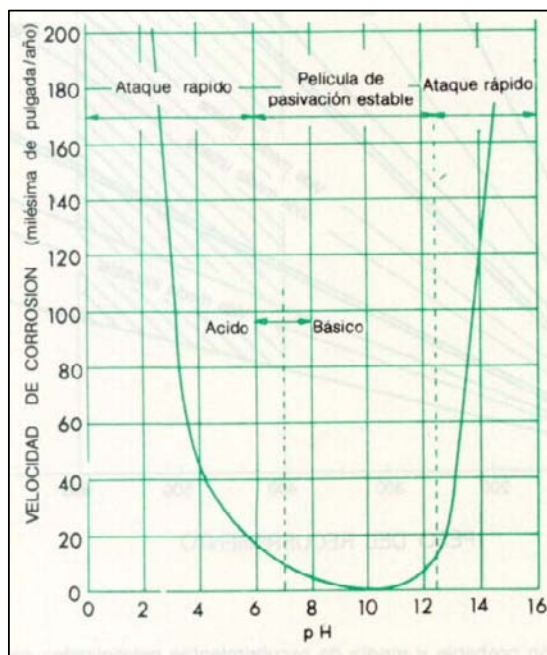
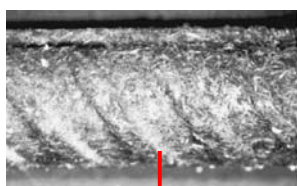


FIGURA 8



En el medio alcalino y con Ca el Zn se pasiva

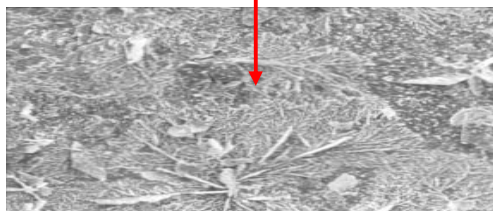
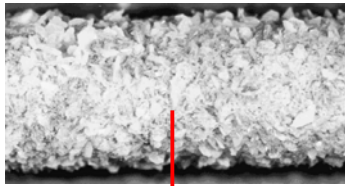


FIGURA 9



En el medio alcalino y con
Ca el Zn se pasiva

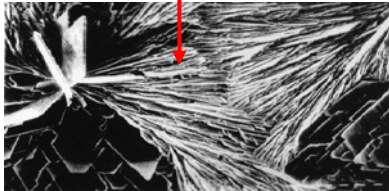
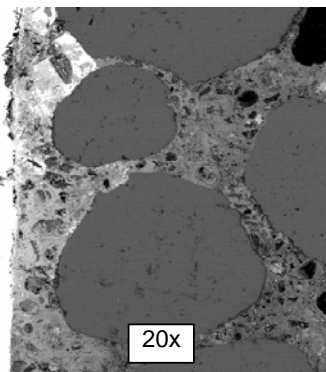


FIGURA 10

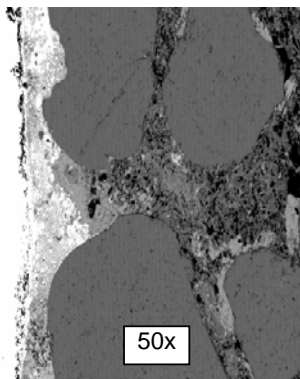


Pasivación: se consume parte de la capa Eta (Zn)

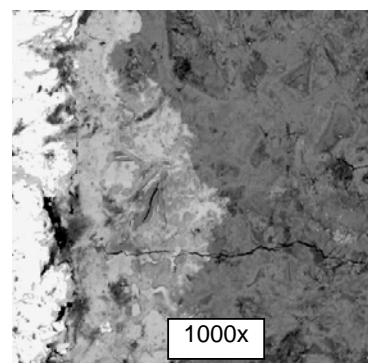
FIGURA 11



20x



50x



1000x

FIGURA 12

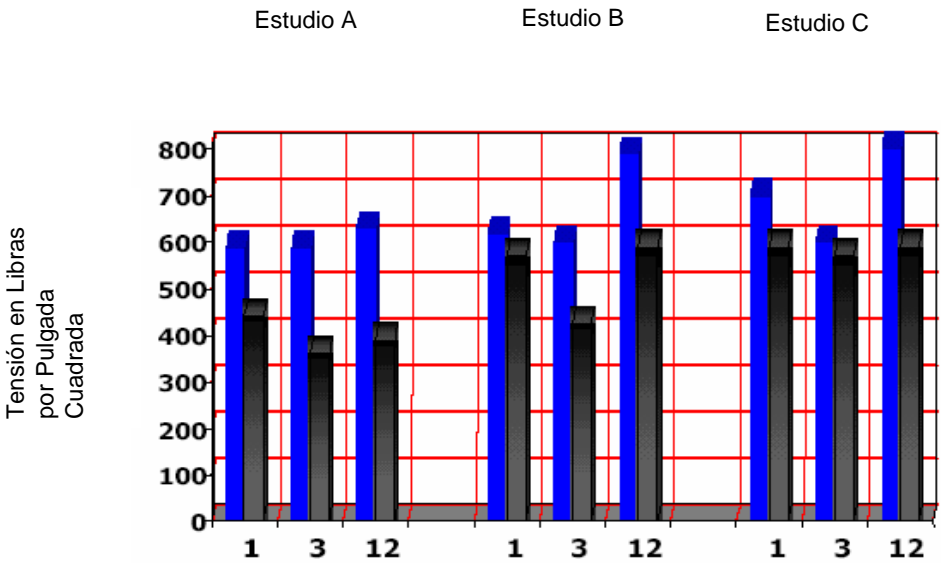


FIGURA 13

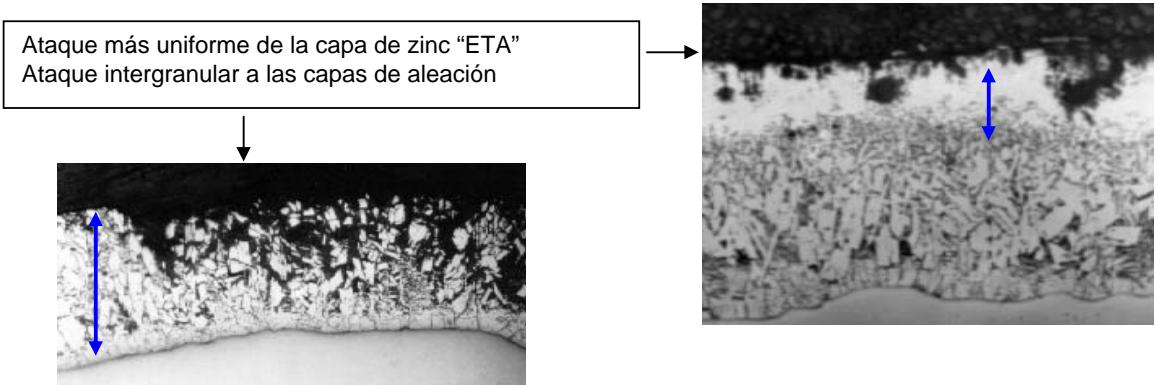
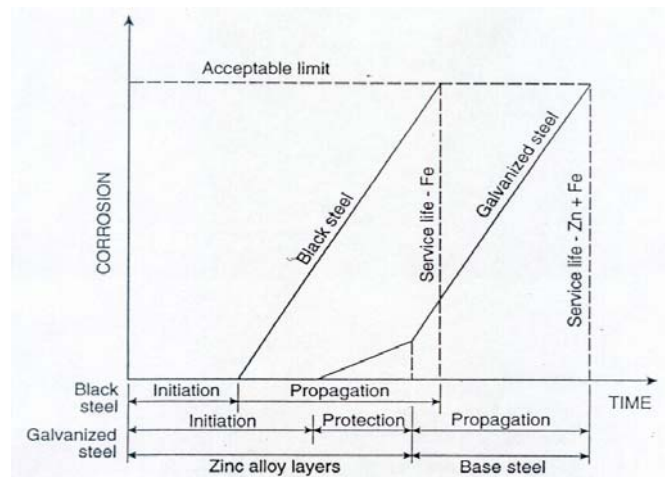


FIGURA 14



INHIBIDORES DE CORROSIÓN

Mercedes Sánchez

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1 Introducción.

El recubrimiento de hormigón existente en las estructuras de hormigón armado va a jugar un papel fundamental en su durabilidad ya que ejerce una doble acción protectora; por un lado, supone una barrera física que dificulta la entrada de los agresivos hasta la armadura, y por otro lado, proporciona un medio muy alcalino, que favorece la formación de una película de óxidos, muy estable en estas condiciones, que lleva a cinéticas lentas de disolución del metal. Sin embargo, la acción de determinados agresivos, como el ión cloruro o el CO₂ atmosférico, puede provocar la rotura de la película pasiva, aumentando la velocidad de disolución del metal, y causando, por tanto, importantes pérdidas de sección. La durabilidad de una estructura de hormigón armado va a estar directamente relacionada con este fenómeno de corrosión, de modo que el diseño de una estructura durable deberá hacerse asegurando la resistencia de la misma a la carbonatación del hormigón o la presencia de cloruros.

1.1 Durabilidad de las estructuras.

1.1.1. Modelo de vida útil de Tuutti.

El modelo de Tuutti¹ permite una descripción sencilla del comportamiento de las estructuras con riesgo de corrosión, identificando dos fases durante la vida útil de una estructura (Fig. 1):

- Periodo de iniciación: asociado con el tiempo que tarda el agresivo en llegar hasta la armadura y provocar la rotura de la película pasiva. Depende fundamentalmente de la concentración de agresivo (CO₂, Cl⁻).
- Periodo de propagación: tiempo que transcurre desde la despasivación de la armadura

¹ K. Tuutti, Corrosion of steel in concrete, Swedish Cement and Concrete Research Instituto, Stockholm (1982).

hasta que se alcanza un grado inaceptable de corrosión. La duración de este periodo dependerá de parámetros ambientales y del hormigón, como el oxígeno, la temperatura o el grado de saturación de los poros.

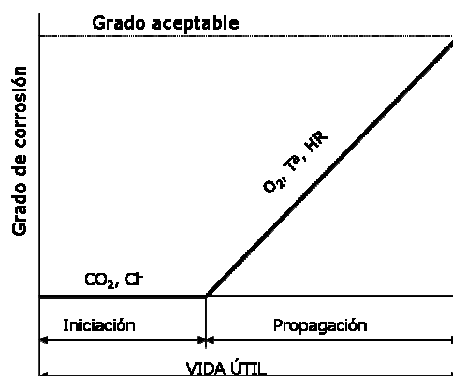


Fig. 1. Modelo simplificado de la vida útil para corrosión de armaduras según Tuutti.

1.1.2. Métodos adicionales para la protección de armaduras.

La protección de las estructuras frente a la acción de los agentes agresivos debe hacerse desde el momento del diseño, optimizando el diseño de la mezcla o el recubrimiento, de modo que se garantice el tiempo de vida útil para la estructura haya sido diseñada. Sin embargo, en ocasiones, cuando la agresividad del ambiente de exposición de la estructura sea muy intensa, estas medidas pueden ser insuficientes y será necesario recurrir a métodos adicionales de protección.

Los distintos métodos que se plantean para aportar a las armaduras una protección adicional frente a la corrosión suelen clasificarse en dos grandes grupos:

1. Actuación directa sobre las armaduras:

- Cambio del tipo de armadura: empleo de armaduras galvanizadas, armaduras de acero inoxidable, armaduras de composite.
- Aplicación de una protección catódica.
- Recubrimiento de la armadura con resina epoxi.

2. Actuación indirecta a través del revestimiento de hormigón:

- Aplicación de pinturas o revestimientos sobre la superficie del hormigón.
- Empleo de aditivos inhibidores de la corrosión.

En este sentido el empleo de los inhibidores de corrosión como método de protección adicional presenta una de sus principales ventajas, relacionada con la versatilidad del método. Los inhibidores de corrosión pueden plantearse bien como método de actuación directa sobre las armaduras, mediante su impregnación en la disolución del inhibidor antes de ser embebidas en el hormigón, o bien como método de actuación indirecta a través del hormigón. Además, esta actuación indirecta a través del hormigón puede realizarse tanto adicionando el inhibidor desde el amasado como aplicándolo sobre la superficie del hormigón ya endurecido.

Sin embargo, pese a las ventajas inherentes al empleo de los inhibidores para la protección de las armaduras frente a la corrosión, la aplicación de los inhibidores presenta una serie de dificultades a tener en cuenta, relacionadas con la importancia de determinar la dosificación óptima de los mismos así como asegurar su eficacia a largo plazo.

1.2 Generalidades de los inhibidores de corrosión.

1.2.1. Definición de los inhibidores de corrosión.

Los inhibidores de corrosión se pueden describir² como sustancias que añadidas a un electrolito potencialmente agresivo para la armadura, provocan cambios locales en la interfase metal/electrolito, favoreciendo la reducción de la velocidad de corrosión global de la armadura.

Sin embargo, cuando se plantea el empleo de los inhibidores de corrosión sobre hormigón armado, es importante, no solo asegurar que se mejora el comportamiento de la armadura frente a la corrosión sino además asegurar que el inhibidor no va a tener una influencia negativa sobre la trabajabilidad y las propiedades mecánicas del hormigón³.

1.2.2. Clasificación de los inhibidores de corrosión.

Existen múltiples clasificaciones de los inhibidores de corrosión, siendo la más común la que los subdivide en tres categorías, en función de la reacción electroquímica afectada en el proceso de corrosión⁴:

1. *Inhibidores anódicos*: disminuyen la velocidad de la semi-reacción anódica (nitrito, cromato,...).
2. *Inhibidores catódicos*: inhiben la semi-reacción catódica (hidróxido de zinc, silicatos, polifosfatos,...).
3. *Inhibidores mixtos*: actúan sobre ambas semi-reacciones (benzoatos, aminoalcoholes,...).

La importancia de esta clasificación de los inhibidores de corrosión reside en el hecho de que la actuación de los inhibidores tiene lugar sobre la superficie de la armadura, fortaleciendo su resistencia frente a la corrosión, y modificando de este modo su respuesta electroquímica. De este modo, la interacción entre un inhibidor y la armadura será diferente en función de la naturaleza y mecanismo de actuación del inhibidor.

² C. L. Page, V. T. Ngala, M. M. Page, *Magazine of Concrete Research* 52 (2000) 25–37.

³ B. Elsener, R. Cigna, "Mixed-in inhibitors" in *Corrosion of steel in reinforced concrete structures*, Final Report of COST Action 521, ISBN 92-894-4827-X.

⁴ Y. Meas, L. A. Godínez, R. Ortega Borges, A. Corona, *Revista de Metalurgia* 39 (2003) 140-158.

a. Mecanismo de actuación de los inhibidores anódicos.

Los inhibidores anódicos favorecen la reacción de oxidación del hierro para dar óxidos de mayor grado de oxidación, más estables en medio alcalino, que bloquean el transporte de iones Fe^{2+} al electrolito. De este modo, se obtiene una película más protectora, que presentará una mayor resistencia a la corrosión.

Dentro de este tipo de inhibidores destaca el ión nitrito, ampliamente estudiado en la literatura y en ocasiones utilizado como referencia a la hora de evaluar la capacidad inhibidora de otros inhibidores de corrosión.



A la hora de plantearse el empleo de este tipo de inhibidores, es importante asegurar una dosificación adecuada de los mismos, ya que existe la incertidumbre de que una concentración insuficiente del inhibidor lleve asociado un riesgo de intensificación del ataque localizado asociado a la generación de picaduras por el ión cloruro⁶.

b. Mecanismo de actuación de los inhibidores catódicos.

La inhibición aportada por los inhibidores catódicos parece estar relacionada con la formación de hidróxidos insolubles, por reacción del inhibidor con los OH^{-} que se generan en las zonas catódicas de la superficie de la armadura, dando compuestos insolubles que precipitan sobre estas zonas catódicas⁷. De este modo, de una manera indirecta, se inhibe la velocidad de corrosión de las armaduras, al impedir el proceso catódico de la reacción redox de corrosión.

c. Mecanismo de actuación de los inhibidores mixtos.

Este tipo de inhibidores suelen ser de naturaleza orgánica, presentando como grupo activo una molécula orgánica, generalmente un grupo amino ($R-NH_2$) o un grupo carboxílico ($R-COOH$). Estos grupos se caracterizan por la presencia de una carga parcial positiva y otra negativa⁸, de modo que la molécula es atraída tanto por las zonas de la armadura actuando como ánodo como por las áreas de la misma actuando como cátodo. Así, sobre la superficie de la armadura se adsorbe una capa del inhibidor que evita el contacto directo de la armadura con el medio agresivo.

1.2.3. Historia del empleo de los inhibidores de corrosión en el hormigón armado.

Los primeros inhibidores de corrosión propuestos para ser adicionados al hormigón armado, a finales de los 60, fueron el nitrito sódico, benzoato sódico y cromato sódico^{9,10}, de los cuales, el

⁵ J. M. Gaidis, A. M. Rosemberg, Cement and Concrete Aggregates 9 (1989) pp. 30.

⁶ B. Elsener, Corrosion Inhibitors for Steel in Concrete – a State of the Art Report, EFC Publ. Nr. 35, IOM Communications, London (2001)

⁷ J. A. Gonzalez, Teoría y práctica de lucha contra la corrosión, ISBN: 9788400056704, CSIC (1984) pp. 559.

⁸ J. Orte. Crespo, Revista Zuncho 11 (2007) pp. 22.

⁹ K. W. J. Treadway, A. D. Rusell, "Inhibition of the corrosion of steel in concrete", Highways and public works (BRS) 36 (1968) 40.

nitrito sódico mostró ser el más efectivo. Sin embargo, se encontró que inducía importantes pérdidas de resistencia del hormigón¹¹ al tiempo que intensificaba el riesgo de reacción árido-álcali¹²

Así, a finales de los 70, se introduce el nitrito cálcico, comercializado como una mezcla inhibidora de la corrosión, que presenta una capacidad inhibidora de la corrosión similar a la del nitrito sódico, sin alterar las propiedades del hormigón¹³. En la actualidad, el nitrito cálcico es el inhibidor más empleado, llegando incluso a considerarse como referencia a la hora de evaluar la capacidad protectora de otros inhibidores de corrosión.

Sin embargo, la normativa medioambiental de países Europeos como Alemania regula el empleo del nitrito, al ser considerado como sustancia tóxica, lo que llevó en la década de los 90 a la búsqueda de nuevos aditivos, entre los que se estudiaron el monofluorofosfato sódico (MFP)¹⁴ o el óxido de Zinc¹⁵. Más recientemente, han aparecido productos de base orgánica, basados en el empleo de aminoalcoholes, usados tanto aditivos para el hormigón fresco¹⁶ como aplicados superficialmente al hormigón endurecido¹⁷.

2 Empleo de inhibidores de corrosión como método de protección

2.1 Mejoras en la durabilidad de las estructuras.

El empleo de los inhibidores de corrosión puede plantearse durante las distintas fases descritas por el modelo de vida útil de Tuutti, según se ha esquematizado en la figura 2.

¹⁰ V. K. Gouda, W. Y. Halaka, British Corrosion Journal 5 (1970) 204.

¹¹ R. J. Craig, L. E. Wood, "Effectiveness of corrosion inhibitors and their influence on the physical properties of Portland cement mortars", Highway Research Record 328 (1970) 77.

¹² N. R. Short, P. Lambert, C. L. Page, Effect of corrosion inhibitors on pore solution chemistry of hardened cement pastes, Swedish Council for Building Research, Stockholm (1989) 218.

¹³ A. M. Rosenberg, J. M. Gaidis, T. G. Kossivas, R. W. Previte, Corrosion inhibitor formulated with calcium nitrite for use in reinforced concrete, in Chloride Corrosion of Steel in Concrete, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1977, STP 629, pp. 89.

¹⁴ C. Andrade, C. Alonso, M. Acha, B. Malic, Cement and Concrete Research 22 (1992) 869.

¹⁵ O. Troconis de Rincon, O. Perez, E. Paredes, Y. Caldera, C. Urdaneta, I. Sandoval, Cement and Concrete Composites 24 (2002) 79.

¹⁶ B. Elsener, M. Büchler, F. Stalder, H. Böhni, Corrosion 55 (1999) 1155.

¹⁷ B. Elsener, M. Büchler, F. Stalder, H. Böhni, Corrosion 56 (2000) 727.

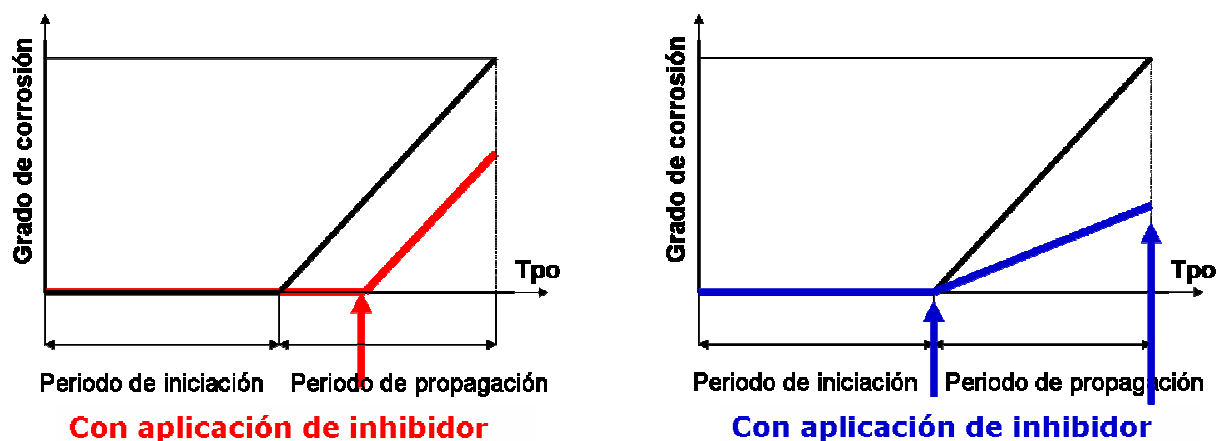


Fig. 2. Modificaciones del modelo de Tuutti por el empleo de inhibidores de corrosión. .

La aplicación de los inhibidores directamente sobre la armadura, mediante pretratamiento de la misma por inmersión en la disolución de inhibidor, o adicionados al hormigón desde el amasado, llevará a un incremento de la resistencia a la corrosión de la película pasiva, asociado a un aumento del periodo de iniciación, figura 2a, alargando así la vida útil de la estructura.

En la figura 2b, sin embargo, se observa este mismo efecto, pero no por modificación del periodo de iniciación, sino por disminución de la velocidad de propagación de la corrosión (pendiente de la recta); los inhibidores de corrosión se pueden añadir sobre la superficie del hormigón endurecido, de modo que, por penetración a través de sus poros, alcanzan la armadura y ejercen su acción protectora. Así, podrán emplearse como método de protección incluso frente a una corrosión ya iniciada, aumentando el periodo de propagación de la corrosión, y por tanto, mejorando el tiempo global de vida útil de la estructura.

Incluso, podrá considerarse el empleo de los inhibidores de corrosión como método de protección adicional para mejorar el comportamiento de la armadura frente a la corrosión durante ambos periodos.

2.2 Metodología de ensayo de los inhibidores de corrosión.

A la hora de plantearse el estudio de la capacidad de protección de un inhibidor frente a la corrosión de las armaduras por su exposición a un medio agresivo, se suele recurrir a estudios previos en disoluciones que simulan la fase acuosa del hormigón. De este modo, se puede tener una idea rápida del comportamiento de los inhibidores en distintos escenarios así como de su capacidad protectora frente a la acción de un determinado agresivo.

La versatilidad de los inhibidores permite considerar su aplicación ante diversas situaciones de exposición de las armaduras, y los ensayos en disolución proporcionan una herramienta muy útil para identificar el método de aplicación del inhibidor más adecuado en función de las condiciones de exposición de la armadura¹⁸.

¹⁸ N. Ettayeb, M. Sánchez, L. Dhouibi, C. Alonso, C. Andrade, E. Triki, Corrosion Engineering, Science and Technology 41 (2006)

Tras los estudios en disolución, se recurre a ensayos con probetas de mortero u hormigón, en los que se puede plantear tanto la adición del inhibidor durante el amasado como la aplicación superficial del inhibidor sobre la superficie de las probetas ya endurecida. La aplicación superficial del inhibidor suele hacerse con brocha o rodillo, por pulverizado o por aplicación de una piscina, como se puede observar en la figura 3.



Fig. 3. Aplicación superficial de los inhibidores de corrosión. a) Aplicación con brocha/rodillo, b) Aplicación con piscina.

2.3 Métodos de evaluación de los inhibidores de corrosión.

2.3.1. Aplicación de técnicas electroquímicas de medida.

Dado que la actuación de un inhibidor de corrosión tendrá lugar sobre la respuesta electroquímica de la armadura, es habitual el empleo de técnicas electroquímicas de medida para evaluar la protección aportada por los inhibidores de corrosión frente a la acción de los agresivos sobre las armaduras. La aplicación de algunas de estas técnicas en el estudio de los inhibidores de corrosión va a permitir, a su vez, evaluar el mecanismo de inhibición de la corrosión.

Entre las múltiples técnicas electroquímicas existentes, las más empleadas para este tipo de estudios son aquellas de carácter no destructivo:

a. Potencial de corrosión, E_{corr} :

Técnica de medida cualitativa, que puede ayudar a determinar el mecanismo de acción del inhibidor como consecuencia del desplazamiento que sufre el E_{corr} de la armadura en presencia del inhibidor en comparación con el potencial de la armadura en ausencia de inhibidor.

b. Medida de la resistencia a la polarización, R_p :

Técnica de medida cuantitativa, que permite estimar velocidad de corrosión, a partir de la ecuación de Stern y Geary, $I_{corr} = B / R_p$, ($B = 26$)¹⁹. Por comparación de la velocidad de corrosión de una armadura en presencia y ausencia de un inhibidor de corrosión, se puede obtener una medida de la eficacia protectora de un inhibidor en las condiciones en que se haya considerado su aplicación.

Ambas técnicas han sido desarrolladas además para la evaluación de la corrosión in-situ²⁰, lo

¹⁹ M. Stern, G. Geary, J. Electrochemical Society 104 (1957) 56.

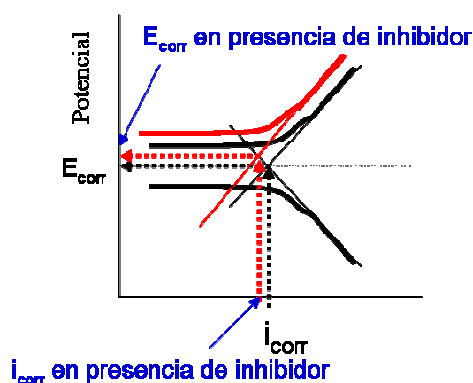
²⁰ S. Feliú, J. A. González, S. Jr. Feliz, C. Andrade, J. Applied Electrochemistry 26 (1996) 305.

que las hace de gran interés a la hora de evaluar la actuación de los inhibidores de corrosión in-situ.

c. Espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS):

Esta técnica de medida, basada en la aplicación de una señal de corriente alterna, ha sido ampliamente utilizada en estudios de mecanismos, de gran interés a la hora de conocer el mecanismo de actuación de los inhibidores. A su vez, a partir de la interpretación de los resultados obtenidos a partir de esta técnica, es posible obtener la R_p . La mayor dificultad asociada a esta técnica se encuentra a la hora de interpretar los resultados, ya que implica un alto grado de desarrollo matemático.

A pesar de no estar englobada entre las técnicas electroquímicas no destructivas, el empleo de curvas de polarización para el estudio de la actuación de los inhibidores también está muy extendido. Esta técnica aporta información acerca del tipo de actuación del inhibidor así como de la eficacia inhibidora del mismo, en función del desplazamiento sufrido por el potencial y la intensidad de la armadura respecto a una armadura que no haya sido tratada con el inhibidor. En la figura 4 se ha incluido un esquema de cómo sería una curva de polarización y la información que se puede obtener.



Línea negra: ramas anódica y catódica de la armadura en ausencia de inhibidor.

Línea roja: rama anódica en presencia de inhibidor.

$E_{corr\ inh} > E_{corr\ no\ inh} \rightarrow$ INHIBIDOR ANÓDICO

$i_{corr\ inh} < i_{corr\ no\ inh}$ $Eficacia = \frac{i_{corr(Inh)} - i_{corr(NoInh)}}{i_{corr(NoInh)}}$

Fig. 4. Ejemplo de curva de polarización obtenida en ausencia y presencia de un inhibidor.

2.3.2. Aplicación de técnicas gravimétricas.

Por diferencia de pesada de una armadura antes y después del ensayo es posible conocer la cantidad de masa que se ha perdido como consecuencia del proceso de corrosión. De este modo, comparando la pérdida sufrida por una armadura en presencia de un inhibidor, con la sufrida con una armadura en ausencia del inhibidor, se puede medir la eficacia del inhibidor.

Por otro lado, la comparación de la pérdida gravimétrica sufrida por una armadura con la pérdida de masa estimada a partir de las medidas de i_{corr} , (Δm_{elect}) por aplicación de la ley de Faraday, ec. 2.1, supone una herramienta de gran utilidad para la validación de las medidas electroquímicas.

$$\Delta m_{elect} = \frac{I \cdot t}{n_{eq} \cdot F \cdot A} \quad (2.1.)$$

3 Estudios con inhibidores de corrosión.

En este apartado se trata de presentar los resultados obtenidos a partir de diversos estudios realizados en el IETcc con inhibidores de corrosión, considerando tanto la etapa previa, de evaluación del comportamiento de los inhibidores de corrosión en disoluciones simulando la fase acuosa de los poros del hormigón, como en probetas de mortero.

3.1. Estudios con inhibidores de corrosión en disolución.

A partir de este tipo de estudios es posible evaluar el comportamiento de los inhibidores de corrosión bajo distintas condiciones de aplicación:

a) Método para aumentar periodo de iniciación de la corrosión:

El empleo de los inhibidores de corrosión como método de protección de las armaduras a partir de la extensión del periodo de iniciación estará enfocado a conseguir una mayor resistencia de la película pasiva frente a la acción del agresivo. De este modo, se pueden plantear distintas formas de aplicación del inhibidor:

a. Actuación directa sobre la armadura mediante su inmersión en la disolución del inhibidor previa al contacto con el medio de exposición: pre-pasivación de la armadura (figura 5a)

b. Adición del inhibidor a la disolución que simula el medio de exposición desde el inicio del ensayo: refuerzo de la película pasiva (figura 5b).

b) Método para aumentar periodo de propagación de la corrosión:

Se plantea el empleo de los inhibidores de corrosión como método de actuación sobre armaduras que presentan una corrosión activa, con el fin de reducir la velocidad de corrosión de las mismas, aumentando de este modo el periodo de propagación. Este tipo de ensayo se hacen por adición del inhibidor a una disolución simulando un ambiente agresivo de exposición de la armadura, una vez que ya se ha iniciado la corrosión (figura 5c).

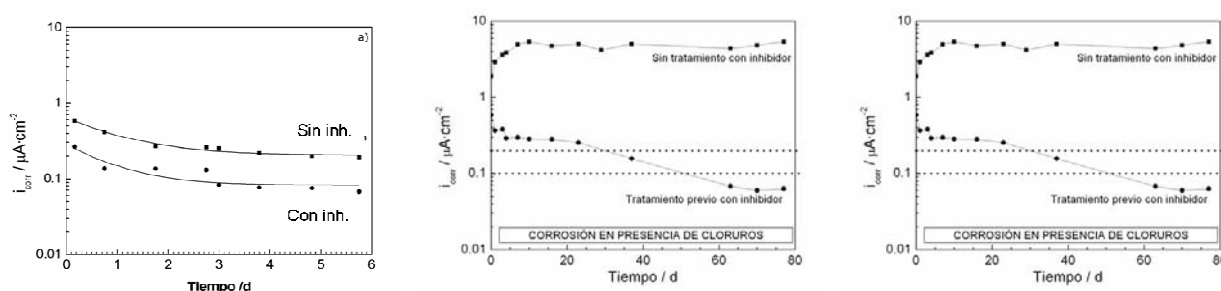


Fig. 5. a) Adición del inhibidor a la disolución desde inicio de ensayo, b) Impregnación de armadura con inhibidor, c) Adición del inhibidor a la disolución una vez iniciada la corrosión.

El estudio de la eficacia inhibidora de los inhibidores de corrosión en disoluciones simulando distintas condiciones de exposición de las armaduras a la acción de un agresivo, indican que la capacidad protectora de los inhibidores de corrosión va a estar condicionada tanto por la forma

de aplicar el inhibidor, que determina la interacción inhibidor-armadura, como por las condiciones de exposición, es decir, tipo de agresivo y pH del medio, que van a determinar la interacción inhibidor-agresivo-armadura.

3.2. Estudios con inhibidores de corrosión en mortero.

La aplicación de los inhibidores de corrosión como método adicional de protección de las armaduras frente a la corrosión se puede plantear tanto para obra nueva, como aditivo añadido desde el amasado, de modo que se consigue una distribución homogénea del inhibidor en el hormigón, como para obra en servicio, aplicando el inhibidor sobre la superficie, de modo que penetra a través de los poros del hormigón hasta la armadura. En la figura 6 se incluye un esquema de ambas situaciones.



Fig. 6. Distintas posibilidades de aplicación de los inhibidores de corrosión al hormigón.

3.2.1. Mecanismos de transporte natural de los inhibidores de corrosión.

La penetración de los inhibidores de corrosión a través de los poros del hormigón va a tener lugar por alguno de los principales mecanismos de transporte natural:

a. Transporte por difusión:

Transporte del ión activo del inhibidor, disuelto en la solución de los poros saturados del hormigón, como consecuencia de la existencia de un gradiente de concentraciones del ión a transportar. Este mecanismo de transporte será el controlante en el caso de colocar una piscina conteniendo el inhibidor sobre la superficie de la armadura, figura 3b.

b. Transporte por succión capilar:

Cuando los poros están secos o parcialmente llenos, el ión a transportar penetra disuelto en el líquido que succiona la matriz de hormigón, siendo la fuerza impulsora la succión ejercida por los poros capilares. Este mecanismo de transporte es el controlante cuando el inhibidor se aplica con brocha/rodillo sobre la superficie del hormigón, que previamente debe haberse dejado secar, figura 3a. No obstante, cuando el inhibidor aplicado es un producto orgánico, hay que considerar además su transporte en fase vapor a través del espacio vacío de los poros.

Sin embargo, es importante destacar que el transporte a través del hormigón, en la mayoría de los casos, no se debe a único mecanismo actuando de forma aislada, sino que suelen produ-

cirse varios de ellos de forma simultánea, dada la variación de humedad en el hormigón durante su exposición al ambiente.

3.2.2. Transporte acelerado de los inhibidores de corrosión.

La penetración de los inhibidores a través de los poros del hormigón por mecanismos de transporte natural es lenta, y estos tardan mucho tiempo en alcanzar la superficie de la armadura en concentración suficiente para ejercer su acción inhibidora. Este motivo ha llevado a plantear, en el IETcc, la posibilidad de acelerar el transporte de los inhibidores mediante aplicación de un campo eléctrico, favoreciendo de este modo el flujo de cargas iónicas hacia los electrodos. De este modo, el transporte de los inhibidores se producirá por migración de sus iones disueltos en la fase acuosa de los poros.

La metodología empleada en estos ensayos se basa en una patente desarrollada en el IETcc²¹, en la que se incluye un procedimiento para introducir especies iónicas o ionizables en una estructura de hormigón, mediante la conexión de un ánodo externo y la armadura conectada como cátodo.

En la figura 7 se incluye un esquema del dispositivo empleado durante la aplicación del inhibidor.

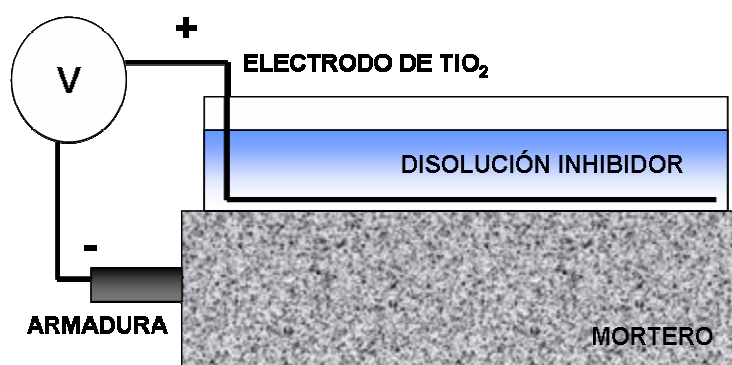


Fig. 7. Esquema del dispositivo empleado para el transporte de inhibidores por migración.

Como puede observarse, se establece una diferencia de potencial, V , entre un electrodo externo, actuando como ánodo, colocado en la disolución con inhibidor, y la armadura, conectada como cátodo, embebida en el hormigón.

Una de las principales ventajas de este método reside en la posibilidad de emplear los inhibidores de corrosión como método de protección complementario a los métodos electroquímicos de reparación de estructuras, como realcalinización o extracción de cloruros²².

En la figura 8 se incluye la evolución de la intensidad de corrosión de una armadura embebida

²¹ Patente nº 9801679 (CSIC).

²² COST Action 521, Corrosion of steel in reinforced concrete structures, Final Report, Published by the European Communities, Luxembourg (2003).

en un mortero contaminado con cloruros, tras la aplicación del tratamiento con el inhibidor, por migración a través de los poros del hormigón, en la que se comprueba, que a pesar de la presencia de cloruros, las cinéticas de corrosión registradas tras el tratamiento, son bajas, manteniéndose por debajo de $0.1 - 0.2 \mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$, límite a partir del cual se considera que se produce un proceso de corrosión activa²³.

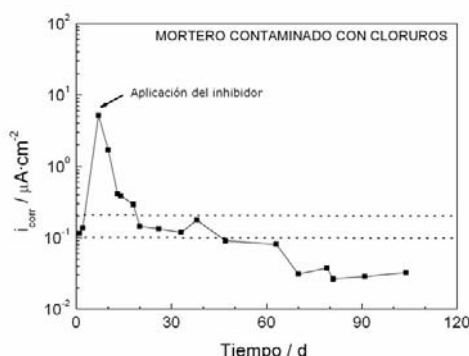


Fig. 8. Intensidad de corrosión de armadura expuesta a la acción del cloruro tras tratamiento con inhibidor por migración.

4 Aplicación de inhibidores en estructuras reales.

En la actualidad, los inhibidores de corrosión, fundamentalmente los inhibidores orgánicos de última generación, a los que se les atribuye la capacidad de penetrar a través de los poros del hormigón, se están aplicando como método de protección de las armaduras durante la rehabilitación de estructuras afectadas por problemas de corrosión.

En este sentido han sido aplicados tanto en estructuras afectadas por corrosión como consecuencia de su exposición a un ambiente marino, como en estructuras afectadas por corrosión inducida por la carbonatación del revestimiento de hormigón.

Durante la rehabilitación del hormigón armado en un muelle de Croacia²⁴, tras la limpieza y preparación de la zona dañada para la aplicación del sistema de reparación-protección, se realizó una impregnación de la armadura con el inhibidor. Entonces, en las zonas en las que la armadura había quedado expuesta a la atmósfera, se aplicó el mortero de reparación, conteniendo un inhibidor de corrosión. Por último, se aplicó un revestimiento decorativo-protector y un revestimiento hidrófugo, ambos conteniendo también un inhibidor de corrosión.

La aplicación del inhibidor de corrosión durante la rehabilitación de un edificio afectado por carbonatación²⁵ se realizó sobre la superficie del mortero de reparación, de modo que se optó

²³ C. Andrade, M. C. Alonso and J. A. Gonzalez, Corrosion rates of steel in concrete, ASTM STP 1065, N. S. Berke, V. Chaker, and D. Whiting, Eds., American society for testing and Materials, Philadelphia, 29 (1990).

²⁴ J. Francišковиć, B. Mikšić, I. Rogan, M. Tomićić, "Protection and repair of reinforced concrete structures by means of MCI-inhibitors and corrosion protective materials", Structural Engineering Conferences, International Conference on Bridges, Dubrovnik (2006)

²⁵ R. Edelson, "The Pentagon Lightwell Walls. Repair, Rehabilitation and Protection for the Next 50 years", Structure magazine,

por la aplicación de un inhibidor de superficie.

5 Consideraciones finales.

El empleo de inhibidores como método de protección adicional de las armaduras es muy versátil, ya que permite actuar sobre los periodos de iniciación y/o propagación de la corrosión. No obstante, hay que tener en cuenta que la eficacia de los inhibidores de corrosión en ambas situaciones va a depender de múltiples parámetros como: la naturaleza del inhibidor, el estado superficial de la armaduras, el método de aplicación del inhibidor, que determina el contacto inhibidor-armadura, el tipo de agresivo y su concentración a nivel de la armadura, las condiciones de exposición de la armadura,...

Las técnicas electroquímicas constituyen una herramienta muy útil a la hora de evaluar la capacidad protectora del inhibidor y la eficacia del tratamiento, siendo aplicables incluso para realizar medidas in-situ.

La aplicación superficial de los inhibidores de corrosión estará determinada por el método empleado para hacer llegar el inhibidor hasta la armadura, ya que es necesaria la llegada de una concentración suficiente del inhibidor para que el inhibidor pueda ejercer su acción protectora, y consiga, en su caso, reducir o detener un proceso de corrosión activo.

Finalmente, es importante destacar la posibilidad de emplear los inhibidores de corrosión como un método de protección adicional, complementario a otros métodos de protección o de reparación de estructuras.

La protección catódica del hormigón armado y pretensado aéreo

Fco. Javier Miranda González de Echávarri
WWI PROCAT, S.L.

ÍNDICE

1.	FUNDAMENTO DE LA PROTECCIÓN CATÓDICA.	Pág. 3 /9
2.	TIPOS DE PROTECCIÓN CATÓDICA.	Pág. 3 /9
2.1	Ánodos de sacrificio	Pág. 3 /9
2.2	Corriente impresa	Pág. 3 /9
2.3	Protección catódica preventiva	Pág. 4 /9
3.	Protección catódica.	Pág. 4 /9
4.	Normativas a seguir (para el hormigón armado aéreo).	Pág. 5 /9
5.	Características esenciales en el diseño de un sistema de protección catódica	Pág. 6 /9
6.	Ventajas que puede tener la protección catódica en la aplicación al hormigón armado.....	Pág. 6 /9
7.	Ejemplos de los ánodos más usados en sistemas de corriente impresa	Pág. 7 /9
8.	Protección catódica con ánodos de mortero de un capitel en un viaducto	Pág. 8 /9
9.	Bibliografía y documentación de consulta.	Pág. 9 /9

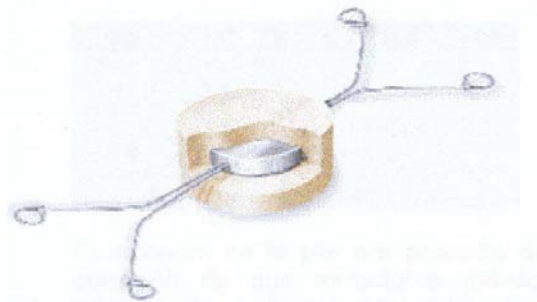
1. FUNDAMENTO DE LA PROTECCIÓN CATÓDICA

Consiste en inyectar una corriente continua en el acero a proteger. Al entrar la corriente por la superficie de acero expuesta la polariza negativamente respecto al medio que la rodea y cuando se alcanza cierto nivel de polarización consideramos que está en la zona de inmunidad, es decir que con dicha polarización la velocidad máxima de corrosión es la de una pérdida de acero equivalente a un espesor de 10 µm por año.

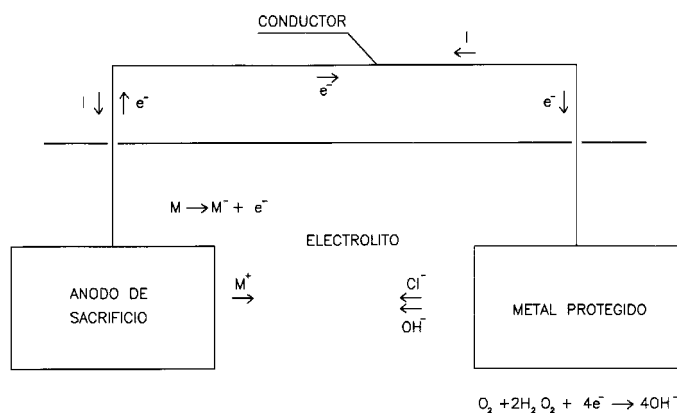
2. TIPOS DE PROTECCIÓN CATÓDICA

Hay dos sistemas de protección catódica:

2.1 Ánodos de sacrificio (en el hormigón armado aéreo se emplean poco por las empresas de protección catódica). Consiste en inyectar una corriente continua en la superficie metálica a proteger, a partir de el par galvánico que forma el acero con un material más anódico (de potencial más negativo). Como ánodos se emplea el zinc. En este caso es menos necesario asegurar la continuidad eléctrica entre todas las armaduras.

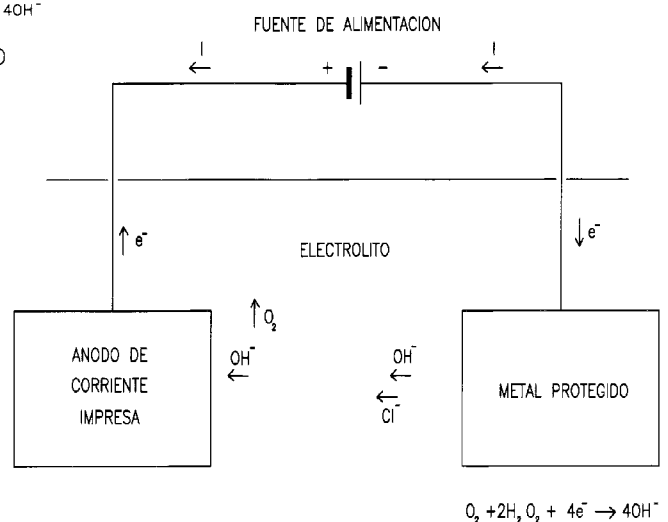


Ánodo de zinc embebido en un mortero

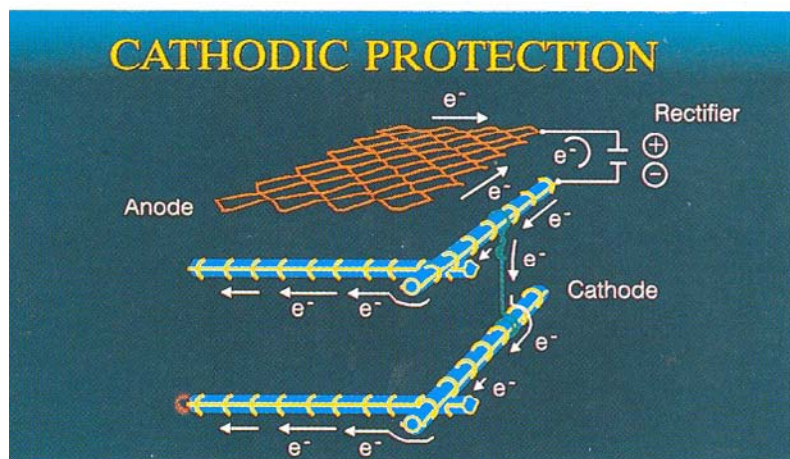


PROTECCION CATODICA POR ANODOS DE SACRIFICIO

2.2 Corriente impresa: Es necesaria una alimentación de corriente y asegurar la continuidad de todas las armaduras. Si no hay continuidad se pueden causar (aparte de la falta de protección) que algunas armaduras sufran corrosión por corrientes vagabundas generadas por el propio sistema de protección catódica.



PROTECCION CATODICA POR CORRIENTE IMPRESA



Esquema de un sistema de PROTECCIÓN CATÓDICA por corriente impresa con ánodos en forma de malla de Ti-MMO

Dentro de la protección catódica se puede hablar de otro sistema que consiste en una pequeña polarización (protección catódica preventiva).

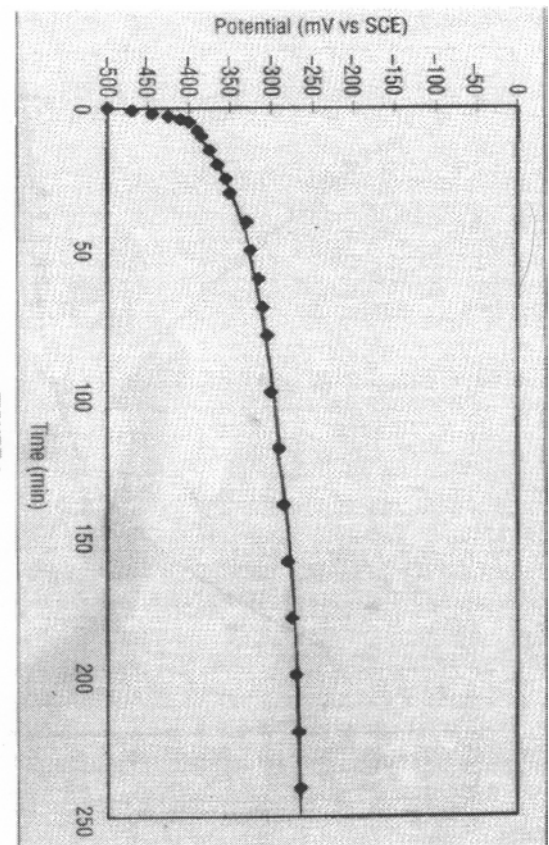
2.3 Protección catódica preventiva (en obra nueva o que no tiene corrosión), con la que se reduce la posibilidad de que los iones cloruros alcancen el acero y se mantiene la alcalinidad del hormigón en torno al acero evitando los problemas de corrosión por carbonatación. Su finalidad es mantener la pasividad del acero en el hormigón por la alcalinización del cátodo y la migración de los iones cloruro. La corriente necesaria es inferior a la de un sistema normal de protección catódica. En este caso se pueden emplear ánodos de sacrificio siempre que estén bien calculados.

3. Protección catódica. Habitualmente con sistemas de corriente impresa debido a que la cantidad de corriente necesaria es difícil obtenerla con ánodos de sacrificio.

- El **criterio de protección (inmunidad)** es la polarización del acero hasta alcanzar un potencial de al menos -100 mV más negativo que antes de inyectar la corriente de protección.
- Esto suele ser equivalente a un potencial (tras la desconexión de la corriente de protección) de -720 mV respecto al electrodo de referencia de Ag/AgCl/ 0,5 M KCl. **El límite de polarización** (el potencial no debe ser mas negativo) es -1100 mV respecto al mismo electrodo para evitar la reacción álcali-sílice y -900 mV para el pretensado (para evitar el posible problema de la fragilización por hidrógeno).
- La medida del potencial tras interrumpir la corriente de protección es para evitar el error de media por la caída óhmica (error IR) debida al trasiego de corriente entre donde se sitúa el electrodo de referencia y el acero cuyo potencial se mide.

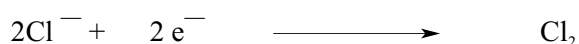
Despolarización tras la interrupción de la corriente de protección

FIGURE 1
Polarization decay of steel in concrete.

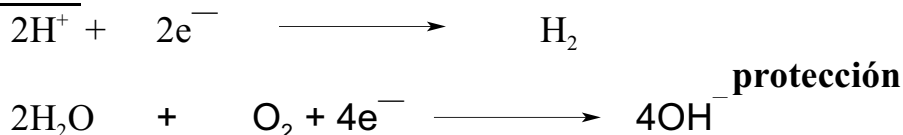


Las reacciones más comunes en electrolito próximo a los ánodos (reacciones anódicas) y al cátodo es decir a la armadura (reacciones catódicas y de reducción) son:

ÁNODO



Cátodo



4. Normativas a seguir (para el hormigón armado aéreo)

NACE International:

RP-0187 Consideraciones en el diseño para control de la corrosión de los refuerzos del hormigón armado (*menciona la protección catódica como una de las medidas a adoptar*).

RP-0290 Protección catódica con sistemas de corriente impresa del acero en estructuras de hormigón armado aéreo. No incluye las de pretensado.

NORMA EUROPEA

UNE-EN 12696 Trata solo el hormigón armado aéreo y se centra en los sistemas de corriente impresa.

Toda la normativa de protección catódica del hormigón hace hincapié en que debe ser diseñada y supervisada por un experto en protección catódica con conocimientos en la del hormigón armado.

5. Características esenciales en el diseño de un sistema de protección catódica

Se debe tener en cuenta:

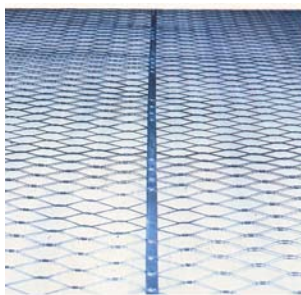
- Continuidad eléctrica entre las armaduras
- Duración de los ánodos (de 20 a 100 años en función del material usado y del diseño).
- Criterio de protección.
- Densidad de corriente anódica máxima en los casos de Ti-MMO (110 mA/m^2 o 220 mA/m^2 en periodos cortos).
- Distancia mínima entre los ánodos y las armaduras (1,5 cm).
- Potencial de máxima polarización (siempre sin el error de caída IR, es decir, como habla la normativa europea “en desconexión”).

Como electrodos de referencia para medir el potencial se suelen utilizar el de Mn/Mn_2 (0,5 M/l), Ag/AgCl (0,5 M/l).

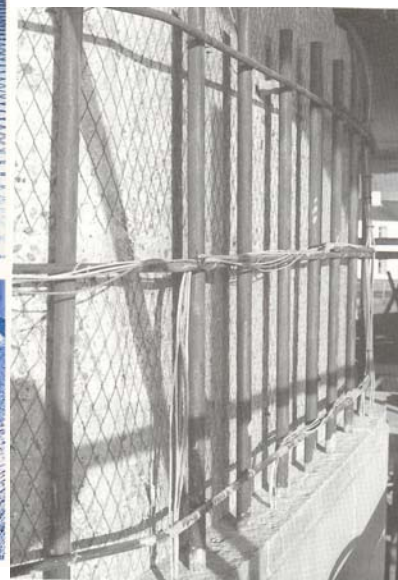
6. Ventajas que puede tener la protección catódica en la aplicación al hormigón armado

- No es necesario las armaduras para protección catódica.
- No es necesario sanear el hormigón (solo debe ser preparada la superficie con limpieza, para permitir la adherencia del mortero o el hormigón de relleno y evitar las zonas con deslaminación).
- Es compatible con el galvanizado y con las pinturas. En estos casos lo que se protege es el acero con defectos del galvanizado y el que no tiene pintura (menos corriente necesaria).
- La duración del sistema.

garantizar la efectividad de la



Mallas de Ti-MMO



Malla de Ti-MMO

7. Ejemplos de los ánodos más usados en sistemas de corriente impresa

Electrodo de referencia de Mn/Mn₂ (0,5 M/l)

Aisladores entre la malla y las armaduras

Cinta de titanio para sujetar la malla y distribuir mejor la corriente



Ánodos discretos de Ti-MMO, con sus tubos de silicona para evacuar los gases. Para insertar entre las armaduras,



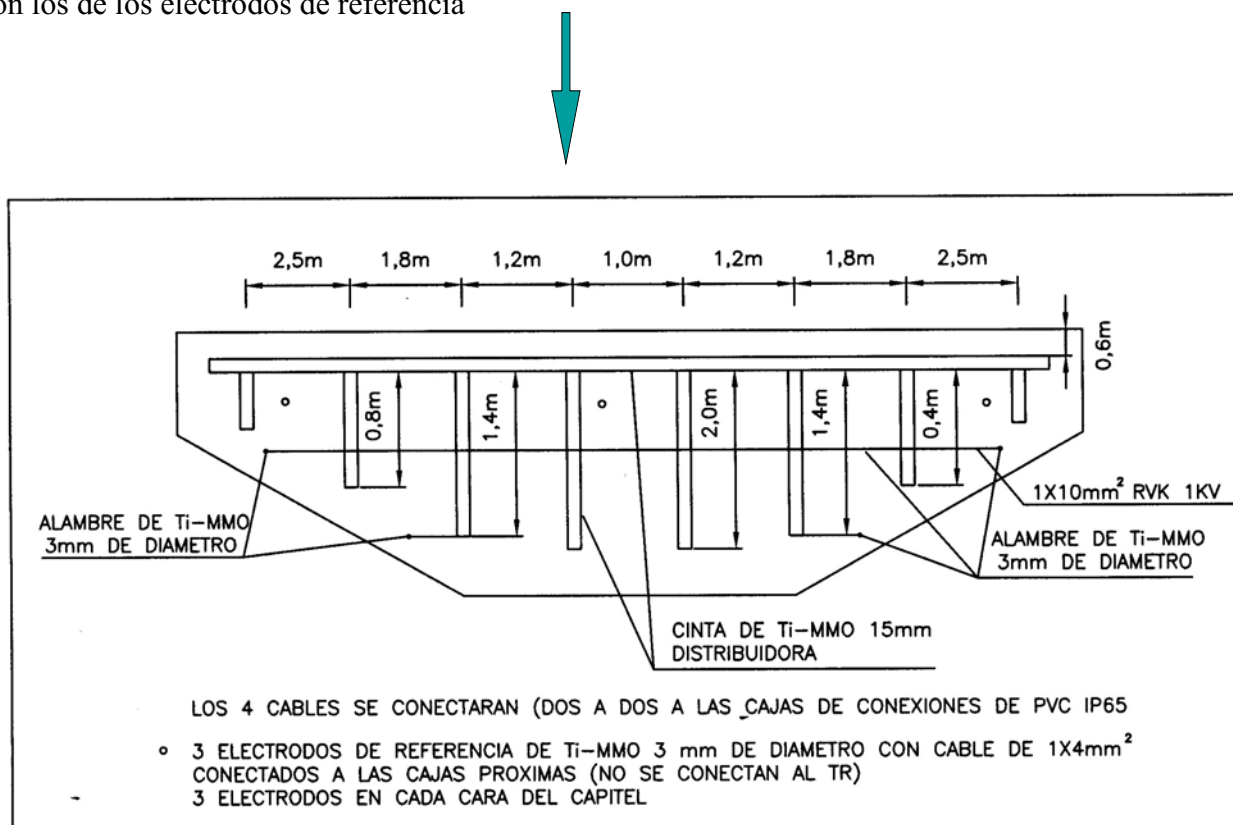
Ánodo de malla de Ti-MMO con separadores aislantes



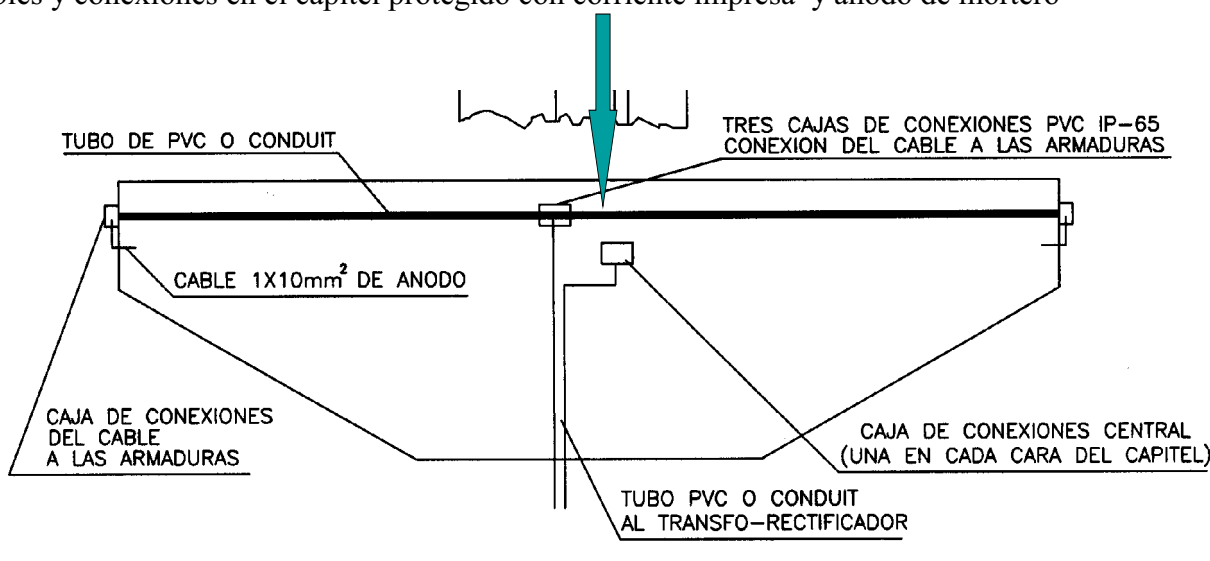
Ánodo de mortero (corriente impresa) aplicado por proyección

8. Protección catódica con ánodos de mortero de un capitel en un viaducto

Capitel de una autopista protegido con ánodo de mortero. Las cinta superior y las verticales son de Ti dentro del mortero para ayudar a distribuir la corriente de protección. Los puntos entre las cintas son los de los electrodos de referencia



Cables y conexiones en el capitel protegido con corriente impresa y ánodo de mortero



9. Bibliografía y documentación de consulta

- Norma UNE **UNE-EN 12696:2001** Protección catódica para el acero en hormigón.
- Norma NACE **RP0187-96** Design Considerations for Corrosion Control of Reinforced Steel in Concrete.
- Norma NACE **RP0187-96** Design Considerations for Corrosion Control of Reinforcing Steel in Concrete.
- Norma NACE **RP0390-98** Maintenance and Rehabilitations Considerations for Corrosion Control of Existing Steel Reinforced Concrete Structures.
- Norma NACE **RP0290-2000** Impressed Current Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed concrete Structures.
- Norma NACE **TM0294-94** Testing of Embeddable Anodes for Use in Cathodic Protection of Atmospherically Exposed Steel-Reinforced Concrete.

EL ACERO INOXIDABLE : ARMADURAS DE ACERO INOXIDABLE

José IGLESIAS FERNANDEZ
INOXFIL. S.A. – Aceros Inoxidables. Grupo ACERINOX. S.A.

1 INTRODUCCION:

La corrosión de la armadura es la principal causa que afecta a la durabilidad de las estructuras de hormigón armado. Solamente en Estados Unidos, datos de la Federal Highway Administration FHWA, se estima que 600 puentes tienen que ser reparados en los próximos diez años con un coste estimado de 200 billones de dólares, cuatro veces más que su coste inicial.

Dos son las causas principales de la corrosión en las estructuras de hormigón armado:

- Carbonatación
- Presencia de iones cloruro

La carbonatación se origina por la actuación de los constituyentes ácidos del medio ambiente sobre el hormigón, básicamente del dióxido de carbono atmosférico. Esta carbonatación da lugar a una disminución del pH. Esta reducción del pH origina una pérdida de alcalinidad del hormigón, dejando la armadura en unas condiciones que permitan la corrosión activa de la misma. La profundidad de la capa carbonatada es función de numerosas variables, en particular de la permeabilidad del hormigón, de forma que los hormigones densos, son prácticamente incarbonatables.

La presencia de iones cloruro en cantidad suficiente para dar lugar a corrosión localizada en forma de picaduras puede proceder del empleo de sal en zonas frías, o bien añadidos como acelerante en el proceso de fraguado. También puede proceder del medio ambiente y penetrar por difusión desde el exterior como sucede en las estructuras costeras.

Como resultado de la corrosión el óxido formado ocupa un volumen mayor que el del acero base. Este proceso puede dar lugar a grietas y desconchados como consecuencia de las tensiones a las que está sometida la estructura, así como a pérdidas de cohesión entre el corrugado y el hormigón. El problema puede resultar crítico en aquellas estructuras donde puede haber una pérdida importante de sección dando lugar al colapso de la misma.

Actualmente existen diferentes métodos de protección como son el empleo de aceros galvanizados, aceros con recubrimientos epóxicos, inhibidores de la corrosión, protección catódica u hormigones de altas características. Sin embargo cuando se analiza el coste del ciclo de vida de la estructura, el empleo de corrugado de acero inoxidable resulta una alternativa viable.

El acero inoxidable sigue siendo más caro que el acero común, del orden de cinco a ocho veces más. Sin embargo, una forma atractiva, económica y técnica, puede ser sustituir parcialmente el acero al carbono por inoxidable en zonas críticas como la sección inferior de una columna en un puente que está expuesto a sales procedentes del deshielo o zonas donde golpea el agua de mar.

Además de unas características óptimas de resistencia a la corrosión, los aceros inoxidables presentan unas propiedades mecánicas más altas que el acero al carbono. Se deben tener en cuenta estas consideraciones al diseñar estructuras ligeras, combinado una resistencia superior del acero inoxidable con la reducción del espesor de la capa de hormigón.

2 LOS ACEROS INOXIDABLES ¿QUE SON?

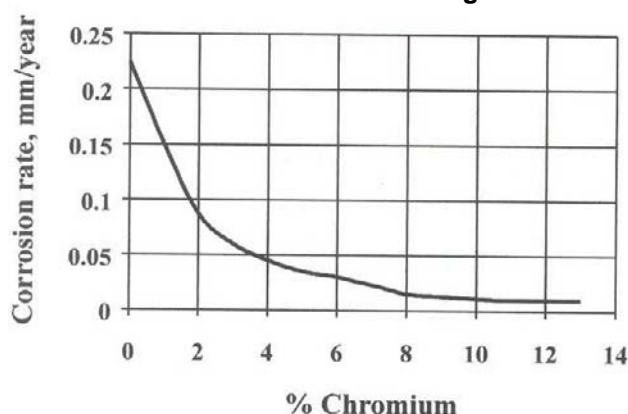
Los aceros inoxidable son aleaciones a base de hierro que unen a las propiedades mecánicas típicas de los aceros características peculiares de resistencia a la corrosión. Los aceros inoxidable tienen la posibilidad, gracias al contenido de los elementos de aleación, esencialmente debido al contenido de cromo, de pasivarse.

El fenómeno de la pasivación tiene lugar por reacción con un ambiente oxidante, como por ejemplo el aire, el agua, soluciones, etc. La naturaleza de esta capa es autocicatrizante y garantiza la protección del metal si se producen roturas en la película. En el **Figura 2.1**, se observa como la resistencia a la corrosión generalizada depende del contenido de cromo.

El contenido de cromo para garantizar la pasivación depende evidentemente del agente atacante. El contenido mínimo de cromo, para poder hablar de acero inoxidable, esto es, para poder pasivarse es de un 10,50 %.

La resistencia a la corrosión se puede aumentar por adición de otros elementos de aleación. El cromo, molibdeno y nitrógeno se adicionan para mejorar la resistencia a la corrosión por picaduras. El níquel mejora la resistencia a la corrosión en ambientes ácidos.

Figura 2.1. Influencia del contenido de cromo en la resistencia a la corrosión generalizada.



Dependiendo del contenido de elementos de aleación, el acero inoxidable presenta diversas microestructuras que dan lugar a la clasificación de los mismos en cinco grandes familias

1. Austeníticos
2. Ferríticos
3. Martensíticos
4. Austenoferríticos
5. Endurecibles por precipitación

3 FAMILIAS DE ACEROS INOXIDABLES

Como se ha señalado anteriormente aunque los aceros inoxidable se podrían clasificar en cinco grandes familias, aquí nos centraremos exclusivamente en aquellos aceros susceptibles de ser empleados como armaduras para hormigón armado. Estos aceros están recogidos en el nuevo borrador de norma europea, " prEN 10.080 Steel for the Reinforcement of Concrete Corrosion Resisting Reinforcing Steel". Estos aceros serían

1. Ferríticos
2. Austeníticos
3. Austenoferríticos

3.1 Aceros inoxidables ferríticos

Los aceros inoxidables ferríticos se caracterizan por tener una estructura ferrítica a temperatura ambiente. Esta estructura, cúbica centrada en el cuerpo, es la misma que presenta el acero carbono.

El acero más empleado como armadura sería el tipo 1.4003 (3Cr12) con un contenido de cromo del 10,50 %. Estos aceros sólo pueden aumentar sus características mecánicas por deformación en frío. Presentan un límite elástico superior a los austeníticos en estado de recocido. Son magnéticos en todas las condiciones de suministro. Tienen una resistencia a la corrosión bajo tensiones buena en presencia de cloruros. Muestran una transición dúctil-frágil y fragilidad a bajas temperatura. El coeficiente de endurecimiento por deformación es inferior a los austeníticos y austenoferríticos. Presentan problemas de soldadura en relación a los otros tipos de aceros inoxidables.

3.2 Aceros inoxidables austeníticos

Se denominan así, por presentar una estructura austenítica, cúbica centrada en las caras, a temperatura ambiente. En la **fotografía 3.2.1**, se observa dicha estructura. Presentan un contenido mínimo de cromo del 16 %. Se adicionan otros elementos como cobre, manganeso, níquel o molibdeno para conferirles propiedades particulares. En estado de hipertemple son amagnéticos, aunque aumentan su permeabilidad magnética como consecuencia de la deformación en frío. Sólo pueden aumentar sus características mecánicas por deformación en frío. En el **gráfico 3.2.2**, se observa el aumento de la tracción, límite elástico así como una disminución del alargamiento y de la estricción para el acero 1.4401 en función de la reducción de área.

Estos aceros presentan unas muy buenas características de resistencia a la corrosión generalizada y corrosión por picaduras.

Se pueden soldar por los procedimientos habituales, esto es, MIG-MAG, TIG, electrodo revestido, etc.

Presentan una alta ductilidad una vez deformados incluso a bajas temperaturas. Se pueden emplear en condiciones criogénicas hasta temperaturas de $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ sin que sus propiedades sufran algún tipo de modificación. Así mismo no sufren variaciones en sus propiedades mecánicas cuando se les someten a temperaturas altas, hasta unos $600\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Fotografía 3.2.1. Acero austenítico 1.4401
Ataque nítrico. ($\times 200$). GS= 6
Sección transversal

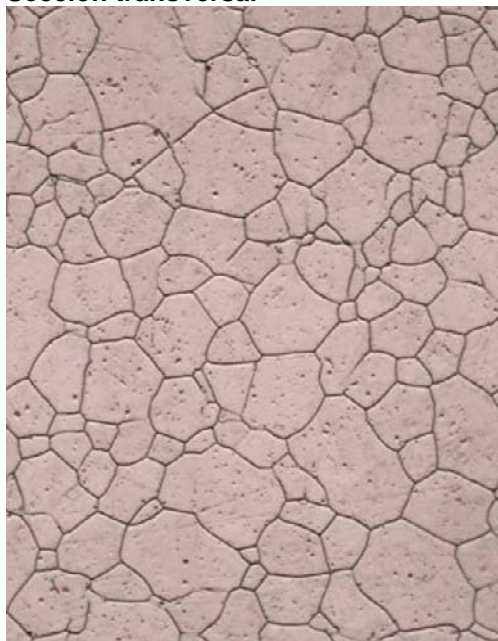
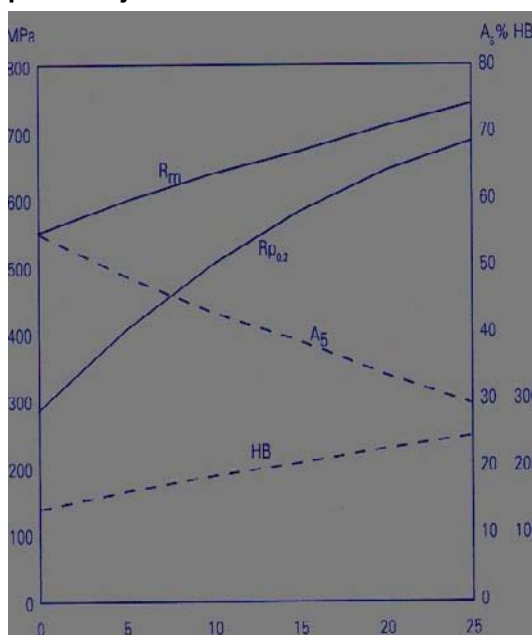


Gráfico 3.2.2. Acero austenítico 1.4401.
Características mecánicas en función del porcentaje de reducción.



3.3 Aceros inoxidables austenoferríticos

Estos aceros se caracterizan por presentar una estructura bifásica, austenita-ferrita, en una proporción de 1:1. En la condición de recocido tienen un límite elástico dos veces superior a los aceros austeníticos. Solamente pueden aumentar sus características mecánicas por deformación en frío. Debido al alto coeficiente de endurecimiento que alcanzan se consiguen unos valores elevados de tracción pero la ductilidad remanente es siempre superior a los aceros al carbono. En la **fotografía 3.3.1**, se observa la estructura bifásica correspondiente a un acero dúplex, 1.4362. En el **gráfico 3.3.2**, se reflejan las características mecánicas del mismo acero en función del grado de deformación. Como en el caso de los aceros austeníticos se pueden soldar por los procedimientos habituales de soldeo.

En la **tabla 3.1**, se recogen los principales aceros inoxidables empleados como armaduras para estructuras de hormigón armado.

Fotografía 3.3.1. Acero dúplex 1.4362
Ataque V2A (× 1000 aumentos)
Sección longitudinal



Gráfico 3.3.2. Acero dúplex 1.4362
Características mecánicas en función del porcentaje de reducción.

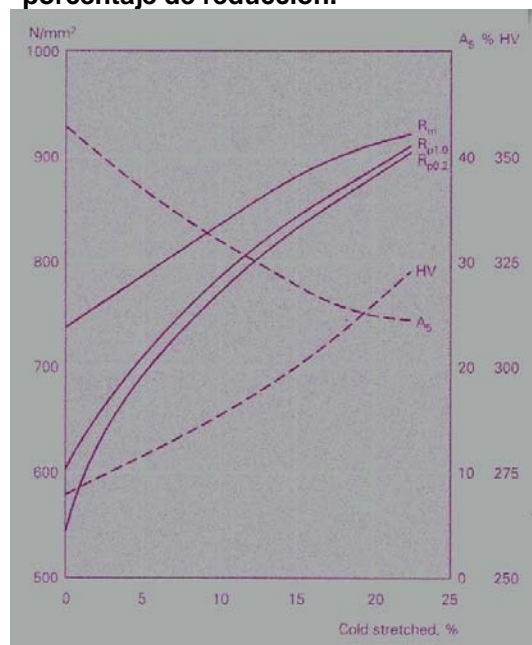


Tabla 3.1- Aceros inoxidables. Composición química (análisis de colada) % en masa
UNE-EN 10.088-1

UNE-EN 10.088-1 Designación del acero		C	Mn	N	Cr	Ni	Cu	Mo	Ti
Estructura	Númerica								
Ferrítica	1.4003	≤0.030	≤1.50	≤0.030	10.5-12.5	0.30-1.00	-	-	-
Austenítica	1.4301	≤0.070	≤2.00	≤0.11*	17.0-19.5	8.00-10.50	-	-	-
	1.4307	≤0.030	≤2.00	≤0.11*	17.5-19.5	8.00-10.00	-	-	-
	1.4311	≤0.030	≤2.00	0.12-0.22	17.0-19.5	8.50-11.50	-	-	-
	1.4401	≤0.070	≤2.00	≤0.11*	16.5-18.5	10.00-13.00	-	2.00-2.50	-
	1.4404	≤0.030	≤2.00	≤0.11*	16.5-18.5	10.00-13.00	-	2.00-2.50	-
	1.4429	≤0.030	≤2.00	0.12-0.22	16.5-18.5	11.00-14.00	-	2.50-3.00	-
	1.4436	≤0.050	≤2.00	≤0.11*	16.5-18.5	10.50-13.00	-	2.50-3.00	-
	1.4529	≤0.020	≤1.00	0.15-0.25	19.0-21.0	24.00-26.00	0.5-1.5	6.00-7.00	-
	1.4571	≤0.080	≤2.00	-	16.5-18.5	10.50-13.50	-	2.00-2.50	≥5xC ≤0.70
Dúplex	1.4362	≤0.030	≤2.00	0.05-0.20	22.0-24.0	3.50-5.50	0.1-0.6	0.10-0.60	-
	1.4462	≤0.030	≤2.00	0.10-0.22	21.0-23.0	4.50-6.50	-	2.50-3.50	-

(* El contenido de nitrógeno en estos aceros se puede incrementar hasta N ≤ 0.22 %)

4 CARACTERISTICAS MECANICAS

En la **tabla 4.1**, se recogen las características mecánicas según la nueva norma pr EN 10.080. Las características mecánicas del corrugado inoxidable están influenciadas por la composición química del acero y del proceso de fabricación. En líneas generales el acero inoxidable presenta una tracción más alta y mejor ductilidad que un acero al carbono.

Tabla 4.1. Características mecánicas según pr EN 10.080

Grado	R _{p0,2} (MPa) Min.	R _m / R _{p0,2}	A _{gt} (%) Min.
450	450	1,15 - 1,35	7,5
500	500	1,15 - 1,35	7,5
600	600	1,15 - 1,35	7,5
650	650	≥1,10	5,0
850	850	≥1,10	5,0

Así mismo en la **tabla 4.2**, se reflejan las características mecánicas exigibles al corrugado de acero inoxidable según las diferentes normas europeas actualmente en vigor.

Tabla 4.2 Características mecánicas según normativa vigente

Características Mecánicas	BS 6744	NFA 35-014	Italia DM 09/01/06	DIN 488	EN 36.067
R _m (MPa)			> 540	> 550	
R _{p0,2} (MPa)	500	500	> 430	> 500	500
R _m / R _{p0,2}	1,10	1,10	-	-	1,10
A _{gt} (%)	5	5	-	-	-
A (%)	14	-	A _{5d} > 12	A _{10d} > 12	A _{5d} > 18

Los aceros inoxidables ofrecen una buena resistencia a la fatiga y alta ductilidad. La energía plástica disipada es dos veces superior a la de un acero al carbono, lo que les hace aptos para su aplicación en zonas sísmicas.

5 CARACTERISTICAS FISICAS

En la **tabla 5.1**, se reflejan las propiedades físicas de los diferentes tipos de aceros inoxidables. Se comparan con un acero común.

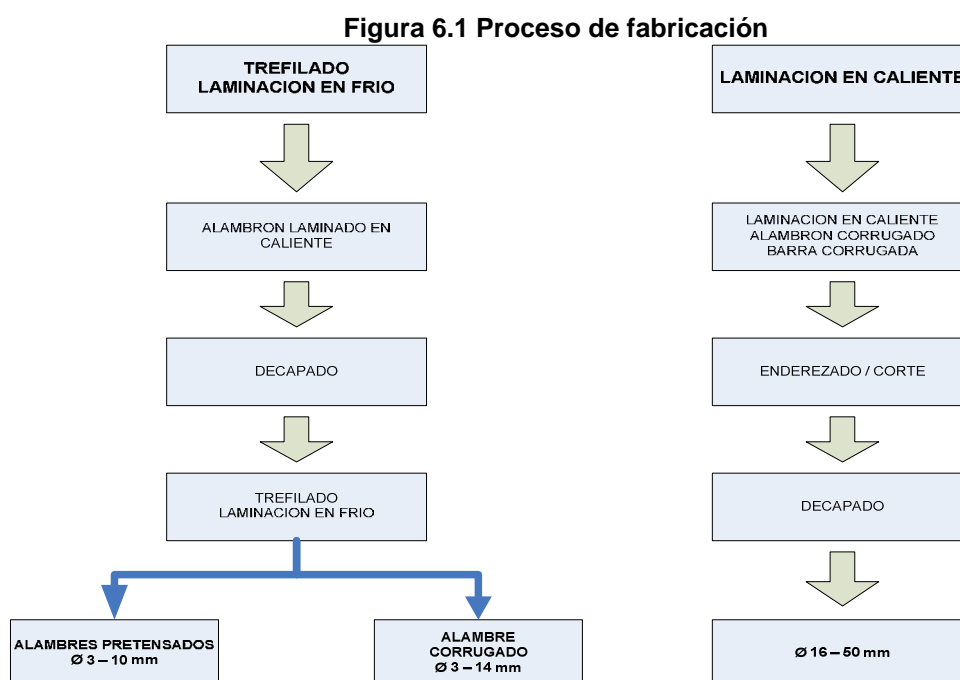
Tabla 5.1. Propiedades físicas de los aceros inoxidables

Estructura	Acero	Ferrítico	Austenítico	Austenoferrítico
Tipo	-	1.4003	1.4301 – 1.4436	1.4362
Coeficiente de dilatación lineal entre 20-100 °C (× 10 ⁻⁶ K ⁻¹)	10	10,4	16,0	13,0
Conductividad térmica a 20°C W/m × °K	40	25	15	15
Resistividad eléctrica a 20°C μΩ × cm	18 – 20	60	73 – 75	80
Módulo de elasticidad kN/mm ²	206	220	195 – 200	200
Magnetismo	Magnético	Magnético	Amagnético	Magnético

6 INFLUENCIA DEL PROCESO DE FABRICACION EN LAS CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS ACEROS INOXIDABLES.

6.1 METODOS DE FABRICACION.

Dos son los principales métodos de fabricación del corrugado inoxidable, laminación en caliente y en frío. En el **gráfico 6.1**, se reflejan ambos procesos. La gama de fabricación está comprendida entre 3 y 50 mm. Los diámetros comprendidos entre 3 y 14 se fabrican por laminación o trefilado en frío mientras que por encima de 14 mm el proceso es en caliente.



6.2 COMPARACION ENTRE EL MATERIAL LAMINADO EN FRIO Y EN CALIENTE.

6.2.1 ACEROS INOXIDABLES AUSTENITICOS

Los aceros austeníticos, alambres pretensados o alambres corrugados, presentan una buena combinación de altas características mecánicas y ductilidad. Como se señaló anteriormente el alto grado de endurecimiento de los aceros austeníticos permite alcanzar límites elásticos superiores a 500 MPa y alargamientos bajo carga máxima mayores del 15 %. Por el contrario el corrugado laminado en caliente presenta unos valores más bajos de límite elástico debido a los fenómenos de recristalización que tienen lugar durante la laminación. Por ejemplo, el límite elástico del tipo 1.4301, en condición de laminado en caliente es del orden de 300 MPa. La solución para aumentar el límite elástico pasa por modificar la composición química, adición de nitrógeno, o bien por medio de tratamientos termomecánicos. Aproximadamente un aumento del 0,1 % de nitrógeno supone un incremento entre 50 – 70 MPa en el límite elástico. En el caso de los tratamientos termomecánicos, control de temperatura y reducciones en las pasadas de laminación, se consiguen unos valores más elevados ya que se inhibe el crecimiento del grano.

La **figura 6.2.1.1**, muestra las diferencias en tracción para un acero austenítico corrugado en frío y en caliente. Mediante trefilado en frío se consiguen unos valores más elevados que los que se alcanzan por tratamientos termomecánicos. Sin embargo en ambos casos los aceros austeníticos presentan una alta ductilidad.

6.2.2 ACEROS INOXIDABLES DUPLEX

Los aceros dúplex, presentan un límite elástico dos veces superior a los aceros austeníticos. Debido al alto coeficiente de endurecimiento que presentan los aceros dúplex, sus características mecánicas, límite elástico, que se consiguen tanto por deformación en frío como en caliente, son elevadas. La ductilidad es sin embargo superior a un acero al carbono. Los tratamientos termomecánicos también se aplican a los aceros dúplex. En la **figura 6.2.2.1**, se observan las características mecánicas del acero inoxidable dúplex, 1.4362, trefilado en frío y corrugado en caliente. Se ha comparado con un acero al carbono trefilado.

Figura 6.2.1.1. Curvas de tracción. Aceros inoxidable austeníticos

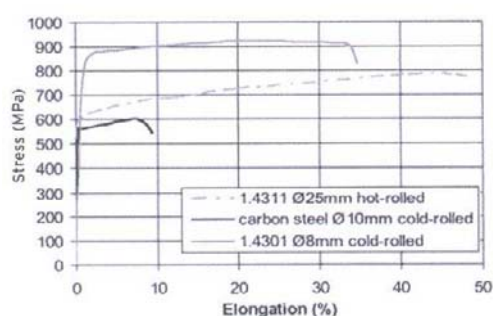
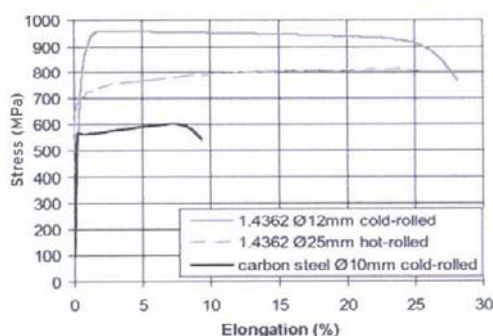


Figura 6.2.2.1. Curva de tracción. Aceros inoxidable dúplex.



7 RESISTENCIA A LA CORROSION DEL CORRUGADO INOXIDABLE

Básicamente el tipo de corrosión presente en las armaduras es la corrosión por picaduras. Debido a la estabilidad de la capa pasivante de los aceros inoxidable, las armaduras en acero inoxidable presentan una excelente resistencia a este tipo de corrosión. Son por tanto especialmente aptos para medios con alta concentración de cloruros.

Los resultados que se detallan a continuación corresponden a ensayos electroquímicos realizados en laboratorio que evalúan la resistencia a la corrosión en base al potencial de resistencia por picaduras. El potencial electroquímico representa la energía que sería necesario aplicar a un material para que presente corrosión por picaduras. Cuanto más elevado sea este potencial mayor será la resistencia a la corrosión por picaduras. El medio en el cual se ha efectuado el ensayo puede considerarse severo y correspondería a:

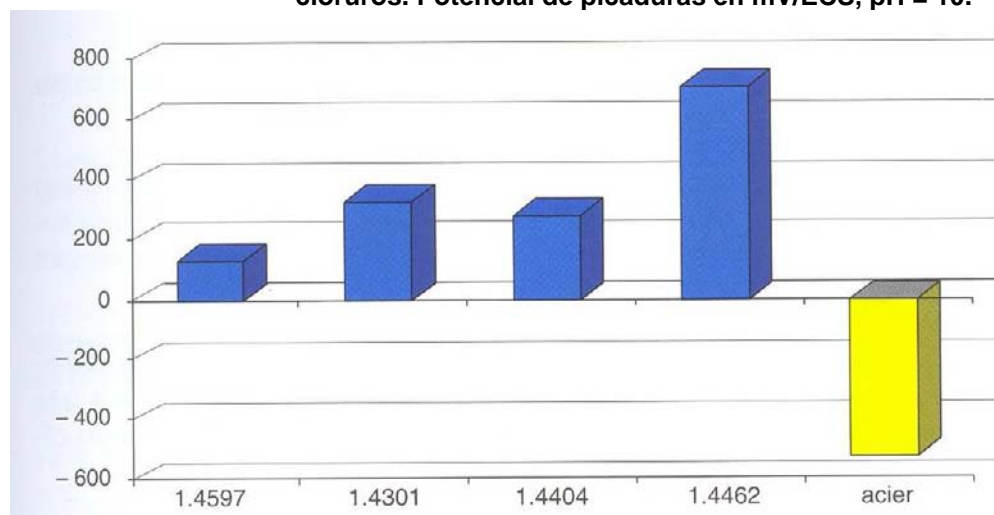
- Hormigón carbonatado y presencia de cloruros.
- pH = 10
- Contenido en cloruros, 35 g/l, que corresponde a un nivel medio de cloruros en agua de mar
- medio empleado, NaHCO_3 0,025 M + Na_2CO_3 0,025 M + NaCl 35 g/l.
- Se ensayaron los siguientes materiales, acero al carbono, 1.4597; 1.4301/AISI 304; 1.4404/AISI 316L; 1.4462.

En la **figura 7.1**, se observan los resultados obtenidos. Cuanto más elevado es el potencial de picaduras, mejor es la resistencia a la corrosión por picaduras y consecuentemente un mejor comportamiento del material.

Claramente en este ambiente severo, la diferencia de comportamiento entre el acero común, potencial de picaduras negativo -500 mV/ECS, y el acero inoxidable, potencial de picaduras +150 y +700 mV/ECS dependiendo del tipo de acero, es considerable.

Se observa que el comportamiento de los diferentes tipos de acero inoxidable no es el mismo. La elección del mejor tipo de acero es función de diferentes variables como, características, precio, clase de exposición, etc.

Figura 7.1. Comparación entre el acero inoxidable y el acero común . Ambiente carbonatado-cloruros. Potencial de picaduras en mV/ECS, pH = 10.



8 SELECCIÓN INTELIGENTE DEL ACERO INOXIDABLE

La selección adecuada del corrugado de acero inoxidable requiere una comprensión correcta de las condiciones de servicio y de durabilidad de la estructura.

Los dos aspectos básicos a considerar serían:

- El pH del hormigón
- El contenido de cloruros a nivel de la armadura durante todo el periodo de servicio de la estructura.

No obstante, podemos asumir que el pH del hormigón permanece prácticamente constante durante toda la vida de servicio, es de decir, ausencia de carbonatación. Este supuesto es válido para la gran mayoría de las obras de ingeniería donde el espesor y calidad del hormigón se han diseñado para minimizar los riesgos de carbonatación.

El contenido de cloruros variará con el tiempo, en general aumentará con el paso del tiempo, aunque resulta difícil de modelizar y predecir ya que el mecanismo de transporte a través del hormigón es complejo estando relacionado con procesos de absorción y difusión.

El uso correcto y la selección adecuada del acero inoxidable impedirá la corrosión por cloruros durante todo el periodo de vida útil de la estructura.

El coste más elevado del acero inoxidable que el del acero al carbono implica, una correcta selección de aquellas zonas de la armadura donde su empleo es recomendado.

El coste de emplear acero corrugado inoxidable en toda la estructura puede suponer un incremento del 50 % sobre el coste total, mientras que seleccionando las zonas de mayor riesgo de corrosión este incremento se puede situar entre el 1 y el 3 %.

En la **tabla 8.1**, se reflejan los tipos de aceros inoxidables a emplear en función de los tipos de exposición de las condiciones ambientales. Estos datos se basan en las recomendaciones de la directiva BA 84/02, "Use of Stainless Steel Reinforcement in Highway Structures", el Eurocodigo 2, así como en nuestra propia experiencia.

El empleo de acero corrugado inoxidable permite así mismo que los requisitos de durabilidad exigibles al acero al carbono puedan modificarse (BA 84/02). Estas modificaciones se reflejan en la **tabla 8.2**.

Tabla 8.1. Tipos de exposición en función de las condiciones ambientales, selección del acero inoxidable.

Tipo de exposición		Ejemplos de condiciones ambientales	Acero inoxidable
Ambiente seco		Sin carbonatación. Interiores de edificios	1.4003
Ambiente húmedo	Sin heladas	Interior de edificios con elevada humedad Elementos exteriores Elementos interiores en suelos	1.4301
	Con heladas	Elementos exteriores expuestos al hielo Elementos exteriores con elevada humedad y expuestos al hielo	1.4301
Ambiente húmedo con hielo y sales descongelantes		Elementos exteriores e interiores expuestos a agentes de deshielo	1.4401/1.4362
Ambiente marino	Sin hielo	Elementos parcialmente sumergidos en agua salada o en la zona de salpicadura Elementos en aire saturados de sal	1.4436
	Con hielo	Elementos parcialmente sumergidos en agua salada o en la zona de salpicaduras y expuestos al hielo Elementos al aire saturados de sal y expuestos al hielo	1.4429/1.4462
Los siguientes casos se pueden dar independientemente o en combinación con los tipos anteriores			
Ambiente químicamente agresivo	A	Ambiente de una agresividad química débil (gas, líquido, sólido) Atmósfera agresiva industrial	1.4301/1.4401 1.4362
	B	Ambiente de una moderada agresividad química (gas, líquido ó sólido)	1.4436
	C	Ambiente de una alta agresividad química	1.4462

Tabla 8.2 Modificación de las condiciones de durabilidad con el empleo de corrugado inoxidable BA 84/02

Condiciones de diseño	Modificación
Recubrimiento de hormigón	El espesor del recubrimiento para durabilidad se puede modificar a 30 mm empleando corrugado inoxidable independientemente de la calidad del hormigón y de las condiciones de exposición
Ancho de fisura	El ancho de fisura admisible se aumenta a 0,30 mm
Tratamiento antihumedad	No es necesario en aquellas estructuras que emplean acero inoxidable

9 UNION ENTRE EL ACERO COMUN Y EL ACERO INOXIDABLE

El acero inoxidable libremente expuesto al agua de mar puede, si está en contacto con un metal menos noble, como el acero al carbono, iniciar un tipo de corrosión galvánica del metal menos noble. El grado de corrosión dependerá de la proporción de la zona de contacto entre el acero al carbono y el inoxidable. Por otra parte, la lenta reducción de oxígeno de la superficie del acero inoxidable facilita la reacción del limo bacteriano, que se forma a las pocas semanas en el agua de mar.

Sin embargo, cuando el acero inoxidable se incrusta en el hormigón, la reacción química es un proceso muy lento, ya que no se facilita la reacción en la superficie del acero inoxidable.

Se han realizado estudios, que han puesto de manifiesto que se impide la reacción electroquímica entre el acero inoxidable introducido en el hormigón y el acero común corroído si se compara con la reacción catódica existente entre el corrugado de acero común en contacto galvánico con el acero al carbono corroído.

En consecuencia, la conexión entre el acero inoxidable y el acero al carbono no producirá una corrosión galvánica importante. Como ambos metales están en condición pasiva, sus potenciales serán más o menos iguales cuando están incrustados en el hormigón. Incluso si hubiera una diferencia menor entre potenciales, los aceros inoxidables y al carbono se pueden polarizar de forma significativa sin mayores riesgos de corrosión. Esto se debe a que sus potenciales se acercarán a un valor común sin que haya un traspaso importante de corriente. Por eso, con un uso correcto del acero inoxidable, que incluye todas las formas en las que pudiera darse una entrada de cloruros y la consiguiente corrosión, ambos metales se pueden acoplar sin ningún problema.

Este comportamiento, y el hecho de que el acero inoxidable es un cátodo menos efectivo en el hormigón que el acero al carbono, hace del acero inoxidable un material idóneo para el uso de barra corrugada para aplicar en proyectos de reparación. Cuando una parte de la armadura está corroída, por ejemplo al remplazar la cubierta del hormigón, sería beneficioso usar acero inoxidable en lugar de acero al carbono. Por ser un cátodo pobre, el acero inoxidable minimizaría los posibles problemas que producirían en las zonas pasivas vecinas corroídas antes de la reparación.

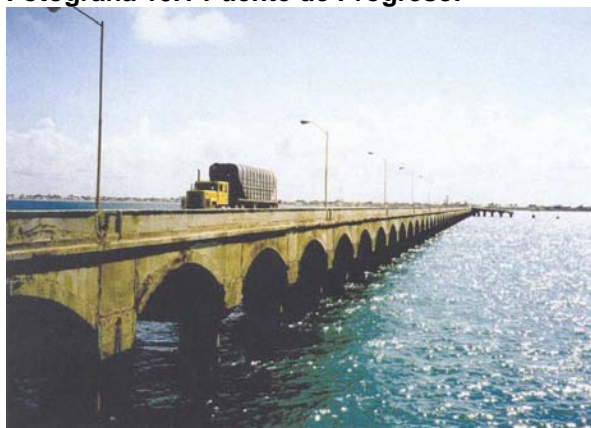
10 EJEMPLO. PUENTE DE PROGRESO - MEJICO

Este puente corresponde a una de las primeras aplicaciones del acero corrugado inoxidable para armaduras de hormigón armado. Se trata de un puente de 2,1 km de longitud localizado en el Puerto de Progreso, península de Yucatán (Méjico). El puente se construyó entre 1937 y 1941. Consta de 175 arcos de 12 metros de longitud cada uno. Fue diseñado y construido por la empresa danesa Christiani & Nielsen A/S. **Fotografías 10.1 y 10.2.**

Se seleccionó el empleo de acero corrugado inoxidable debido al ambiente extremadamente corrosivo del Golfo de Méjico, alta temperatura, humedad y alta salinidad. Además a estos factores hay que añadir el empleo de un hormigón relativamente poroso. Se usó corrugado inoxidable solamente en determinadas zonas del puente ya que el diseño del mismo permitió el empleo de una cantidad mínima de acero.

En total se utilizaron 220 t de acero inoxidable corrugado, diámetro 30 mm, en la calidad 1.4301 / AISI 304.

Fotografía 10.1 Puente de Progreso.



Fotografía 10.2. Puente de Progreso.



Los datos que a continuación se detallan, corresponden a una inspección efectuada por la compañía RAMBOLL, con patrocinio de la empresa ARMINOX (DK). En esta inspección se buscaba evaluar la situación general del puente y en particular el estado del corrugado inoxidable empleado. El puente no ha sufrido ningún tipo de reparación desde su construcción.

Con el fin de determinar la concentración de cloruros se efectuaron una serie de taladros a diferentes alturas y profundidades en el pilar número 9.. Profundidades comprendidas entre 0 y 100 mm.

La carbonatación y la relación agua/cemento se determinaron por análisis petrográfico.

Mediante espectroscopia óptica de emisión (OES) se analizó la composición química. Las características mecánicas se extrapolaron a partir del ensayo de dureza debido a la imposibilidad de disponer de longitud suficiente para hacer un ensayo de tracción.

La estructura metalográfica se efectuó sobre dos muestras de corrugado. La primera corresponde a una probeta que estaba expuesta al medio ambiente sin recubrimiento y la segunda extraída a 20 mm de la superficie y perfectamente embebida en el hormigón.

Por último se realizó una inspección general del estado del puente. Los resultados fueron los siguientes:

- Los contenidos de cloruros varían entre 0,60 – 1,90 % en peso sobre el hormigón seco.
- La profundidad de carbonatación es baja, entre 0 y 0,5 mm.
- La relación agua/cemento está comprendida entre 0,55 – 0,60.
- La composición química se refleja en la **tabla 10.3**.
- Las características mecánicas se observan en la **tabla 10.4**.
- La estructura correspondiente a la probeta expuesta al medio ambiente presenta grietas transgranulares típicas de corrosión bajo tensiones (SCC), **fotografía 10.5**, mientras que la probeta embebida en el hormigón no presenta signos de corrosión, con una típica estructura austenítica, **fotografía 10.6**.
- Los resultados de la inspección visual no muestran señales de deterioro, teniendo presente el ambiente extremo en relación a la corrosión y la alta permeabilidad del hormigón.

De estos resultados podemos deducir que no se observan signos de corrosión en el corrugado inoxidable embebido en el hormigón. En el caso de las barras colocadas a 20 mm de la superficie, no aparecen signos de corrosión a pesar de que el contenido de cloruros es del orden de 1,90 %, que es aproximadamente diez veces el valor crítico para el inicio de corrosión en un acero común.

Sí aparece corrosión en la barra corrugada expuesta al aire libre.

Los contenidos de cloruros encontrados a 80 – 100 mm de profundidad, 0,60 – 0,70%, indican una mayor penetración de sal, lo cual no es de extrañar teniendo presente la antigüedad del puente, el ambiente salino y la porosidad del hormigón.

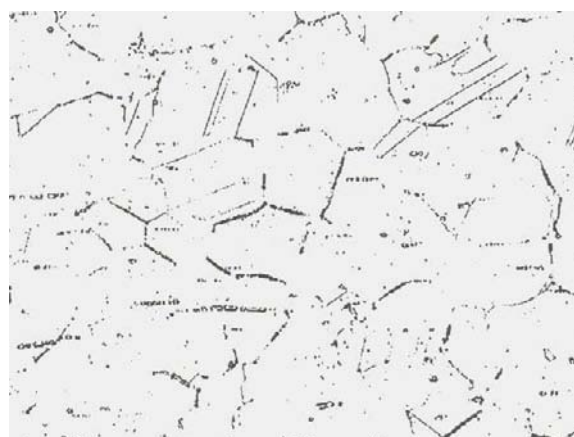
El uso de un corrugado inoxidable, 1.4301 – AISI 304, ha contribuido a la buena conservación del puente de Progreso, si se compara con el puente vecino construido en 1968 empleando acero al carbono.

Tabla 10.3. Composición química

Elemento	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni
% peso	0,080	0,53	0,41	0,026	0,027	18,07	8,63

Tabla 10.4. Características mecánicas. Valores aproximados.

Rm MPa	Rp _{0,2} MPa	Alargamiento A ₅ (%)	Estricción %
515	205	41	50

**Fotografía 10.5. Ataque oxálico (× 180)
Corrosión bajo tensiones.****Fotografía 10.6. Ataque oxálico (× 370)
Estructura austenítica.**

10.1 Conclusiones

Basándonos en la investigación efectuada se puede decir que el empleo de acero corrugado inoxidable fue una elección inteligente.

A pesar del ambiente subtropical, humedad, salinidad y temperatura, y del empleo de un hormigón altamente poroso, no se han encontrado signos de corrosión en las barras embebidas en el hormigón tras un periodo de 60 años.

En el caso del puente de Progreso, el empleo de acero corrugado inoxidable ha reducido los costes de mantenimiento a cero sin que ello suponga problemas de deterioro. Se estima que el puente podrá aguantar otros 20 – 30 años sin coste adicionales de mantenimiento.

11 RESUMEN

Se ha tratado de poner de manifiesto que el corrugado de acero inoxidable es una buena opción en aquellas situaciones donde hay un riesgo importante de corrosión por presencia de cloruros. En líneas generales podemos llegar a las siguientes conclusiones:

- El acero inoxidable se puede emplear en ambientes altamente contaminados donde el acero común no resiste adecuadamente.
- El empleo del acero inoxidable ha estado restringido debido al elevado precio del mismo.
- El coste total se puede reducir con una correcta selección del acero inoxidable y modificando el diseño de durabilidad empleado para el acero común.

- La sustitución total de la estructura por acero inoxidable supone un coste inicial elevado. Solamente estaría justificado en estructuras con un diseño complicado y de difícil accesibilidad.
- La sustitución parcial del acero al carbono por acero inoxidable en aquellas zonas donde puede haber un mayor riesgo de penetración por cloruros puede suponer un coste inicial entre el 1 y el 3 % del total de la estructura.
- El empleo del acero inoxidable corrugado supone eliminar completamente los costes de mantenimiento de durante todo el ciclo de vida de la estructura.
- El acero inoxidable se ha mostrado como una solución económica y ventajosa en muchos casos, como puentes, donde la corrosión provocada por cloruros puede ser un problema.
- El corrugado inoxidable presenta unas características mecánicas más elevadas que el acero al carbono lo que permite aligerar la estructura. Estas características mecánicas permanecen prácticamente inalterables a elevadas temperaturas.

12 BIBLIOGRAFIA

- 1.- Béton armé d'inox. Collection Technique Cimbéton. Le choix de la durée. T.81 (Abril 2004).
- 2.- C. Bourgin; E. Chauveau; B. Demelin. "Stainless steel rebar : The choice of service life" (2005).
- 3.- A. Knudsen; F.M. Jensen; O. Klinghoffer; T. Skovsgaard. "Cost-effective Enhancement of Durability of Concrete Structures by Intelligent Use of Stainless Steel Reinforcement" . Conferencia sobre Corrosión y Rehabilitación de Estructuras de Hormigón Reforzado Florida, Diciembre 8- 11, 1998.
- 4.- Arminox; Ramboll. "Pier in Progreso, Méjico". Inspection Report. Evaluation of the Stainless Steel Reinforcement. Marzo 1999.
- 5.- M.Barter; F. Fattorini; F. Capelli. "R&D. Work and current practice for Stainless Steel Structural Design in Italy" (2003).
- 6.- F. Hunkeler. "Use of Stainless Steel Rebars for reinforced concrete structures". Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton. (2000).
- 7.- Force Technology; Arminox. "Corrosion Aspects of Galvanic Coupling between Carbon Steel and Stainless Steel in Concrete". (1999).
- 8.- FHWA. "Critical Literature Review of High-Performance Corrosion Reinforcements in Concret Bridge Applicatios". Final Report. (July 2004)
- 9.- BSSA. "The use of Stainless Steel Reinforcement in Bridges". Special BSSA Report (April 2003).
- 10.- L. Bertolini; M. Gastaldi; M.P. Pedeferri; P. Pedeferri; T. Pastore. "Effects of Galvanic Coupling between Carbon Steel and Stainless Steel Reinforcement in Concrete". (2001)
- 11.- S. Rostam. "Novel Service Life Design and Maintenance Strategies for Concrete Bridges"
- 12.- D.B. McDonald; M.R. Sherman; D.W. Pfeifer; Y.P. Virmani. "Stainless Steel reinforcing as corrosion protection" . Concrete International. May 1995.
- 13.- U. Nürnberger. "Stainless Steel in Concrete. State of the Art Report". European Federation of Corrosion. The Institute of Materials. (1996).
- 14.- E. Bauer. "Nichtrostende Stähle für Betonbewehrungen". Bauer Engineering AG. (2000).
- 15.- A. Bautista; G. Blanco; F. Velasco."Comportamiento frente a la corrosión de diversos tipos de corrugado de acero inoxidable: Ensayos potenciodinámicos en disoluciones que simulan la contenida en los poros del hormigón". Universidad Carlos III de Madrid. (2204)
- 16.- prEN 10080. "Steel for the reinforcement of concrete – Corrosion – resisting reinforcing Steel" . (Agosto 2005).
- 17.- BS 6744:2001. "Stainless steel bars for the reinforcement of and use in concrete. Requirements and test methods".
- 18.- UNE 36-067-94. "Alambres corrugados de acero inoxidable austenítico para armaduras de hormigón armado".
- 19.- M. Rosso; G. Melotti; D. Gyppaz; M. Comoglio. "Corrosion behaviour of Duplex Stainless Steel for Concrete Reinforcement Application". Stainless Steel World- 1997.
- 20.- Design Manual for Roads and Bridges. BA 84/02. (Febrero 2002).

ARMADURAS DE MATERIAL POLIMÉRICO REFORZADO CON FIBRAS DE VIDRIO

Lina Maria Toro V

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

1. Introducción

Durante muchos años las estructuras de hormigón armado se han considerado como estructuras consistentes e inalterables. Además de aportar prestaciones mecánicas muy amplias, han demostrado poseer una durabilidad adecuada para la mayoría de los usos a los que se destinan¹. Sin embargo, la durabilidad de las estructuras de hormigón armado se encuentra seriamente limitada por la corrosión que sufren sus armaduras de acero cuando se encuentran bajo condiciones ambientales adversas como gradientes de temperatura y humedad, ciclos de hielo-deshielo, y contaminación con cloruros del agua de mar o de sales de deshielo.

Para asegurar la vida útil de estructuras de hormigón armado expuestas a condiciones adversas es necesario recurrir a métodos complementarios de protección: protección catódica, armaduras galvanizadas, aceros inoxidable, aditivos inhibidores, etc. En ocasiones, este tipo de soluciones requiere una atención continuada y personal de mantenimiento especializado, como es el caso de la protección catódica; en otros casos la aplicación de la protección repercute excesivamente en el coste global de la estructura, como ocurre cuando se utilizan armaduras de acero inoxidable o de aceros duplex.

Por tal motivo, se hace necesario profundizar en la investigación de nuevos materiales que mejoren el problema de la corrosión, y que además supongan ventajas adicionales. Las barras de polímero reforzado con fibras (FRP de sus siglas en inglés) son una alternativa que presenta un enorme potencial a la hora de emplearlas como armaduras de hormigón. El beneficio más obvio al utilizarlas es que, a diferencia del acero, los FRP no son susceptibles de sufrir corrosión por carbonatación o por ataque de cloruros. Este hecho hace de su uso una opción interesante para incrementar la vida de servicio de las estructuras de hormigón en ambientes severos.

¹ Feliú S., Andrade C. "Manual: inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras" CSIC. Madrid, 1989.

Adicionalmente, la baja densidad de las FRP comparada con la del acero, facilita el transporte de las piezas a la obra, así como el montaje y puesta en obra. Otras ventajas de las barras de FRP son la alta resistencia a tracción, excelente comportamiento a fatiga, y la transparencia magnética y eléctrica. Sin embargo, tienen como desventajas el bajo módulo de elasticidad, poca ductilidad y lo que es más importante, los ingenieros no están familiarizados con su uso ya que no existe ninguna normativa española o guías de diseño bien establecidas².

Actualmente, sólo unos cuantos países cuentan con Códigos y Guías de diseño y construcción de hormigón armado con barras de FRP³. En Estados Unidos, el Instituto Americano de Hormigón (ACI de las siglas en inglés American Concrete Institute) con el Comité 440, elaboró varios documentos de diseño y métodos de ensayo para estos materiales. En Japón, la JSCE (Japan Society of Civil Engineering) y en Canadá la CSA (Canadian Standards Association) también hacen algunas recomendaciones para el diseño y construcción con FRP.

El uso de barras de FRP como armaduras de hormigón se orienta hacia aplicaciones muy específicas, en donde las armaduras de acero no se pueden utilizar o se ven seriamente afectadas debido a las condiciones ambientales. Tal es el caso de estructuras en zonas costeras o en contacto con agua de mar, puentes expuestos a sales de deshielo, estructuras que requieren neutralidad eléctrica o magnética (como hospitales o aeropuertos) y plantas químicas.

En general, las armaduras de FRP son barras de material compuesto fabricadas habitualmente mediante la técnica de pultrusión con fibras largas unidireccionales, impregnadas de polímero. Al final del proceso la superficie de la barra puede ser modificada para incrementar su adherencia al hormigón. Así, existen barras con corruga similar a la del acero, barras recubiertas de arena o con envoltura de fibras helicoidales que permiten su mejor adherencia.

Comercialmente existen diferentes tipos que, en función del tipo de resina y fibra que utilicen, poseen determinadas propiedades de resistencia y durabilidad. Las fibras más utilizadas son las de carbono, aramida o vidrio, que se conocen comercialmente con el nombre de sus siglas en inglés CFRP, AFRP, y GFRP, respectivamente. Debido a consideraciones económicas, hasta la fecha las barras de GFRP son la opción más frecuente para aplicaciones estructurales.

Respecto a los tipos de matrices, se pueden utilizar resinas termoplásticas o termoestables, las primeras poseen menores propiedades mecánicas, pero su mayor ventaja es su capacidad de doblarse o adquirir nuevas formas cuando se les aplica calor, además son reutilizables y reciclables. Las termoestables son más inalterables térmicamente y más resistentes al ataque químico gracias a su propiedad semi-permeable, que le permite el fácil acceso al agua pero dificulta el tránsito de los iones de álcalis⁴.

En el presente trabajo se pretendió estudiar experimentalmente el comportamiento frente a la durabilidad de diferentes tipos de barras de polímero reforzado con fibras de vidrio (GFRP), y su viabilidad para utilizarlas como armaduras de hormigón.

Para ello, se analizó el comportamiento de las GFRP frente a diferentes ambientes o medios agresivos que simulaban situaciones reales a las que podrían verse expuestas durante su vida

² Lopez-Anido, R. and Karbhari, V.M. "Emerging materials for civil infrastructure – state of the art". Chapter 2: "Fiber Reinforced Composites for Civil Infrastructure" Editado por Lopez-Anido, R. y Nair, T.R. ASCE. , 2000.

³ Bakis, C.E. et al. "Fiber reinforced polymer composites for construction – State of the art review" ASCE 150th Anniversary Paper. Journal of Composites for Construction, pp.73-87. May 2002.

⁴ Dejke V. "Durability and service life prediction of GFRP for concrete reinforcement". Chalmers University of Technology. Department of Building Materials. Sweden. 2001.


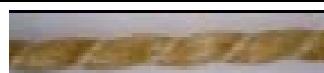

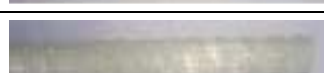

en servicio. Al comienzo se realizaron ensayos de inmersión en disoluciones de diferente naturaleza, mantenidas bajo diferentes condiciones de temperatura; y luego se realizaron ensayos con barras embebidas dentro de mortero. El registro periódico de las variaciones en el peso, las propiedades mecánicas y el análisis de su estructura mediante microscopía, permitió valorar la durabilidad de las barras y establecer los sistemas más convenientes de utilizar.

2. Materiales

Como se mencionó anteriormente, las barras de GFRP son las más utilizadas debido, entre otros factores, a su bajo costo comparado con el de otros tipos de fibras. Existen varios tipos de fibras de vidrio, el E (eléctrico) es el más utilizado, sin embargo, varios estudios han demostrado serios problemas de durabilidad cuando están expuestas a ambientes altamente alcalinos^{5 6}. Actualmente se están fabricando barras con vidrio AR (resistente a los álcalis) que poseen dióxido de circonio en su composición, lo cual le brinda una alta resistencia a los álcalis y a los ácidos. De todos los tipos de fibra de vidrio, el AR es el único que presenta alta resistencia a los álcalis. Esta propiedad resulta importante si se pretende utilizar estas barras como armaduras de hormigón, ya que éste es un material altamente alcalino.

En este trabajo se utilizaron 5 clases de barras de GFRP fabricadas con diferentes tipos de resinas y de fibra de vidrio. El diámetro de las barras fue de 10 mm y su longitud de 100 mm. La tabla 1.1 describe los tipos de barras utilizadas, su composición y características más generales.

Tabla 1.1 Identificación de las Barras de GFRP

NOMBRE DE LA BARRA	RESINA	FIBRA DE VIDRIO	V _f %	APARIENCIA
VAR	Viniléster	AR	60.3	
VE	Viniléster	E	56.1	
Essai B	Polipropileno	AR	30.1	
Tondo Ap	Poliéster	AR	65.5	
Tondo Av	Viniléster	AR	70.4	

3. Metodología experimental

Ya que el principal objetivo de esta investigación fue analizar la posibilidad de utilizar las barras de GFRP como armaduras de los aceros, fue necesario estudiar su durabilidad frente a diferentes condiciones y diversos medios agresivos de ataque. Para ello se realizaron dos tipos de

⁵ Tannous, F.E.. "Durability of non-metallic reinforcing bars and prestressing tendons". PhD dissertation, Dept. of Civ. Engrg. and Engrg. Mech., University of Arizona, Tucson, Ariz. 1997.

⁶ Uomoto, T. and Nishimura, T. "Development of new alkali resistant hybrid GFRP rods", Non Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures – Proceedings fo the Third international Symposium, Vol.2, pp. 67-174. 1997.

ensayos, el primero consistió en la inmersión de las barras en distintas disoluciones químicas que simulaban las condiciones de medios reales a los que estarían expuestas las barras durante su vida en servicio. Y el segundo ensayo se realizó con barras embebidas dentro de mortero de cemento.

3.1 Ensayo de inmersión en disoluciones

Este ensayo se realizó con el fin de analizar experimentalmente la durabilidad de las armaduras a corto plazo, y su estabilidad frente a diferentes medios agresivos.

Se emplearon dos probetas de cada tipo, con dimensiones: $L=100$ cm, $\Phi=10$ mm, las cuales se sumergieron en 6 tipos distintos de disoluciones químicas, bajo 3 condiciones diferentes de temperatura. Periódicamente se hizo un seguimiento de su variación de masa, y de los cambios en su apariencia externa y en las propiedades mecánicas, específicamente, en el módulo de elasticidad dinámico.

La tabla 3.1 representa los 6 tipos de disoluciones utilizadas y las condiciones a las que se mantuvieron.

Tabla 3.1. Disoluciones de Inmersión y condiciones de temperatura

NOMBRE	DISOLUCIONES		TEMPERATURAS
	COMPOSICIÓN QUÍMICA	pH	
A	Agua destilada	8.61	25°C, 60°C
B	0.4M KOH + 0.1M NaOH + Ca(OH)_2 sat.	13.5	25°C 60°C Hielo-Deshielo
C	0.5M KOH + 0.7M NaCl + Ca(OH)_2 sat.	13.5	
D	0.5M NaCl + Ca(OH)_2 sat.	12.6	
E	Ca(OH)_2 sat.	12.7	
F	HCl	3	

La disolución A sirve como referencia y además simula la exposición a ambientes con elevada humedad. La disolución B es una disolución muy alcalina que simula la exposición al hormigón, igualmente la disolución C es una disolución muy alcalina pero con cloruros, que simula la exposición a hormigón con cloruros. La E representa un hormigón carbonatado y la D un hormigón carbonatado con cloruros. Finalmente la disolución F simula la exposición a ambientes ácidos

Las condiciones de temperatura utilizadas sirvieron para ver su efecto sobre la velocidad de absorción. En el ensayo a 25°C los recipientes con las barras se mantuvieron al ambiente. En el de 60°C los recipientes se introdujeron dentro de una estufa y en el ciclo de hielo-deshielo se realizaron ciclos alternados de 3 y 4 días en la estufa y el congelador, a 60°C y -15°C, respectivamente.

3.1.1 Mediadas realizadas

Para evaluar la durabilidad de las barras en las disoluciones de ataque, se realizaron medidas de variación de peso, módulo dinámico de elasticidad y observaciones por microscopía electrónica de barrido. A continuación se explica con más detalle cada una de ellas.

3.1.1.1 Absorción de Disoluciones

Se utilizó como referencia la norma ASTM D 5229 “*Moisture Absorption Properties and Equilibrium Conditioning of Polymer Matrix Composite Materials*”. Este método describe el procedimiento para determinar las propiedades de absorción o desorción a través de materiales compuestos de matriz polimérica.

Las medidas de peso se registraron periódicamente, al comienzo con mayor frecuencia (cada 2 horas durante el primer día y luego cada 5 o 10 días), y luego cuando se alcanzó cierta estabilidad, las medidas fueron menos frecuentes (cada 2 o 3 meses) hasta completar el tiempo total de inmersión, 120 días.

El cálculo del porcentaje de variación de masa se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\% \Delta W = \frac{W_t - W_o}{W_o} * 100 \quad (3.1)$$

Donde:

W_t es el peso de la probeta en el tiempo t , W_o es el peso inicial de la probeta y ΔW es el % de variación de masa en el tiempo t

3.1.1.2 Módulo dinámico de elasticidad

La medida del módulo de elasticidad dinámico se hizo mediante una técnica electrodinámica no destructiva, utilizando un equipo llamado PUNDIT, que consiste en dos transductores de ultrasonidos conectados a una unidad de control, que se colocan en los extremos de la probeta, el control genera una vibración elástica (onda acústica) y se registra el tiempo que tarda la onda en viajar de un extremo a otro de la probeta. (Ver Figura 3.1)



Fig. 3.1 Medida del modulo elástico con el PUNDIT

Este método se ha empleado con éxito para comprobar el estado de elementos de hormigón ya que la velocidad de propagación decrece con las imperfecciones tanto internas como externas. Sin embargo esta técnica nunca había sido utilizada con materiales compuestos, por tal motivo fue necesario comparar los valores obtenidos con los resultados conseguidos mediante ensayos destructivos de pruebas mecánicas realizadas en otros trabajos⁷.

Las medidas se reportaron al comienzo del ensayo (barras sin ataque químico) y a los 10, 20, 40, 60 y 120 días.

El cálculo del módulo dinámico de elasticidad, se puede hacer mediante la siguiente fórmula:

⁷ Román F.J. “Estudio del comportamiento mecánico y a corrosión del hormigón reforzado con barras de materiales compuestos de polímero y fibra de vidrio”. Universidad de Zaragoza, Departamento de Ingeniería Mecánica, noviembre 2005

$$E = V^2 * \rho = \left(\frac{L}{t}\right)^2 * \rho \quad (3.2)$$

Donde:

E: Módulo Dinámico de Elasticidad (Pa), **V**: Velocidad (m/s), **T**: Tiempo registrado por el PUNDIT (s), y **ρ** : Densidad de la barra de GFRP (kg/m³)

3.1.1.3 Microscopía Electrónica de Barrido

El uso del Microscopio Electrónico de Barrido (SEM) y el estudio de la composición por Análisis de Rayos X por Energías Dispersadas (EDAX) tienen como objetivo observar el aspecto externo e interno de las diferentes clases de barras y sus posibles defectos de fabricación, además reconocer los mecanismos de daño causados por los distintos agentes agresivos utilizados, observando los posibles ataques selectivos, en la fibra, en la matriz o en la interfase.

3.2 Ensayos en morteros

En este ensayo se realizaron probetas de mortero de dimensiones 40x40x160 mm (Ver figura 3.2) con barras de GFRP embebidas en su interior. Para la fabricación del mortero se utilizaron dos tipos de cemento, alto y bajo en álcalis, y se añadió 3% de cloruros en el agua de amasado para incrementar la agresividad de la pasta. Una vez fraguadas, las probetas se llevaron a una cámara de humedad al 100% y 25°C, y allí permanecieron durante 11 meses.

Transcurrido este tiempo, las probetas de mortero se rompieron, y se retiraron las barras de su interior para analizar su durabilidad mediante la prueba de módulo de elasticidad, y mediante observación con microscopía.



Fig. 3.2 Probetas de mortero con barra embebida

Algunas probetas fueron fabricadas con barras previamente envejecidas. Los envejecimientos consistieron en mantener las barras inmersas durante 60 días en una disolución de 0.5M KOH + 0.7M NaCl + Ca(OH)₂ y bajo dos condiciones de temperaturas diferentes:

Envejecimiento 1: Ciclo Térmico: +25°C – +60°C

Envejecimiento 2: Ciclo de Hielo-Deshielo: -15°C – +60°C

Finalmente, y al igual que en el ensayo de inmersión en disoluciones, la durabilidad de las barras de GFRP se estudió mediante las medidas de módulo dinámico de elasticidad y microscopía electrónica de barrido.

4. Resultados y discusión

La durabilidad de los distintos tipos de barras se evaluó mediante el ensayo de inmersión en disoluciones y el ensayo en mortero. El primero tiene la ventaja de alcanzar resultados en

tiempos más cortos, mientras que el interés de los ensayos en motero reside en que se reproduce más fielmente las condiciones reales de la aplicación.

4.1 Ensayo de inmersión en disoluciones

La disolución muy alcalina con cloruros, de pH=13.6 (disolución C) fue la condición que mayores cambios produjo sobre las barras. Por lo tanto, solo se expondrán dichos resultados.

4.1.1 Absorción de Disoluciones

Mediante este ensayo se puede estudiar la permeabilidad de cada una de las resinas al paso de disoluciones. En la figura 4.1 se representa la variación del peso con el tiempo, de cada una de las barras ensayadas. Aunque no se observaron cambios de peso muy pronunciados, se debe destacar el comportamiento de las barras de polipropileno que alcanzaron incrementos de un 1% a los 120 días, seguidas de las barras de poliéster que sufrieron aumentos de peso de 4% y por último las barras con viniléster que presentaron un comportamiento muy estable.

Como se verá más adelante en el análisis de microscopía se observó que las barras de polipropileno tenían una estructura porosa y poco compacta, lo cual explica los altos porcentajes de variación de masa que alcanzaron debido a la facilidad con la que podían acceder las disoluciones a su interior.

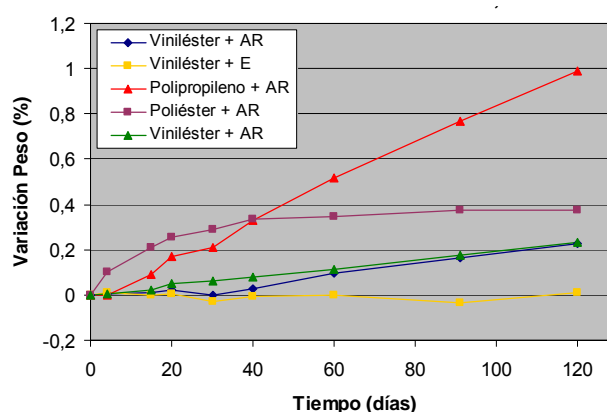


Fig. 4.1 Variación de peso de todos los tipos de barras utilizadas

La figura 4.2 representa el comportamiento de las barras de viniléster fabricadas con fibras de vidrio tipo E y AR. Aquí se puede observar que a pesar de que estas barras poseen el mismo tipo de resina, su comportamiento frente a la disolución es diferente. Mientras que las barras fabricadas con vidrio AR alcanzaron incrementos de peso hasta 0.4 %, las de vidrio E no sufrieron cambios significativos, inclusive, presentaron pérdidas de peso. Esto se debe a que el incremento de peso que sufre la barra debido a la absorción de las disoluciones, se contrarresta con la pérdida de peso que presentan las fibras debido al ataque químico del medio (lixiviación).

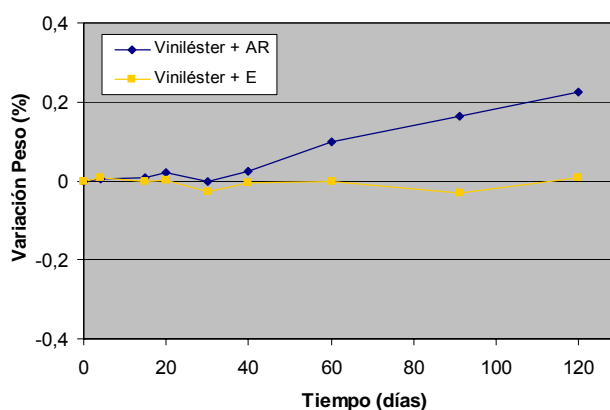


Fig. 4.2 Barras de Viniléster reforzadas con fibras de vidrio tipo E y AR

El efecto de la temperatura sobre la capacidad de absorción de las disoluciones se puede observar en la figura 4.3, donde se representa el comportamiento de las barras de polipropileno mantenidas bajo tres condiciones distintas de temperatura. Se puede observar que a mayor temperatura de trabajo, mayor velocidad de difusión de los iones y mayor agresividad de los mismos.

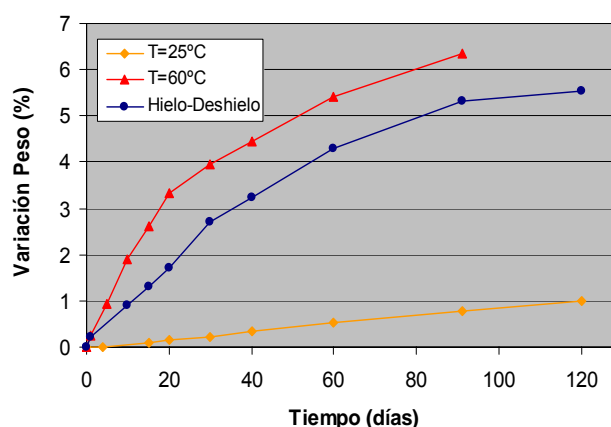


Fig. 4.3 Barras de polipropileno inmersas en disoluciones a diferentes temperaturas

4.1.2 Módulo dinámico de elasticidad

El método de ultrasonido se ha probado con éxito en elementos de gran tamaño y en otro tipo de materiales, pero no se tiene constancia de que se haya utilizado en materiales de GFRP. De manera que es necesario correlacionar estos datos con los obtenidos mediante técnicas destructivas. Román F.J. [35] realizó un estudio sobre las propiedades mecánicas de las mismas barras de GFRP utilizadas en este trabajo. De los resultados de la prueba de tracción se obtuvieron valores del módulo estático de elasticidad que se compararon con los valores obtenidos mediante la técnica de ultrasonido. Ver figura 4.4.

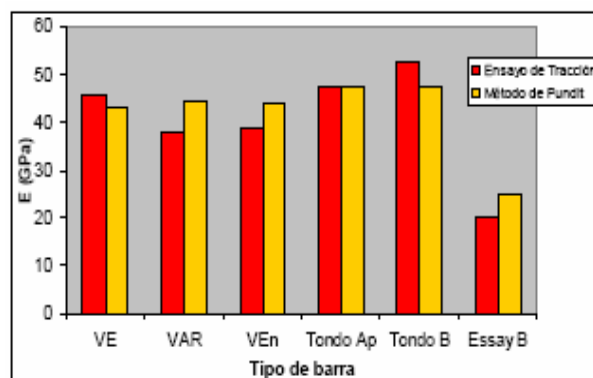


Fig. 4.4 Comparación del Módulo Estático (Ensayo de Tracción) y Dinámico de elasticidad

Se observa que los resultados son comparables. De esta manera, se puede concluir que tanto la geometría como el material de las GFRP que se están estudiando son válidos para ser medidas con el método de ultrasonido.

Observando los resultados encontrados para la pérdida del módulo de elasticidad a los 120 días de inmersión, se puede constatar en la figura 4.5, que las barras de polipropileno presentan las mayores pérdidas, mientras que las de viniléster sufrieron las menores. Estos resultados son coherentes con los encontrados en el ensayo de inmersión en disoluciones.

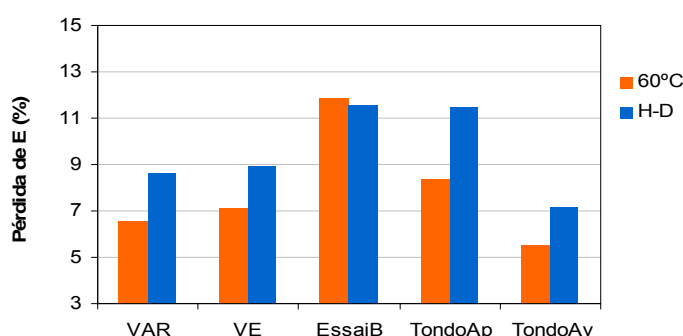


Fig. 4.5 Pérdidas en el modulo dinámico de elasticidad a los 120 días

Además, el ciclo de hielo-deshielo fue la condición que mas efecto produjo sobre el módulo de elasticidad de las barras, pues bajo dicha condición, las barras se encuentran sometidas a fatiga por choque térmico.

4.1.3 Microscopía

El análisis de las probetas mediante microscopia electrónica de barrido permitió observar que salvo la barra de polipropileno, las demás barras presentaban una distribución homogénea de la resina a través de las fibras, sin espacios vacíos y una buena interfase entre las fibras y la resina. Como ya se comentó, las barras de polipropileno tienen un bajo contenido de fibras, y además la estructura es porosa y poco compacta, esta es la razón de su limitado comportamiento.

Los ensayos de inmersión en disoluciones no produjeron ningún daño sobre las barras. Las micrografías fueron muy similares a las obtenidas inicialmente, antes de la inmersión.

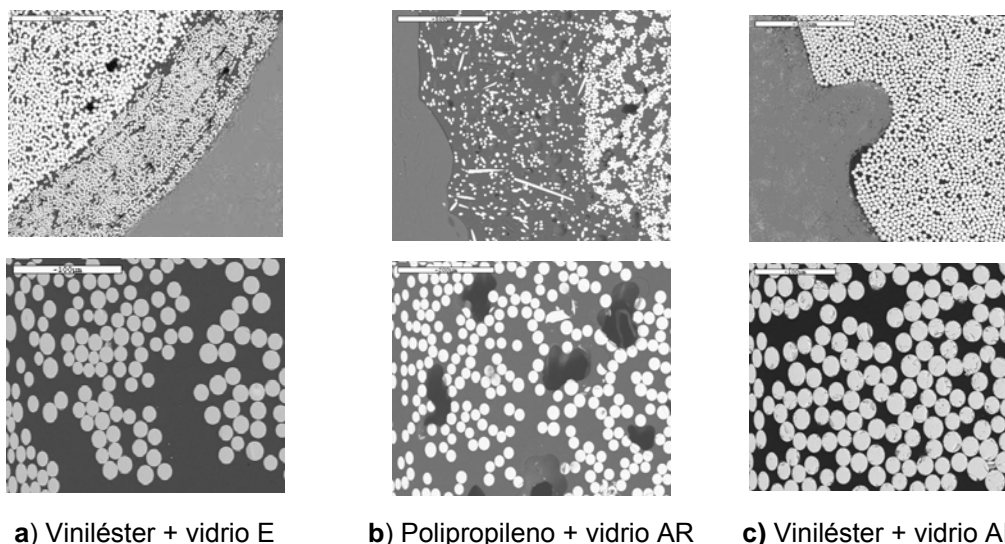


Fig. 4.6 Fotografías macro de las barras y micrografías del borde de la superficie exterior. 75x

4.2 Ensayo en mortero

Las barras se mantuvieron embebidas dentro del mortero durante 11 meses, el cual permaneció a temperatura ambiente y a 100% HR. Una vez cumplido el tiempo, se rompieron los morteros para extraer las barras y analizarlas.

4.2.1 Módulo dinámico de elasticidad

Los resultados de las pérdidas del módulo de elasticidad de las barras embebidas en mortero durante 11 meses se representan en la figura 4.7

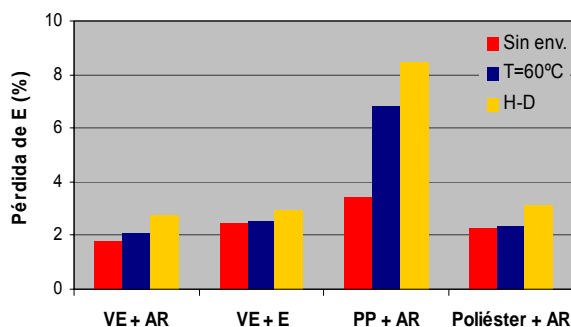


Fig. 4.7 % de Pérdida de E para las barras embebidas en mortero durante 11 meses

Los resultados indican que la acción del mortero en los 11 meses de duración del ensayo ha producido una disminución del módulo en todos los casos, siendo las barras de viniléster con vidrio AR las menos afectadas y las de polipropileno las más afectadas (1,76% frente a un 3.44%). Además, el envejecimiento previo con ciclos de hielo deshielo durante 3 meses tiene una influencia significativa, que en el caso de las barras de polipropileno ha contribuido de manera adicional al cambio producido por el hormigón durante los 11 meses de ensayo (8.44% frente a 3.44%), lo que vuelve a poner de manifiesto el daño que se produce por efecto de los choques térmicos.

4.2.2 Microscopia

En general, la apariencia de todas los tipos de barras analizadas es buena. No se observó ninguna evidencia de deterioro en las interfases barras/mortero y fibra/matriz, ni daños en las fibras o en la matriz que pudieran indicar algún proceso de degradación, incluso en las barras que estuvieron sometidas a envejecimientos acelerados antes de ser embebidas dentro del mortero.

En la figura 4.8 se observa la interfase barra mortero, el diseño de la superficie exterior de todas las barras fue óptimo, permitiendo la buena adherencia entre los dos materiales.

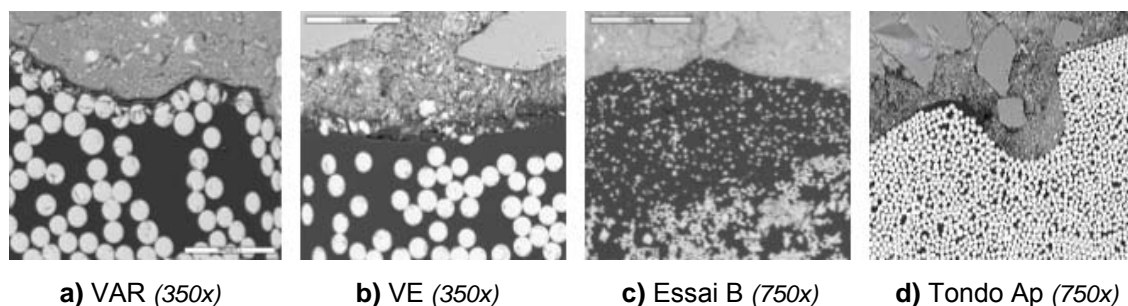


Fig. 4.8 Adherencia barra - mortero. Interfase barra/mortero

El análisis con EDAX se utilizó para evaluar los posibles cambios en la composición química de la matriz y las fibras de vidrio. De los resultados encontrados se puede decir que los análisis fueron prácticamente iguales a los de las barras sin ningún tipo de tratamiento.

5. Conclusiones

- El comportamiento de las barras de polímero reforzado con fibras de vidrio depende enormemente de su configuración (acabado superficial), y del tipo de resina y fibra de vidrio que poseen en su composición.
- Es necesario realizar ensayos a tiempos más largos para observar las ventajas que presenta el uso de fibras AR frente a las fibras E. La alta resistencia a los álcalis es una condición necesaria en aplicaciones dentro del sector de la construcción.
- Las barras de PP no son convenientes para aplicaciones estructurales. Presentaron grandes pérdidas de rigidez y altos % de absorción de disoluciones. No tienen adecuada configuración: bajo %V_f y estructura porosa.
- El VE es adecuado para proteger a las fibras dentro del GFRP. Sin embargo, es importante el tipo de vidrio que se utilice.
- Las barras de Poliéster poseen buenas propiedades mecánicas iniciales (alto %V_f y buena configuración de las barras). Sin embargo, al entrar en contacto con medios agresivos sufren pérdidas significativas en sus propiedades.
- El incremento de T (60°C) supone mayores velocidades en la difusión de los iones y mayor agresividad de los mismos. La condición de H-D produce un gran efecto sobre el E (fatiga por choque térmico).

Seminario S16

Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón

Índice

1	INTRODUCCIÓN	2
2	LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	2
3	EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.....	7
3.1	Valores de cálculo de las acciones	7
3.2	Valores de cálculo de los efectos de las acciones	7
3.3	Valores de cálculo de las propiedades de los materiales	7
3.4	Valor de cálculo de la resistencia	8
3.5	Comprobación de los Estados Límite Últimos	8
4	EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	8
5	LOS MÉTODOS SEMIPROBABILISTAS DE EVALUACIÓN EN LA NORMATIVA Y EN LAS RECOMENDACIONES	13
5.1	Normativa española.....	13
5.2	Normas del instituto americano del hormigón (ACI).	13
5.3	Normas canadienses.....	13
5.4	Recomendaciones eslovenas.	14
5.5	Recomendaciones británicas.....	16
6	BIBLIOGRAFÍA	18

ENFOQUE SEMIPROBABILISTA DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL: UNA ASIGNATURA PENDIENTE

José M^a ARRIETA TORREALBA, Concepción VELANDO CABAÑAS
PROES consultores S.A.

1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en los países desarrollados uno de los problemas más habituales con que se encuentra un ingeniero es la necesidad de evaluar una estructura existente, lo que en muchos casos implica analizar el grado de seguridad con el que se cuenta.

Resulta cuando menos curioso el limitado grado de desarrollo de la normativa de evaluación en estos países, pero lo que resulta más sorprendente son las mínimas, cuando no inexistentes, explicaciones que se dan a los valores de los coeficientes de seguridad propuestos en sus normas de cálculo, por lo que en la mayoría de los casos es imposible conocer el proceso por el que se han deducido. Esta falta de normativa plantea una serie de problemas, no tanto por el riesgo físico que supone, ya que no resulta demasiado habitual encontrar casos de estructuras colapsadas, sino por el derroche de recursos que supone la forma en que se están abordando los estudios y las rehabilitaciones de estructuras existentes.

En España, al igual que sucede en muchos países, no existe una normativa específica para efectuar esta evaluación, por lo que cada técnico debe tomar una serie de decisiones basadas en su experiencia al efectuar cada estudio, lo que conlleva una gran heterogeneidad en las soluciones a las que finalmente se llega.

El conocimiento del origen de los coeficientes parciales de seguridad en la normativa actual de proyecto constituye el primer paso para su posible reducción en la fase de evaluación. Sin embargo, la derivación de los coeficientes parciales en las normas de proyecto de estructuras nuevas no ha sido totalmente calibrado en base a un cálculo probabilista, sino que está más bien basado en la experiencia y en los resultados razonablemente aceptables que han producido dichos coeficientes parciales.

El desarrollo de las teorías de la fiabilidad estructural permitirá en el futuro obtener una explicación racional a dichos coeficientes parciales y, por lo tanto, una posible reducción de los mismos basada en un mayor conocimiento de la situación real de la estructura en el momento de la evaluación.

2 LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

La evaluación pretende comprobar que la estructura se comportará con la seguridad adecuada durante una determinada vida útil residual. Por tanto, la completa definición del problema requiere, además del establecimiento de la vida útil, el conocimiento de las situaciones de riesgo a que puede estar sometida y las condiciones que debe satisfacer para considerar que su comportamiento es adecuado. Cada uno de estos requisitos a cumplir se denomina estado límite.

Estados Límite son aquellos estados que, si son superados, suponen que la estructura no cumple alguna de las condiciones para las que ha sido proyectada. Se distinguen dos tipos de estados límite:

- Estados Límite Últimos: aquéllos que, si se superan, originan una puesta fuera de servicio de la estructura, por fallo global o de una parte de la misma.
- Estados Límite de Servicio: aquéllos que, si se superan, hacen que no se cumplan los requisitos de funcionalidad, durabilidad o estética.

La comprobación de cada uno de los estados límite se realiza evaluando por una parte el efecto **S** de las acciones aplicadas a la estructura y, por otra, la respuesta estructural **R** correspondiente al estado límite considerado. El estado límite se cumple si el efecto de las acciones no supera a la respuesta estructural, es decir: $S \leq R$.

En el caso de estados límite últimos **S** corresponde a las solicitaciones (normalmente esfuerzos) y **R** a las resistencias; sin embargo, para los estados límite de servicio, **S** representa efectos diversos (tensiones, abertura de fisuras...) y **R** valores límite admisibles para los mismos.

En la determinación del efecto de las acciones **S** intervienen los siguientes factores:

- Acciones aplicadas **F**: cargas, deformaciones impuestas, etc.
- Geometría **a**: dimensiones de las secciones transversales, luces, etc.
- Modelo estructural **θ**: cálculo estructural que permite determinar los efectos (esfuerzos, desplazamientos, deformaciones, etc.) correspondientes a unas acciones.

es decir: $S = S(F, a, \theta)$.

Respecto a la evaluación de la respuesta estructural **R**, ésta dependerá de:

- Propiedades de los materiales **M**: resistencia, deformabilidad, etc.
- Geometría **a**: dimensiones geométricas.
- Modelo de resistencia **θ**: utilizado para determinar la resistencia a partir de las propiedades de los materiales y la geometría.

es decir: $R = R(M, a, \theta)$.

Cada una de las variables que intervienen en la evaluación de los efectos **S** y resistencia **R** estructurales, en un planteamiento probabilista como el habitualmente utilizado en la actualidad en el campo estructural, son variables aleatorias que no están definidas por un único valor fijo, sino mediante una distribución de probabilidad. Esto origina que las funciones que definen los efectos **S** y las resistencias **R** también sean variables aleatorias con una determinada distribución de probabilidad (Figura 2.1).

En este contexto, la probabilidad de fallo p_f vendrá definida por:

$$p_f = \Pr(R < S) = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(\varepsilon) \cdot d\varepsilon \int_{-\infty}^{\varepsilon} f_R(R) \cdot dR = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(\varepsilon) \cdot F_R(\varepsilon) \cdot d\varepsilon \quad (2.1)$$

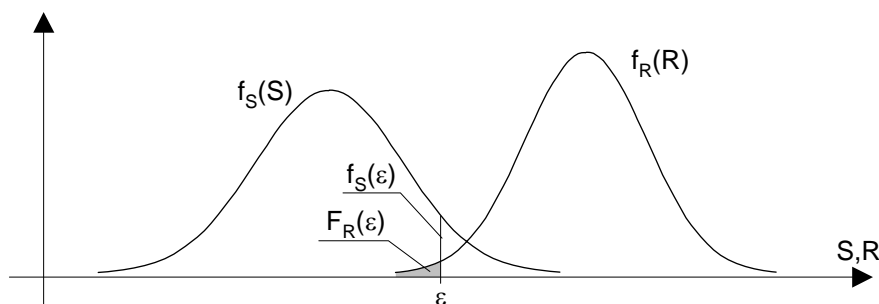


Fig. 2.1

donde f_S y f_R son las funciones de densidad de las variables **S** y **R** respectivamente y F_R es la función de distribución de **R**.

Por lo tanto, la fiabilidad f de la estructura será:

$$f = \Pr(R \geq S) = 1 - p_f \quad (2.2)$$

Sea la función $G = R - S$ denominada función de estado límite o función límite, cuya representación gráfica aparece en la figura 2.2. Entonces se cumplirá que:

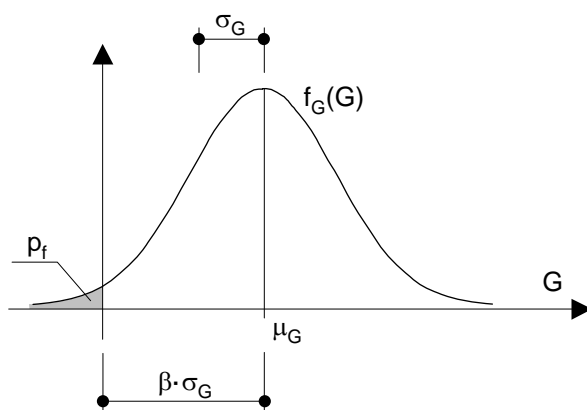
$$p_f = \Pr(R < S) = \Pr(R - S < 0) = \Pr(G < 0) \quad (2.3)$$

Se define como índice de fiabilidad β :

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (2.4)$$

y representa el número de desviaciones típicas que dista la media del cero. En el caso de que la distribución de probabilidad de **G** fuera la distribución normal, la probabilidad de fallo vendría dada por:

$$p_f = \Pr(G < 0) = \Phi(-\beta) \quad (2.5)$$


Fig. 2.2

donde Φ es la función de distribución de la distribución normal reducida $N(0,1)$.

Las normativas estructurales fijan unos valores indicativos del índice de fiabilidad, en función de la gravedad de las consecuencias que tiene la superación del estado límite correspondiente. En la tabla adjunta se incluyen algunos valores habitualmente utilizados para el índice de fiabilidad correspondiente a la vida útil de la estructura.

Tabla 1.1 Índices de fiabilidad

Estado Límite	Índice de fiabilidad β
Último	3,8
Servicio (irreversible)	1,5
Fatiga	1,5 a 3,8

Teniendo en cuenta la definición de la función límite, las relaciones entre su media μ_G y desviación típica σ_G y las de las variables **R** y **S** son:

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (2.6)$$

$$\sigma_G^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (2.7)$$

Se definen los **factores de influencia** de la resistencia α_R y de los efectos α_S como:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sigma_G} \quad (2.8)$$

$$\alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sigma_G} \quad (2.9)$$

que representan la parte de variabilidad de la función límite **G** atribuible a la resistencia y al efecto de las acciones. Aplicando las expresiones anteriores, fácilmente se demuestra que:

$$\alpha_R^2 + \alpha_S^2 = 1 \quad (2.10)$$

$$\sigma_G = \alpha_R \cdot \sigma_R + \alpha_S \cdot \sigma_S \quad (2.11)$$

El planteamiento de la seguridad estructural se traduce en garantizar una determinada probabilidad de fallo máxima, o lo que es lo mismo un índice de fiabilidad mínimo. Si adoptamos como índice de fiabilidad mínimo β_0 , deberá cumplirse:

$$\beta \geq \beta_0 \Rightarrow \frac{\mu_G}{\sigma_G} \geq \beta_0 \Rightarrow \mu_G \geq \beta_0 \cdot \sigma_G \quad (2.12)$$

y sustituyendo μ_G y σ_G se obtiene:

$$\mu_R - \mu_S \geq \beta_0 \cdot (\alpha_R \cdot \sigma_R + \alpha_S \cdot \sigma_S) \Rightarrow \mu_R - \mu_S \geq \beta_0 \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R + \beta_0 \cdot \alpha_S \cdot \sigma_S \quad (2.13)$$

Si reordenamos la expresión resulta:

$$\mu_R - \beta_0 \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R \geq \mu_S + \beta_0 \cdot \alpha_S \cdot \sigma_S \Rightarrow \mu_R \cdot (1 - \beta_0 \cdot \alpha_R \cdot v_R) \geq \mu_S \cdot (1 + \beta_0 \cdot \alpha_S \cdot v_S) \quad (2.14)$$

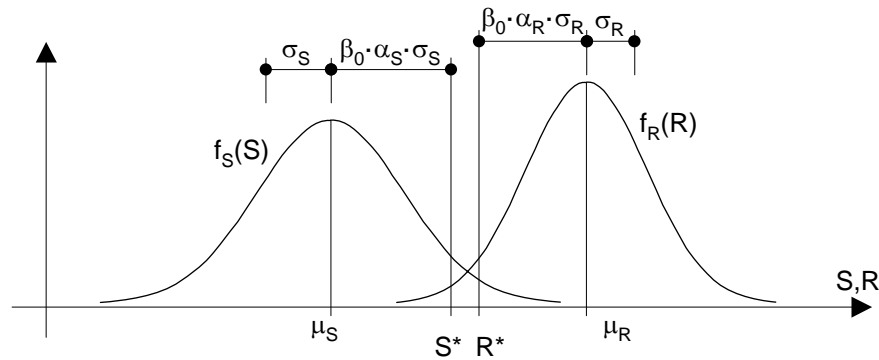


Fig. 2.3

donde v_R y v_S son los coeficientes de variación de R y S respectivamente.

La condición obtenida puede sintetizarse como:

$$R^* \geq S^* \quad (2.15)$$

donde R^* y S^* (Figura 2.3), también llamados R_d y S_d , son los valores de cálculo de la resistencia R y de la sollicitación S y vienen definidos como:

$$R^* = \mu_R \cdot (1 - \beta_0 \cdot \alpha_R \cdot v_R) \quad (2.16)$$

$$S^* = \mu_S \cdot (1 + \beta_0 \cdot \alpha_S \cdot v_S) \quad (2.17)$$

Habitualmente los valores de cálculo se determinan a partir de un valor representativo mediante coeficientes de seguridad. Si se adopta como valor representativo el valor medio, resulta:

$$R^* = \frac{\mu_R}{\gamma_R} \quad (2.18)$$

$$S^* = \gamma_S \cdot \mu_S \quad (2.19)$$

donde los coeficientes γ_R y γ_S tienen la siguiente expresión:

$$\gamma_R = \frac{1}{1 - \beta_0 \cdot \alpha_R \cdot v_R} \quad (2.20)$$

$$\gamma_S = 1 + \beta_0 \cdot \alpha_S \cdot v_S \quad (2.21)$$

En las normativas estructurales actuales se adoptan para los factores de influencia los siguientes valores indicativos:

$$\alpha_R = 0,80 \quad \alpha_S = 0,70$$

Teniendo en cuenta todo lo expuesto anteriormente, nos encontramos con que el problema de la seguridad estructural se plantea como la comprobación, para cada una de las situaciones de proyecto, de que la probabilidad de fallo de la estructura, según los distintos estados límite, no supera un cierto valor. Por otra parte, la definición de la probabilidad de fallo depende de dos variables aleatorias R y S , que a su vez son función de otra serie de variables aleatorias, que simbólicamente hemos denominado F (acciones), M (propiedades de materiales), a (geometría) y θ (modelos), resultando un problema cuya resolución presenta una gran complejidad. Los procedimientos para abordar la resolución de este problema se clasifican según el grado de sofisticación:

- **Nivel I:** Se trata de métodos semiprobabilísticos, en los que para cada una de las variables del problema se utiliza un único valor, denominado valor característico, que puede ser un valor medio, un cierto cuantil o un valor nominal. Mediante la utilización de coeficientes de ponderación se evalúa la sollicitación S^* y la resistencia R^* y se realiza la comprobación del estado límite correspondiente. Este es el procedimiento utilizado por la mayoría de las normativas de proyecto de estructuras. En este tipo de procedimientos no puede obtenerse la probabilidad de fallo de la estructura.

- **Nivel II:** Son métodos probabilísticos, en los que se suponen unos determinados tipos de distribución de probabilidad para las distintas variables, de las que se introducen normalmente dos valores: la media y la desviación típica. Este tipo de métodos se utilizan para la calibración de las normativas de proyecto estructural. Las probabilidades de fallo obtenidas tienen un carácter nominal y no deben utilizarse como valores absolutos, aunque resultan de gran utilidad en comparaciones estructurales.
- **Nivel III:** Se trata de los métodos probabilísticos “exactos”, en los que se introducen las funciones de distribución reales de cada una de las variables. Las probabilidades obtenidas pueden ser utilizadas en un contexto más amplio que en las anteriores fases y su calidad será función de la de los datos introducidos para las variables. No obstante, se plantean tres aspectos problemáticos respecto a esta afirmación:
 - Las probabilidades utilizadas en ingeniería estructural son muy pequeñas y corresponden a valores de las variables muy lejos del valor medio, por lo que los resultados dependen mucho de la forma de la “cola” de las distribuciones utilizadas.
 - Se supone normalmente que las variables que intervienen en la función límite son independientes entre sí, pero de hecho pueden existir correlaciones entre ellas. La determinación de dichas correlaciones no es fácil y su introducción en el cálculo lo complica considerablemente.
 - En este tipo de análisis probabilístico, la aleatoriedad no tiene en cuenta los errores humanos, que consecuentemente no están incluidos en la probabilidad p_f determinada. Dichos errores deben eliminarse mediante el establecimiento de los procedimientos adecuados de control de calidad.

Dentro del **Nivel I** existen varios formatos de cálculo que son utilizados por diversas normas y recomendaciones para analizar el problema de la seguridad estructural. El método de las **tensiones admisibles** todavía se sigue utilizando en numerosas áreas y materiales, a pesar de no ser un método semiprobabilista y no utilizar el planteamiento de los estados límite. La condición de seguridad se expresa:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (2.22)$$

y obliga a que las máximas tensiones en la estructura sean menores que unos valores límite fijados en las normas para los distintos materiales.

Otro formato utilizado en numerosos países es el llamado **Método de los Coeficientes de Cargas y Resistencias (Load Resistance Factor LRF)**. En este formato para conseguir los valores de cálculo se aplican dos coeficientes de seguridad globales, uno a la resistencia y otro a los efectos de las acciones, de forma que los efectos de las acciones sean menores que los que la estructura puede resistir. Es decir:

$$S_d \leq R_d \quad \begin{cases} R_d = \Phi \cdot R \rightarrow \Phi = \frac{1}{\gamma_R} \\ S_d = \gamma_S \cdot S \end{cases} \quad (2.23)$$

donde γ_R y γ_S son los coeficientes de seguridad de las resistencias y de los efectos de las acciones, ambos mayores que la unidad y, por tanto, Φ es menor que 1, denominándose coeficiente reductor de las resistencias. El valor del coeficiente Φ varía en función del estado límite a comprobar. Este método es utilizado, por ejemplo, por las normas americanas ACI.

Otro formato de seguridad muy extendido es el llamado **Método de los Coeficientes Parciales de Seguridad**. En este método el valor de cálculo de la resistencia R_d se obtiene aplicando coeficientes parciales de seguridad a las propiedades de los materiales de las cuales depende la resistencia, es decir, utilizando valores de cálculo de dichas propiedades. El valor de cálculo de una propiedad se obtiene minorando su valor representativo, es decir, dividiendo por el coeficiente parcial de seguridad.

En cuanto al valor de cálculo del efecto de las acciones S_d , se determina calculando el efecto de las acciones de cálculo, que se obtienen mayorando las acciones mediante coeficientes parciales de seguridad.

En suma, este método en lugar de actuar directamente sobre la resistencia y el efecto de las acciones (minorándola y mayorándolo respectivamente), actúa sobre sus componentes: propiedades de los materiales, en el caso de la resistencia, y acciones, en el caso de efectos de las acciones.

3 EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

Como ya se ha comentado en el punto anterior, el método de los coeficientes parciales de seguridad es una de las técnicas más comunes de evaluación de los estados límite, utilizada por la normativa española, los Eurocódigos estructurales y numerosos países europeos.

Precisamente, en este texto, vamos a plantear este método tal y como se incluye en el Eurocódigo 0 Bases de cálculo EN 1990:2003.

3.1 Valores de cálculo de las acciones

El valor de cálculo F_d de una acción F se expresa en términos generales:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} \quad (3.1)$$

con:

$$F_{rep} = \Psi \cdot F_k \quad (3.2)$$

donde:

- F_k es el valor característico de la acción. Puede ser un valor medio, un valor nominal o un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un período de referencia.
- F_{rep} es el valor representativo de la acción.
- γ_f es el coeficiente parcial de las acciones que tiene en cuenta la posibilidad de desviaciones desfavorables del valor de la acción respecto a su valor representativo.
- Ψ valor de combinación (1, Ψ_0 , Ψ_1 , o Ψ_2). Tiene en cuenta la probabilidad de simultaneidad con otras acciones durante un determinado período de tiempo.

3.2 Valores de cálculo de los efectos de las acciones

Para un estado de carga genérico, el valor de cálculo del efecto de las acciones se expresa como:

$$S_d = \gamma_{Sd} \cdot S \left\{ \gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d \right\} = \gamma_{Sd} \cdot S \left\{ F_{d,i}; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad (3.3)$$

donde:

- $F_{d,i}$ es el valor de cálculo de la acción i .
- a_d es el valor de cálculo de los datos geométricos. Habitualmente corresponde al valor nominal excepto en algunos casos especialmente sensibles a la geometría, como pueden ser los efectos de segundo orden en elementos comprimidos, en que se toma el valor nominal más las posibles desviaciones desfavorables respecto a dicho valor $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$.
- γ_{Sd} es el coeficiente parcial que tiene en cuenta las incertidumbres en los modelos de obtención de los efectos de las acciones y en los modelos de las propias acciones.

En la mayoría de los casos se puede adoptar la siguiente expresión:

$$S_d = S \left\{ \gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad (3.4)$$

con:

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{f,i} \quad (3.5)$$

3.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

El valor de cálculo X_d de una propiedad de un material se expresa en términos generales:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.6)$$

donde:

- X_k es el valor característico de la propiedad del material. Puede ser un valor medio, un valor nominal o un cierto cuantil asociado a una determinada probabilidad.
- η es el valor medio del coeficiente de conversión entre los valores de la propiedad medidos sobre probetas y los correspondientes a la estructura real. Este factor tiene en cuenta los efectos de tamaño, temperatura, humedad y otros parámetros influyentes.

γ_m es el coeficiente parcial de las propiedades de los materiales, que tiene en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de las propiedades de los materiales respecto a sus valores característicos y la parte aleatoria del coeficiente de conversión η .

3.4 Valor de cálculo de la resistencia

El valor de cálculo de la resistencia R_d se expresa como:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (3.7)$$

donde:

$X_{d,i}$ es el valor de cálculo de la propiedad i del material.

γ_{Rd} es el coeficiente parcial que cubre las incertidumbres en el modelo de resistencia y las desviaciones geométricas, si éstas no se han tenido en cuenta explícitamente.

Habitualmente se adopta:

$$R_d = R\left\{\frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (3.8)$$

con:

$$\gamma_{M,i} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}}{\eta_i} \quad (3.9)$$

3.5 Comprobación de los Estados Límite Últimos

Cuando se considera un estado límite de rotura o exceso de deformaciones de una sección, elemento o conexión debe comprobarse que se cumple:

$$S_d \leq R_d \quad (3.10)$$

4 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

El estudio de la evaluación de la seguridad estructural se plantea porque, por algún motivo, se pone en duda que la estructura posea una seguridad adecuada. Así pues la conclusión de dicho estudio sólo puede ser afirmativa o negativa, o la seguridad de la estructura es suficiente o no lo es (Fig. 4.1).

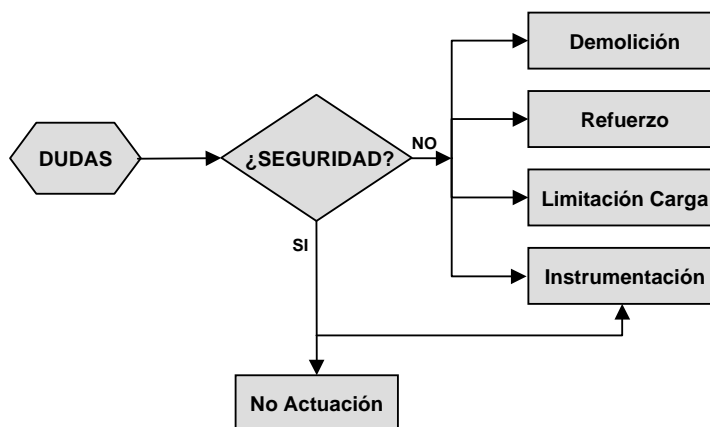


Fig. 4.1

Si durante el proceso de evaluación surgen dudas respecto a la seguridad de la estructura pueden realizarse investigaciones adicionales, pero al final del proceso se debe adoptar una decisión.

El proceso de evaluación se plantea en cuatro fases, de complejidad creciente, según se indica en la Figura 4.2. Si en una fase determinada se llega a la conclusión de que la estructura es segura, el proceso finaliza; únicamente en caso contrario se pasa a la fase siguiente.

FASE I – Evaluación Inicial

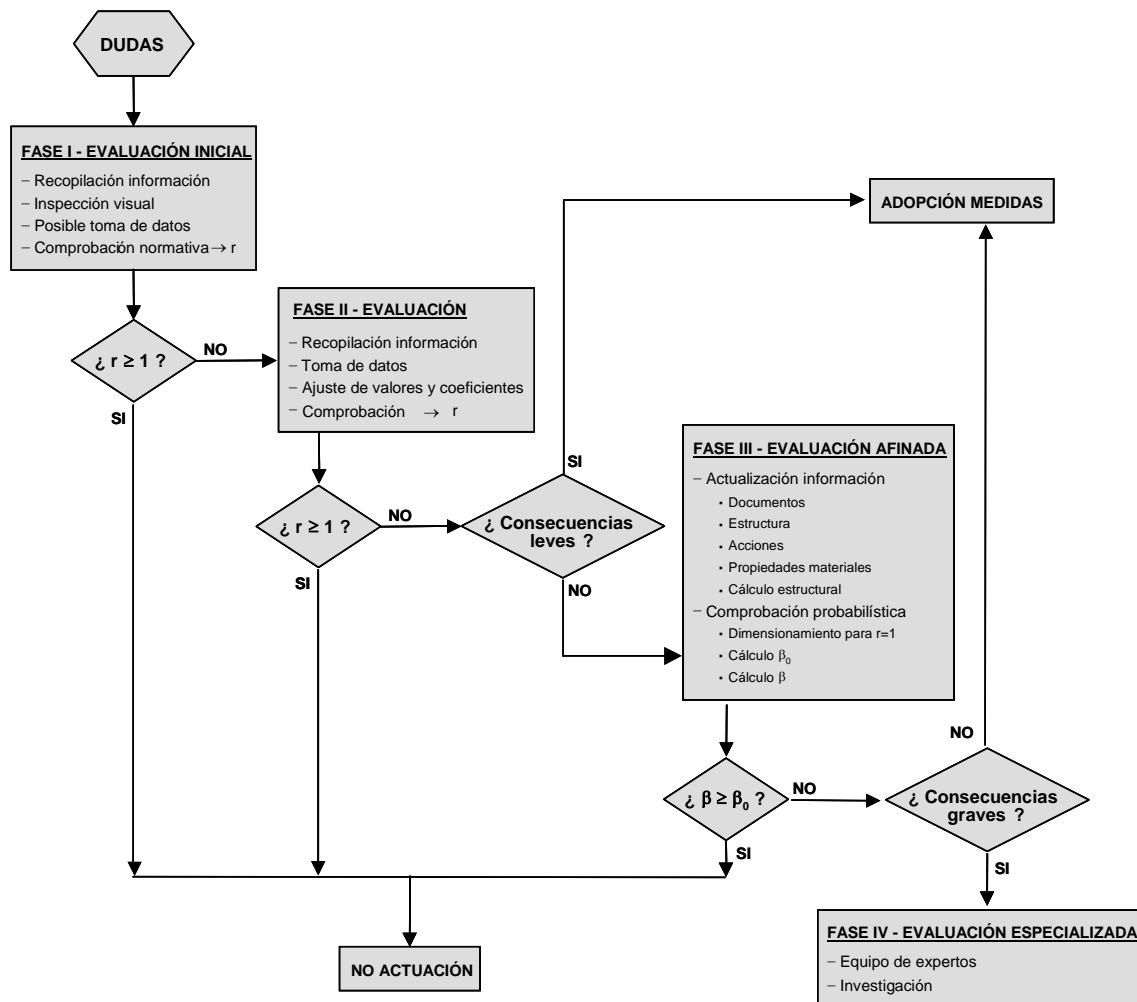


Fig. 4.2

El objetivo de esta evaluación inicial es eliminar las dudas sobre la seguridad estructural a partir de procedimientos sencillos que, lógicamente, deben estar proporcionados a la entidad del problema. La evaluación en esta fase consistirá en una inspección de la estructura, estudio de la documentación disponible, comprobaciones estructurales e informe final.

Las actuaciones correspondientes a esta fase de evaluación son las siguientes:

- Inspección visual de la estructura para estimar cualitativamente su estado. Se observarán los daños y deterioro estructural y se aprovechará esta inspección para reconocer posibles situaciones de riesgo para la estructura. Si en la inspección se pone de manifiesto un peligro evidente para las personas o el entorno, deben adoptarse inmediatamente las medidas de protección adecuadas.
- Recopilación y análisis de la documentación existente, en particular los documentos del proyecto, así como todo lo relativo a las incidencias durante la construcción. En esta fase deben quedar definidos los siguientes aspectos fundamentales:

- Geometría de la estructura, tanto en lo referente a elementos estructurales como a elementos que suponen una carga permanente.
- Armaduras pasivas y activas. Deberá conocerse los tipos y dimensiones de las armaduras así como su posición dentro de la estructura.
- Características de los materiales, siendo las más importantes la resistencia del hormigón y la del acero.

Si existe documentación suficiente, deberá comprobarse que la estructura construida se corresponde con la definida en dicha documentación. Si no existe documentación suficiente, deberá realizarse una toma de datos mediante muestreos aleatorios, para determinar aquellas características desconocidas o confirmar sus valores.

- Análisis de la compatibilidad de los criterios utilizados en el proyecto de la estructura con la normativa actual, analizando los posibles cambios en criterios de seguridad, acciones, etc.
- Comprobación de la estructura mediante la normativa de proyecto vigente. Es evidente que hay notables diferencias entre la comprobación de una estructura existente y otra en proyecto, basadas fundamentalmente en la menor incertidumbre que se posee respecto a los valores de geometría, acciones y materiales, puesto que al estar construida la estructura muchos de ellos pueden medirse. Por ejemplo, pueden medirse fácilmente las dimensiones geométricas de los elementos estructurales y de aquéllos que constituyen la carga permanente, puede determinarse la resistencia de los materiales, etc. Sin embargo, lo que no resulta tan sencillo es tener en cuenta todos estos aspectos en la evaluación de forma racional, sistemática y que a la vez resulte de fácil aplicación. Podrán tenerse en cuenta fácilmente diferencias en valores nominales o característicos, simplemente adoptando el valor real. Por ejemplo, si el canto de una viga es diferente del previsto en proyecto o el hormigón tiene una resistencia característica superior, bastará incluir los valores reales en el cálculo de comprobación. Sin embargo, no puede tenerse en cuenta de forma sencilla la reducción de incertidumbre que supone el conocimiento de la variabilidad real de las características estructurales.

Normalmente únicamente deben ser considerados los estados límite últimos en la evaluación de la seguridad de una estructura existente. Las comprobaciones de servicio en general no son necesarias, puesto que cualquier deficiencia en este aspecto se habría puesto de manifiesto durante el periodo de utilización de la estructura. Únicamente cuando exista una modificación de las condiciones de servicio (por ej. aumento de acciones) o se trate de estructuras muy nuevas puede resultar conveniente la comprobación de los estados límite de servicio.

A partir de los modelos de acciones y coeficientes parciales de seguridad de la normativa y mediante la utilización de modelos estructurales se determinan los efectos de las acciones S_d . Por otra parte, basándose en los modelos de resistencia y coeficientes parciales de seguridad de la norma se evalúa la resistencia R_d . En el cálculo de S_d y R_d se utilizarán los datos actualizados obtenidos en la inspección de la estructura (dimensiones geométricas, resistencias, etc.). Finalmente, para valorar la seguridad estructural, se determina el índice de seguridad r según:

$$r = \frac{R_d}{S_d} \quad (4.1)$$

considerando que la estructura es suficientemente segura cuando $r \geq 1$.

Por tanto, se plantea una comprobación de la estructura con la normativa de proyecto, teniendo en cuenta únicamente las diferencias que presenta la estructura real respecto a la proyectada. A pesar de que la estructura pueda tener daños y, por tanto, mermada su capacidad resistente respecto a la supuesta en proyecto, la comprobación de su seguridad puede resultar positiva, pues existen motivos para que posea una cierta reserva de capacidad resistente:

- Sobredimensionamiento de proyecto, motivado por la adopción de medidas normalizadas para ciertas dimensiones, por ej. el diámetro de una armadura, la separación entre ellas, etc. Esto hace que la capacidad resistente proyectada sea algo superior a la estrictamente necesaria y proporciona un cierto margen de seguridad adicional.
- Utilización de métodos de cálculo más sofisticados que los de proyecto, tanto en lo referente a la determinación de los efectos de las acciones S , como en lo relativo a la evaluación de las resistencias R .
- Actualización de los datos (geometría, materiales...) que puede dar lugar a valores más favorables que los definidos en proyecto.
- Modificación de las acciones, aunque este tipo de variación suele ser al alza, si la estructura ha sido proyectada con normativas más antiguas.

FASE II – Evaluación semiprobabilista

Pasaremos a esta fase cuando los resultados de la Evaluación Inicial hayan sido negativos. Se trata de una evaluación más afinada centrada en la realización de un profundo estudio de la estructura en particular en lo referente a la actualización de los datos. Lógicamente se utilizarán todos los datos sobre la estructura obtenidos en la fase anterior, que nos habrán permitido conocer mejor su comportamiento y determinar aquellos aspectos sobre los que convendría realizar una investigación más profunda. Con la información adicional obtenida se realizará la comprobación de la estructura por métodos semiprobabilistas. Si los resultados de esta evaluación son negativos, puede optarse por adoptar las medidas oportunas (demolición, refuerzo, limitación de cargas, instrumentación) o, dependiendo de la gravedad y costo de las mismas, pasar a la fase III.

El desarrollo de la evaluación en esta fase se realizará según las siguientes etapas:

- Actualización de la información mediante el uso de procedimientos estadísticos, partiendo de los datos obtenidos en la evaluación de la Fase I. Los aspectos que deben considerarse en esta etapa son los siguientes:
 - Documentos. Deben actualizarse los planes de utilización y de seguridad, si existen. En particular debe establecerse cuál va a ser la vida útil residual de la estructura.
 - Estructura. Se realizará una inspección detallada para detectar defectos tales como fisuras, daños en el hormigón, desplazamientos, deformaciones, corrosión, etc. En particular, se revisarán las dimensiones geométricas de la estructura, las condiciones estáticas y cinemáticas (condiciones de apoyo, movilidad de apoyos y juntas, etc.) que definen su esquema estructural y los datos disponibles acerca de la historia de la estructura, tanto durante la construcción como durante su vida útil, por ej. situaciones de riesgo a las que ya ha estado sometida.
 - Acciones. Teniendo en cuenta el plan de utilización, se determinarán aquéllas que pueden solicitar a la estructura durante su vida útil residual. Dichas acciones pueden ser diferentes de las utilizadas en el proyecto. En el caso de las acciones variables, sus valores pueden experimentar una apreciable reducción para vidas útiles residuales cortas. En cuanto a las acciones fijas, deben actualizarse el peso propio y la carga permanente, que pueden ser diferentes de los supuestos en el proyecto y, en cualquier caso, su variabilidad puede verse disminuida, lo que puede permitir reducir sus coeficientes parciales de seguridad.
 - Propiedades de los materiales. Cuando la estructura fue proyectada existían algunas incertidumbres en cuanto a las propiedades de los materiales, que fueron cubiertas mediante los correspondientes coeficientes de seguridad. En el momento de la evaluación, sin embargo, algunas de las incertidumbres han desaparecido, sobre todo si se realizan ensayos sobre muestras extraídas de la estructura. Toda esta información puede aprovecharse para reducir los coeficientes de seguridad en la evaluación.
 - Cálculo estructural. En la evaluación de las sollicitaciones **S** suelen utilizarse modelos estructurales más afinados que los empleados en el proyecto, que pudieron ser muy simplificados en estructuras antiguas. Por otra parte, pueden emplearse métodos de cálculo más sofisticados, que tengan en cuenta la no linealidad del comportamiento de los materiales y la no linealidad geométrica. En ocasiones, puede incluirse la colaboración de elementos que en el proyecto se consideraron no estructurales, siempre que se tenga la garantía de que se mantendrán durante el resto de la vida de la estructura. Además, deberán considerarse posibles cambios del esquema estático de la estructura, originados por los daños o defectos existentes en la misma.
En cuanto a la determinación de la resistencia **R**, para las comprobaciones seccionales, también pueden utilizarse formulaciones más afinadas que las usadas en algunos proyectos. No obstante, no debemos olvidar que existen algunas comprobaciones de normativas antiguas que se demostraron inseguras en su momento y fueron sustituidas por otras más exigentes, lo que en estos casos originaría una disminución de la resistencia respecto a la de proyecto.

Con toda esta información, se plantea una comprobación de la estructura con la normativa de proyecto, teniendo en cuenta las diferencias que presenta la estructura real respecto a la proyectada y la posible disminución de los coeficientes parciales de seguridad al disminuir la incertidumbre sobre los parámetros.

FASE III – Evaluación Afinada

Pasaremos a esta fase cuando los resultados de la Fase II hayan sido negativos. Se trata de una evaluación probabilista utilizando todos los datos sobre la estructura obtenidos en la fase anterior.

Para ello se realizarán cálculos de la estructura lineales o no lineales, dependiendo del tipo de problema a estudiar, usando el método de los estados límite y se determinará la fiabilidad estructural. La metodología expuesta parte de la aceptación del siguiente axioma:

“La aplicación correcta de la normativa vigente conduce al proyecto de estructuras seguras”

Mediante la aplicación de este axioma a la evaluación estructural, podemos afirmar que, si se puede demostrar que una estructura dada posee un índice de fiabilidad β superior al índice β_0 de la normativa, la estructura tiene una seguridad adecuada.

Dado que las hipótesis y modelos utilizados por la normativa no se conocen con detalle y teniendo en cuenta que, como ya se ha comentado, la probabilidad de fallo estructural es un valor numérico muy pequeño y muy sensible a las hipótesis de partida, no debe compararse el índice de fiabilidad obtenido con el definido genéricamente en la norma, sino determinar para nuestra estructura cuál sería el índice de fiabilidad utilizando nuestras hipótesis y modelos de cálculo.

Podemos resumir el proceso en las siguientes etapas:

- Dimensionar la estructura, como si se tratara de una estructura nueva, con la normativa vigente, ésta debe estar constituida por un conjunto consistente de normas de acciones y de resistencia. Debe realizarse un dimensionamiento estricto, es decir $r = R_d/S_d = 1$, pues un sobredimensionamiento puede modificar de forma importante la fiabilidad.
- Con la estructura así dimensionada, determinar el índice de fiabilidad β_0 utilizando para las variables, los modelos probabilísticos que se supone han sido utilizados en la elaboración de la norma.
- Determinar el índice de fiabilidad β , adoptando las dimensiones reales de la estructura y utilizando los mismos modelos probabilísticos pero con los valores de los datos actualizados.

La estructura será suficientemente segura si: $\beta \geq \beta_0$. Si en la comparación se obtiene $\beta < \beta_0$, puede resultar interesante obtener más información respecto a las variables dominantes, que pueden reconocerse como aquéllas cuyo factor de influencia α tiene mayor valor absoluto, y realizar un nuevo cálculo del índice de fiabilidad β .

Los valores absolutos de los índices β y β_0 dependen de forma importante de los modelos probabilísticos y de los parámetros utilizados y, por tanto, no deben utilizarse para compararlos con los de otras estructuras o con los de la normativa. Sin embargo, puede realizarse una comparación entre ellos, pues están determinados sobre unas mismas bases, y nos permiten conocer la influencia de la actualización de la información.

FASE IV – Evaluación Especializada

En el caso de estructuras que no han superado la evaluación de la Fase III y cuyas consecuencias desde el punto de vista del riesgo o del coste pueden ser muy importantes, se debe recurrir a un equipo de expertos para que realice una evaluación más sofisticada, partiendo del trabajo realizado en las fases anteriores.

Este equipo actuaría, en cierto modo, como sustitutivo de la normativa de proyecto que para el caso de estructuras construidas no existe, quedando bajo su juicio la aceptación de determinados riesgos.

5 LOS MÉTODOS SEMIPROBABILISTAS DE EVALUACIÓN EN LA NORMATIVA Y EN LAS RECOMENDACIONES

5.1 Normativa española

La normativa española, tal y como está en estos momentos, no comenta nada sobre evaluación de estructuras existentes, ni tampoco da indicaciones de cómo se han calibrado los coeficientes de seguridad que propone, por lo que no se pueden establecer conclusiones de cara a modificar dichos valores para la evaluación de estructuras existentes.

En estos momentos se está finalizando la revisión de la EHE. Para tratar el tema de la evaluación de estructuras se creó un grupo de expertos que está trabajando en un documento, con la finalidad de generar un anejo para su inclusión en la Instrucción. Por el momento los trabajos no han concluido y todavía no se tiene muy claro hasta dónde llegará el ámbito del documento.

5.2 Normas del Instituto Americano del Hormigón (ACI).

De acuerdo con el Código ACI-318 todos los elementos estructurales y la estructura en su totalidad, tanto en la fase de cálculo como en la de evaluación de estructuras existentes, deben cumplir el siguiente requerimiento básico:

$$R_d = R \cdot \Phi \geq S_d \quad (5.1)$$

donde:

S_d : Resistencia de cálculo de la sección.

Φ : Factor de reducción de la capacidad resistente de la sección.

R : Esfuerzo solicitante de la sección.

La evaluación estructural se basa en la aplicación del requerimiento básico, considerando un aumento del factor de reducción de la capacidad resistente Φ con respecto a los establecidos a nivel de proyecto si se conocen adecuadamente las resistencias de los materiales, la caracterización estructural y el funcionamiento estructural.

En el cuadro adjunto se especifican para cada tipo de solicitación el factor de reducción considerado a nivel de cálculo y el máximo valor a tener en cuenta en evaluación de estructuras existentes.

Tabla 5.1

Tipo de solicitación	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (ϕ)	
	Proyecto (ϕ_p)	Evaluación (ϕ_e)
Flexión simple	0.90	1.00
Tracción, flexotracción	0.90	1.00
Compresión, flexocompresión. Piezas zunchadas	0.75	0.90
Compresión, flexocompresión. Otras piezas.	0.70	0.85
Cortante y torsión	0.85	0.90
Punzonamiento	0.70	0.85

Respecto a los esfuerzos, ACI no contempla la posible reducción de los coeficientes parciales de seguridad de mayoración de acciones.

5.3 Normas canadienses.

El objetivo de la norma canadiense Design of Highway Bridges CAN/CSA-S6-88 Supplement N°1-1990. Existing Bridge Evaluation es proporcionar un método para la evaluación de un puente existente, con el fin de determinar si soportará o no una determinada carga de tráfico.

El documento trata los estados límite últimos, pero no los de servicio. Dependiendo de la categoría de carga de tráfico (normal, transporte especial o transporte especial supervisado), de la ductilidad y del nivel de inspección, se define un índice de fiabilidad β . En función de estos parámetros, del modo estructural gobernante (flexión o cortante) y de la precisión del cálculo del reparto transversal efectuado, se obtienen unos coeficientes de mayoración reducidos que sustituyen a los habituales para estructuras nuevas.

Esta normativa también permite introducir factores de ajuste de los coeficientes de minoración de resistencia. La norma, como ACI, minor la capacidad resistente a nivel de sección y para cada tipo de esfuerzo en lugar de minorar las características mecánicas de cada material. Estos factores de ajuste son mayores o menores que la unidad según el material (acero, hormigón o madera) y el tipo de sollicitación.

5.4 Recomendaciones eslovenas.

En Eslovenia se pueden utilizar dos métodos para evaluar la seguridad estructural de estructuras existentes: el método probabilista (índice de fiabilidad) y el semiprobabilista (rating factor RF). Ambos métodos tienen en cuenta la reducción de la capacidad resistente de la sección de los elementos deteriorados y las sollicitaciones reales a las que está sometida la estructura.

La ecuación de estado límite según el método RF resulta:

$$\Phi R_d > \gamma_G G_n + \gamma_Q Q_n RF \quad (5.2)$$

Por tanto:

$$RF = \frac{\Phi R_d - \gamma_G G_n}{\gamma_Q Q_n} \quad (5.3)$$

siendo:

- Φ coeficiente reductor de la capacidad resistente de la sección.
- R_d resistencia de cálculo de la sección en E.L.U.
- G_n esfuerzo solicitante debido a la carga muerta, basado en las dimensiones reales de la estructura y en las densidades de los materiales obtenidas mediante ensayos.
- Q_n esfuerzo solicitante debido a la sobrecarga basado en el estudio del tráfico.
- γ_G coeficiente parcial de seguridad de la carga muerta.
- γ_Q coeficiente parcial de seguridad de la sobrecarga.

El coeficiente reductor de la capacidad resistente Φ se evalúa a partir del factor de deterioro, del índice de fiabilidad requerido y el coeficiente de variación de la resistencia.

$$\Phi = B_R e^{-\alpha_d \beta_c \nu_R} \quad (5.4)$$

- B_R relación entre la resistencia media existente y la de cálculo en la sección crítica del elemento.
- α_d factor de deterioro. Varía entre 0.3 para estados del elemento muy buenos y 0.8 para estados críticos.
- ν_R coeficiente de variación de la resistencia del elemento.
- β_c índice de fiabilidad requerido.

En la figura 5.1 se muestra una metodología para aproximar el valor de este coeficiente Φ . En ella, se tienen en cuenta numerosos factores: si existen inspecciones regulares, el grado de deterioro, si existe mantenimiento, si la sección es crítica para el elemento estructural (redundancia), etc.

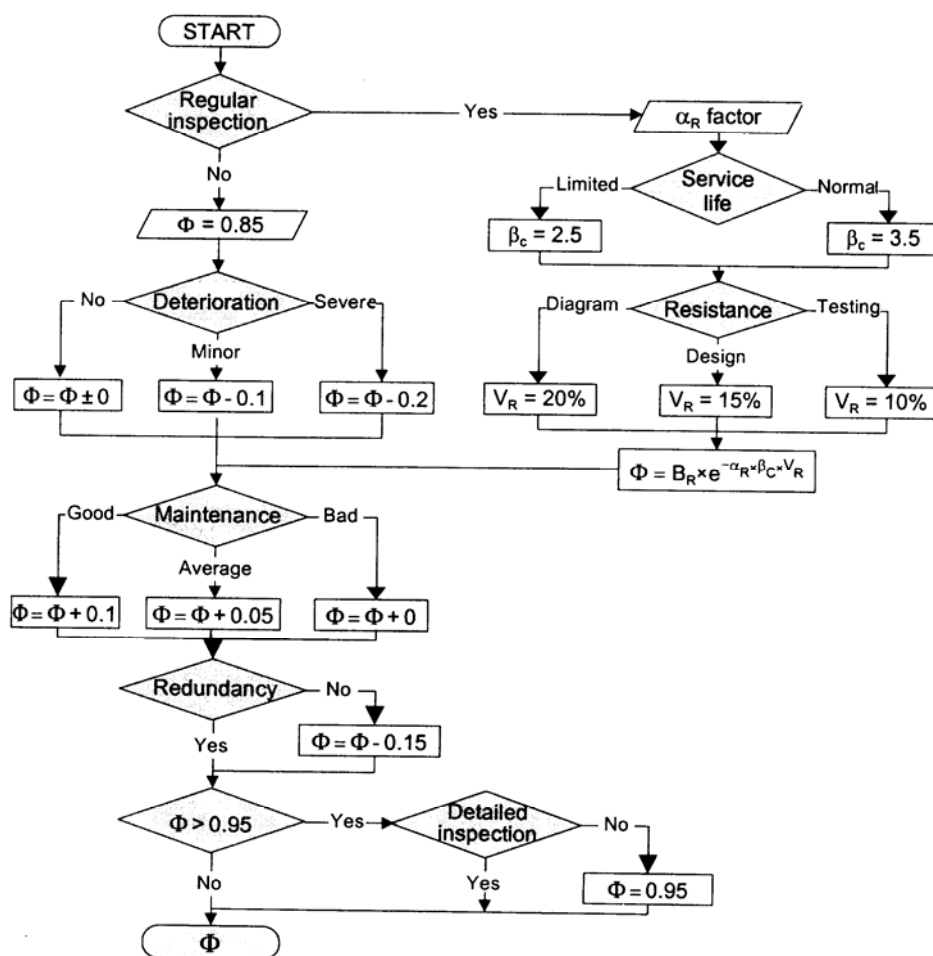


Fig. 5.1

Respecto a los coeficientes parciales de seguridad de las acciones, no resulta razonable aplicar los mismos valores que para el proyecto de estructuras nuevas (por ejemplo $\gamma_G = 1.6$ y $\gamma_Q = 1.8$ en hormigón armado en Eslovenia). El coeficiente parcial para el peso propio y las cargas permanentes γ_G depende de la información de que se disponga y de su confianza. En los documentos proponen los siguientes valores aproximados:

Tabla 5.2

Datos	γ_G
Obtenidos de una inspección en profundidad	1.2
Basada en datos del proyecto	1.4
Obtenidos por otros procedimientos simplificados	1.6

El coeficiente parcial para las sobrecargas depende de la confianza de la información de tráfico, vida de servicio del puente, intensidad de tráfico, etc.

En la Figura 5.2 se representa una metodología para obtener un valor aproximado del γ_Q en función de la información de la que disponga el evaluador sobre las sobrecargas de tráfico : cargas medidas mediante pesaje dinámico (WIM weight in motion), distribución transversal de cargas, intensidad media diaria de vehículos pesados, etc.

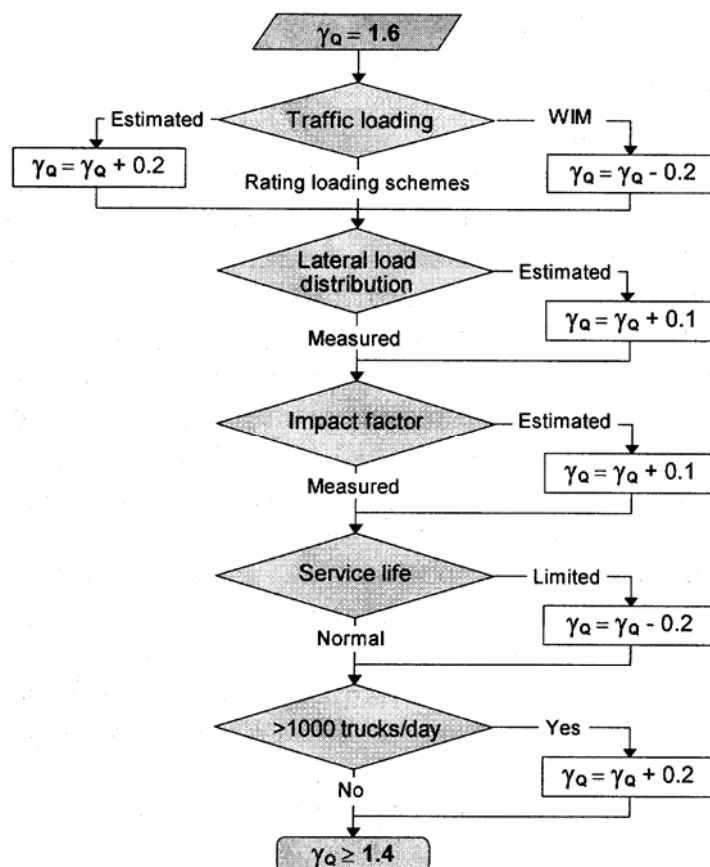


Fig. 5.2

5.5 Recomendaciones británicas

La normativa inglesa de evaluación de puentes (Design Manual for Roads and Bridges. Section 4. Assessment) es un compendio de recomendaciones de carácter muy práctico, en el que se aprecian las múltiples adaptaciones realizadas a lo largo de los años con objeto de adecuarlas a problemas concretos. Incluye todo tipo de materiales: hormigón armado y pretensado, acero, mixtas, fundición y fábrica.

Da numerosas indicaciones sobre cargas a utilizar en la evaluación, posición de las cargas, coeficientes de seguridad modificados, propiedades de los materiales, formas de llevar a cabo las inspecciones, recomendaciones en tipologías estructurales, evaluación de elementos característicos (vigas, pilares, apoyos a media madera, cimentaciones, etc.).

Para el caso de puentes de hormigón la normativa introduce el concepto de resistencia mínima creíble (worst credible strength), que se puede definir como el peor valor de la resistencia que el ingeniero, basado en los ensayos, su experiencia y en el conocimiento del material, cree que podría obtener en la estructura de forma realista. Este valor puede ser mayor o menor que la resistencia característica del material supuesta en la etapa de cálculo. Como este valor elimina algunas de las incertidumbres asociadas a la resistencia característica, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad del material.

Los coeficientes parciales de seguridad γ_m del hormigón, del acero de armar y del acero de pretensar son diferentes si se aplican a la resistencia mínima creíble o a la resistencia característica.

Asimismo, se indica que la evaluación debe hacerse únicamente analizando estados límite últimos, y no de servicio.

Tabla 5.3

Application	Symbol	Value for use with	
		Characteristic strength	Worst credible strength
Reinforcement and prestressing tendons	γ_{ms}	1.15	1.10*
Concrete	γ_{mc}	1.50	1.20
Shear in concrete	γ_{mv}	1.25	1.15
Bond	γ_{mb}	1.4	1.25
Plain concrete wall	γ_{mcw}	2.25	1.80

6 BIBLIOGRAFÍA

Instrucción de Hormigón Estructural EHE. Ministerio de Fomento 2000.

Instrucción de Hormigón Estructural EHE (Borrador de revisión). Ministerio de Fomento 2007.

Eurocode 0. Basis of Structural Design EN 1990:2003. European Committee for Standardization CEN.

Manual of Concrete Practice ACI 318-99. American Concrete Institute 1999.

Design of Highway Bridges CAN/CSA-S6 1988.

Design Manual for Roads and Bridges. Volume 3. Highway Structures : Inspection and Maintenance. Section 4 Assessment . British Standard.

- BA 79/98 The Management of Sub-standart Highway Structures.
- BD 21/97: The Assessment of Highway Bridges and Structures.
- BA 16/97 The Assessment of Highway Bridges and Structures.
- BD 50/92: Technical Requirements for the assessment and strengthening Programme for Highway Structures. Stage 3. Long Span Bridges.
- BD 44/95 The Assessment of Concrete Highway Bridges and Structures.
- BA 44/96 The Assessment of Concrete Highway Bridges and Structures.
- BD 56/96 The Assessment of Steel Highway Bridges and Structures.
- BD 61/96 The Assessment of Composite Highway Bridges and Structures.
- BA 38/93 Assessment of the Fatigue Life of Corroded or Damaged Reinforcing Bars.
- BA 39/93 Assessment of Reinforced Concrete Half-joints.
- BD 48/93 The Assessment and Strengthening of Highway Bridge Supports.
- BA 51/95 The Assessment of Concrete Structures Affected by Steel Corrosion.
- BA 52/94 The Assessment of Concrete Structures Affected by Alkali Silica Reaction.
- BA 54/94 Load Testing for Bridge Assessment.
- BA 55/94 The Assessment of Bridge Substructures and Foundations. Retaining Walls and Buried Structures.

A. Znidaric, F. Moses "Structural Safety of Existing Road Bridges". Proceedings of ICOSAR'97 The 7th International Conference on Structural Safety and Reliability, Kyoto 1997.

CEB Bulletin 192 "Diagnosis and Assessment of Concrete Structures" CEB, Lausanne 1989

CEB Bulletin 243 "Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures" CEB, Lausanne 1989

Joint Committee on Structural Safety (JCSS) "Probabilistic Model Code", <http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html>, 2006

Melchers, R.E. "Structural Reliability: Analysis and Prediction" Ellis Horwood Limited, Chichester 1987

Ortega Basagoiti, L. "Analizar lo máximo para intervenir lo mínimo. El Acueducto de Segovia" en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón, GEHO, Madrid 1996

Schneider, J. "Introduction to Safety and Reliability of Structures" IABSE, Zurich 1997

Thoft-Christensen, P. y Baker, M. "Structural Reliability and its Applications" Springer-Verlag, Berlin 1982

ACCIONES PARA PROTEGER EDIFICIOS CERCANOS A EXCAVACIONES

Carlos Oteo Mazo
Universidade da Coruña

1 TRATAMIENTOS EN EXCAVACIONES URBANAS.

La apertura de excavaciones urbanas introduce una alteración del estado de tensiones del terreno que dan lugar a movimientos horizontales y verticales en las proximidades de las excavaciones. Estos movimientos pueden inducir, en las estructuras y servicios próximos, movimientos absolutos y diferenciales incompatibles con su servicio.

Estos movimientos diferenciales, $\Delta W1$, se suman, por un lado, a los que ya han experimentado esas estructuras durante la vida útil, $\Delta W2$, y por otro, a los que el entorno urbano puede inducir (arrastres del terreno por fugas de agua, disoluciones en el medio yesífero, etc). Si nos e consideran estos últimos, sería necesario comparar los efectos de los incrementos de movimientos diferenciales entre cada dos puntos de la estructura (o sea la suma de $\Delta W1$ y $\Delta W2$) con los que se consideran límites o admisibles por la práctica habitual.

En el caso de estructuras porticadas de hormigón armado se suele tomar como límite de lo admisible una distorsión angular (Δ/L , siendo Δ el movimiento diferencial entre dos pilares próximos y L la distancia que los separa) del orden de $1/500$.

O sea:

$$\Delta/L = (\Delta W1 + \Delta W2)/L < 1/500$$

Lo que ocurre es que, en general, se desconoce el valor de $\Delta W2$, mientras que el $\Delta W1$ puede estimarse con diversos métodos (según se trata de excavaciones al abrigo de pantallas continuas o de túneles), en que se suele introducir la interacción suelo-estructura. Por ello suele cambiarse el criterio anterior por el siguiente:

$$\Delta W1/L < 1/(500.F)$$

siendo F un coeficiente de seguridad que varía según el estado de la estructura, su importancia, etc. En alguna bibliografía inglesa se hace variar F entre 1 y 2. Pero, según nuestra experiencia y la de otros técnicos españoles, puede tomarse:

$F = 1,5$ estructuras recientes y en buen estado.

$F = 2,0$ estructuras no muy antiguas y con alguna fisura.

$F = 3,0$ estructuras antiguas y en buen estado.

$F = 4,0$ estructuras antiguas y en mal estado.

Con este criterio (que necesita evaluación de movimientos y estudio de las estructuras) puede establecerse el grado de peligrosidad que puede suponer una excavación urbana para una estructura próxima.

El problema es doble, por lo tanto: a) Determinar ΔW , (que depende del terreno, de la excavación, del proceso constructivo, etc). b) Estudiar el estado de los edificios. Todo ello ha de tenerse en cuenta tanto durante el diseño como durante la ejecución de la obra y de las posibles protecciones que deben hacerse si los límites de peligrosidad son inadmisibles.

En el diseño de excavaciones urbanas, desde el punto de vista geotécnico cabe considerar varios tipos de problemas.

En primer lugar consideramos los presentes a la hora del diseño:

- A.1) Problemas de reconocimiento geotécnico, centrados en reconocer la naturaleza de los diferentes estratos presentes, distinguir (en el entorno del túnel, sobre todo) las capas más blandas y/o menos coherentes (presencia de arenas con agua), espesores de rellenos antrópicos, etc. La utilización de testificaciones geofísicas puede permitir distinguir horizontes de mayor contenido arenoso.
- A.2) Definición clara del nivel o niveles piezométricos, así como el orden de magnitud de los caudales de agua que pueden aportar las diferentes capas. Así, por ejemplo, en Madrid es necesario distinguir entre un nivel de agua que dé presión hidrostática a medio y largo plazo (es imprescindible tenerlo en cuenta para el diseño de estaciones al abrigo de pantallas continuas) y entre el problema de una capa de arena que aporte un caudal importante de agua en la bóveda de un túnel o estación construida subterráneamente por métodos tradicionales (las presiones pueden no constituir problema a medio o largo plazo y, sin embargo, crear importantes problemas de estabilidad a corto plazo).
- A.3) Problemas de afección en edificios próximos, para lo que hay que definir las características de cimentación de los edificios e instalaciones cercanas a la excavación a diseñar; si es un túnel esta zona es una franja -a cada lado del eje del túnel- de una anchura al menos 2,5 veces la profundidad de la solera del túnel. Debe de hacerse una cartografía de dichas instalaciones que incluya: Tipo de cimentación, número de sótanos, tipo de estructura, posición de juntas paralelas al túnel, estado general de la estructura y de servicios próximos, fotografías de anomalías, etc. Este levantamiento deben realizarlo técnicos con experiencia en problemas de interacción suelo-estructura.
- A.4) Dificultades para simular el comportamiento del túnel y su interacción con el terreno próximo, especialmente en lo que se refiere a la estimación de la subsidencia (asientos y movimientos horizontales) que la excavación del túnel origina en el terreno próximo. Actualmente existen Códigos numéricos (de elementos y diferencias finitas, como PLAXIS, ANSYS, FLAC-3D, etc) para reproducir estos análisis en 2 y 3 dimensiones.

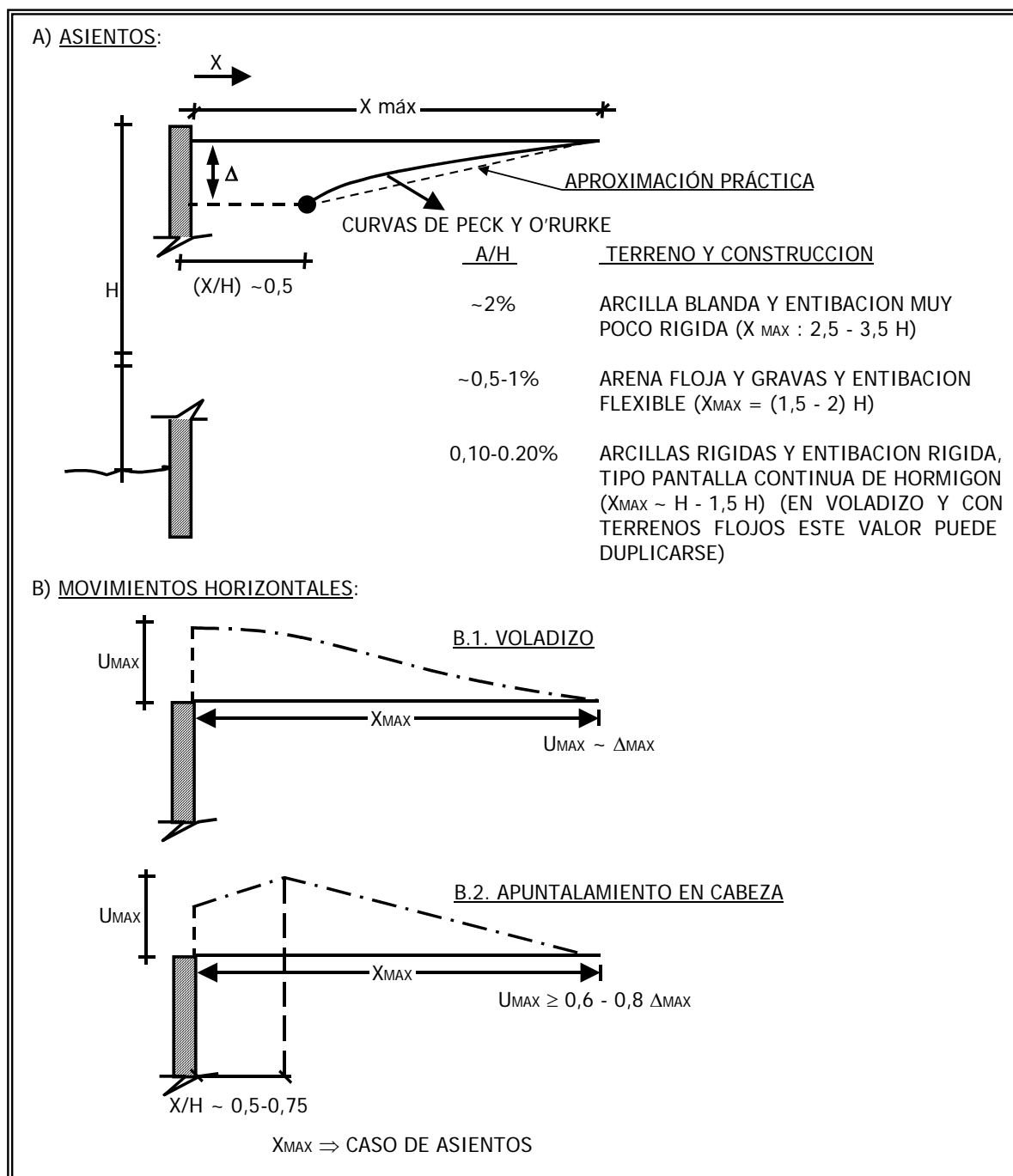


Fig. 1. Espectro de movimientos originados por la excavación de pantallas a tener en cuenta en superficie (orden de magnitud).

- A.5) Dificultades análogas a las del punto anterior, para la estimación de movimientos del terreno en el trasdós de pantallas. También a través de diversos análisis teóricos y medidas de campo hemos podido recomendar leyes de movimientos para estimar estos desplazamientos (Fig. 1) empíricas.
- A.6) El eterno dilema de la selección de parámetros geotécnicos -y de modelos, claro está- representativos.

- A.7) Una vez diseñados los elementos que constituirán la obra subterránea y los desplazamientos que pueden inducir, se ha de proceder a realizar su posible incidencia sobre edificios e instalaciones próximas, para lo que han de usarse los datos geotécnicos y el conocimiento del estado de edificios deducido de la cartografía y revisión de los mismos. Si los movimientos diferenciales y absolutos superan los límites de peligrosidad, será necesario diseñar las intervenciones geotécnicas adecuadas (debe cambiar el trazado del túnel hasta recalzar el edificio, pasando por tratamientos del terreno que consigan disminuir los movimientos previstos).

En la Fig. 2 se muestra un resumen de algunas medidas características del volumen de asientos medidos en superficie, V_s , (expresado en % respecto a la sección del túnel excavado), referido al espesor de recubrimiento de sedimentos pliocénicos (el terreno firme de Madrid), para diversos espesores relativos de rellenos antrópicos (OTEO y otros, 1999). Puede apreciarse en dicha figura como con recubrimientos de terreno firme de más de un diámetro en la clave, el volumen de asientos es inferior al 1% y llega a bajar al 0,25%, mientras que con recubrimientos nulos o con rellenos ocupando parte de la sección excavada hemos llegado a medir volúmenes de asiento del 8-10%, lo que viene a corresponder más a fenómenos de inestabilidad que a deformaciones generales. De hecho en esas ocasiones se han producido algunas “chimeneas” que llegaban a superficie. Sin embargo el control de asientos y el seguimiento del proceso permitía, previamente, tomar decisiones adecuadas: a) Tratar el terreno. b) Establecer pantallas de defensas para evitar que los edificios próximos fueran afectados. c) Aislar una zona de superficie para que no circularan personas y vehículos desde antes de que se acercara el frente de excavación, etc.

Cuando las deformaciones inducidas por la excavación se consideran peligrosas, es necesario planificar las actuaciones geotécnicas necesarias para garantizar la estabilidad de las estructuras y evitar daños sobre personas y haciendas.

A tal efecto la metodología de actuación utilizada en la última Ampliación del Metro de Madrid ha sido:

- Previsión de movimientos con métodos simplificados.
- Cartografía del estado de edificio, estableciendo niveles de peligrosidad según su estado, antigüedad, etc.
- Clasificación de nivel de riesgo sobre edificios próximos en base a las dos actuaciones anteriores (con revisión de cálculos de movimientos en los edificios de mayor riesgo).
- Análisis del problema y toma de decisión que se consideraba más adecuada que iba desde hacer tratamientos previos del terreno hasta la expropiación de alguna vivienda en mal estado (o declaración de ruina de edificios ya peligrosos y desalojados), pasando por la solución de considerar que el riesgo era muy pequeño y que bastaba tan sólo con controlar los movimientos.
- A continuación se instrumentaba el edificio y el terreno con las referencias adecuadas y se procedía a controlar lo que iba pasando en el terreno al acercarse el túnel y al pasar cerca del edificio en cuestión para comprobar (antes de llegar al mismo) si las hipótesis de cálculo eran correctas o demasiado conservadoras.
- En caso de surgir algún daño inesperado (pequeñas fisuras, por ejemplo), se reparaba, a continuación, el edificio o la acera.

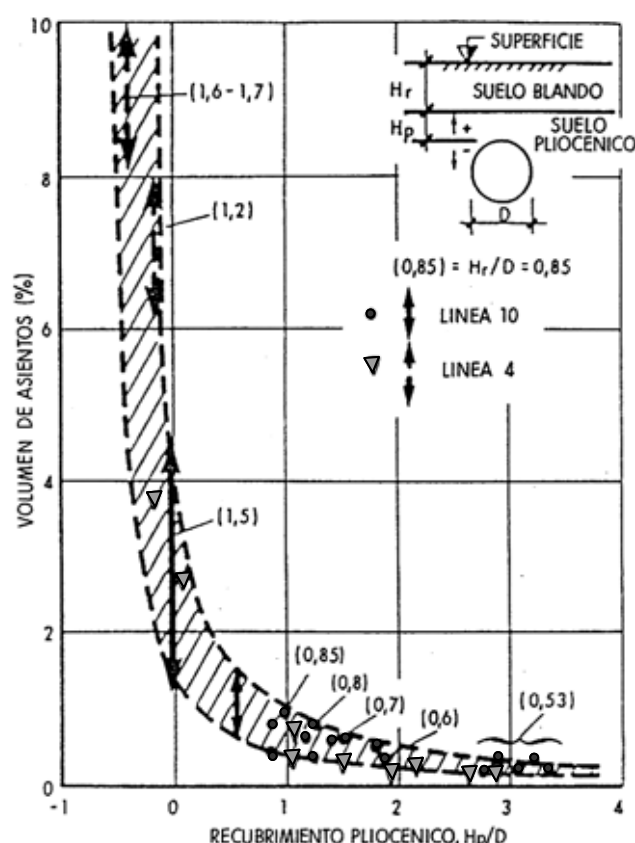


Fig. 2. DIVERSAS MEDIDAS REALIZADAS DURANTE LA AMPLIACIÓN DEL METRO DE MADRID.

2 TRATAMIENTOS POSIBLES DEL TERRENO.

Dentro de los tratamientos preventivos que pueden usarse en ámbito urbano destacan:

Los “paraguas” de micropilotes, armados con tubo metálico y destinado a establecer una “prebóveda” (antes de excavar) en terrenos flojos y evitar problemas de estabilidad o movimientos por encima. En la Fig. 3 puede verse la realización de un “paraguas” de este tipo llevado a cabo en la Línea 1 del Metro de Madrid. En este caso se utilizaron 12 micropilotes de \varnothing 100 mm en tubo de acero de \varnothing_{ext} 89 mm, con inyección de contorno con relación agua/cemento de 0,5 y una longitud de 50 m (el terreno era tan blando sobre la bóveda que el resultado de este tratamiento era adecuado para asegurar la estabilidad pero no para evitar asentamientos importantes). El inconveniente de estos paraguas con métodos tradicionales es que obligan a realzar la sección de túnel (Fig. 3). También hemos usado esta solución (aunque sin realzar, con micros inclinados) en el cruce de la Línea 7.1 bajo el túnel de R.E.N.F.E. Chamartín-Atocha, en el Paseo de la Castellana de Madrid, cruce que, al ser perpendicular, permitía la operación de protección con micropilotes de unos 15-18 m de longitud. Por supuesto, estos micros también han sido utilizados como “prebóvedas” en el arranque de túneles -realizados con métodos convencionales- desde pozos o rampas de acero.

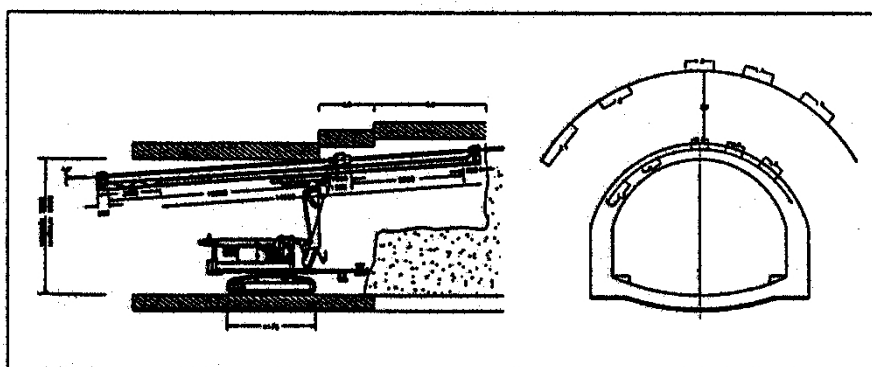


Fig. 3.- "PARAGUAS DE MICROPILOTES."

Inyecciones por tobera y alta presión, comúnmente denominadas jet-grouting, utilizadas de forma diversa: a) Como paraguas o prebóvedas en terrenos blandos en zona de clave. En la Línea 6, cerca de la Puerta de S. Vicente de Madrid, se utilizaron así, excavándose a continuación con el método austriaco (cerchas y gunita), sistema que no dió muy buen resultado en ese caso, pero que en Milán, por ejemplo, ha dado sus frutos, con un empleo masivo. b) Como tratamientos especiales, como es el caso de necesitar cambiar las herramientas de corte en el frente de una tuneladora en una zona con arenas y mucha agua. c) Como pantallas de protección de edificios, para cortar las cubetas de asientos superficiales, tanto verticales como inclinadas, para ajustarse a los servicios existentes. La Fig. 4 muestra un ejemplo de esta solución, en la Avenida de García Lorca de la Villa de Vallecas (Línea 1). En la Fig. 5 se pueden ver los asientos teóricos previstos y los medidos realmente, comprobándose el acierto de las previsiones en las zonas próximas a los túneles, pero como dichos movimientos disminuyen considerablemente, a partir de la zona de la pantalla de jet. En la Fig. 6 puede verse un análisis con el Código PLAXIS de elementos finitos de una barrera de este tipo y en la Fig. 7 los resultados obtenidos. El uso de estas barreras se ha ampliado al de "tiendas de campaña", "haimas", etc (Ver Fig. 8 y 9). En las Figs. 10 y 11 se ven los resultados correspondientes a un estudio especial llevado a cabo en la Tesis Doctoral de la Srta. Silmara de Assis que, dirigida por el autor de estas páginas, fué leída en la Universidad Politécnica de Madrid (2005). En el modelo de elementos finitos fué necesario introducir unas "columnas equivalentes", en deformaciones, a las reales, taradas a partir de los movimientos inducidos en el terreno por su construcción. También, como siempre, hay que considerar (en análisis bidimensional) una cierta relajación tensional del terreno por la excavación del túnel (30%). Los resultados teóricos y prácticos son muy similares.

- Barreras o pantallas con módulos de pantalla o con pilote aislados, con análogo propósito que las barreras de jet-grouting que acabamos de describir en la entrada y salida de tuneladoras en estaciones. Lo normal es que se utilicen barreras discontinuas de pilotes. Dada su mayor rigidez las barreras con pilotes pueden ser más efectivas que las de jet-grouting, según la separación de cada elemento. Sin embargo, generalmente deben de ser verticales, lo que crea un problema de mayor ocupación en superficie y de posible incidencia con servicios (tuberías de gas, conducciones de teléfonos, etc), lo que da una ventaja a las "pantallas" de jet, al poder ser inclinadas y situarse en posiciones diversas.

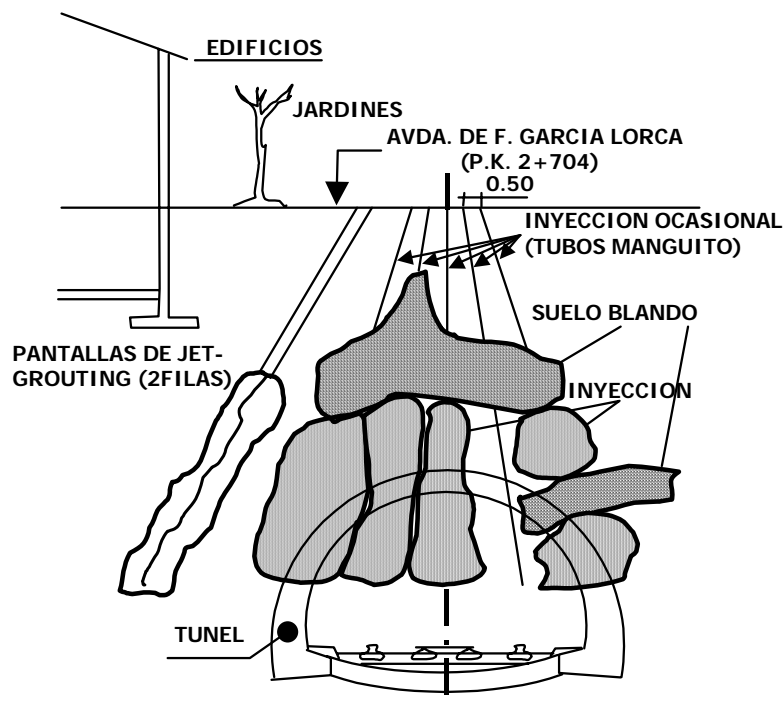


Fig. 4.- TRATAMIENTO CON JET-GROUTING EN LA LÍNEA 1 (MELIS ET AL, 1999).

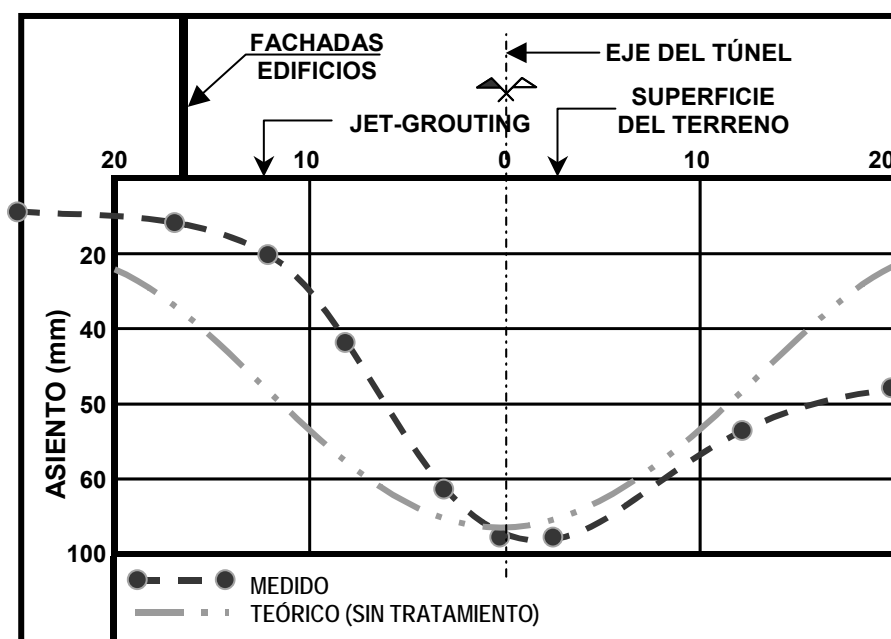


Fig. 5.- ASIENTOS MEDIDOS EN ZONA CON TRATAMIENTO DE JET-GROUTING, LÍNEA 1 (MELIS ET AL, 1999)

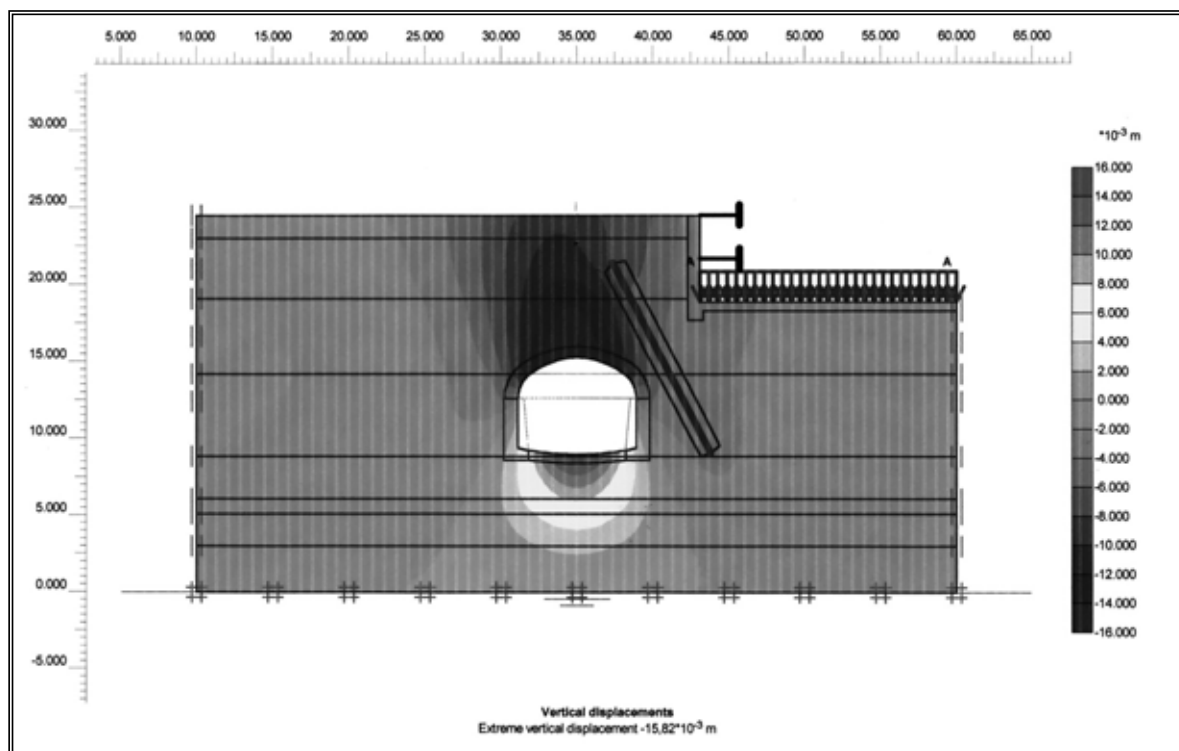


Fig. 6.- PASEO DE LA HABANA, ASIENTOS CON BARRERA DE JET-GROUTING.

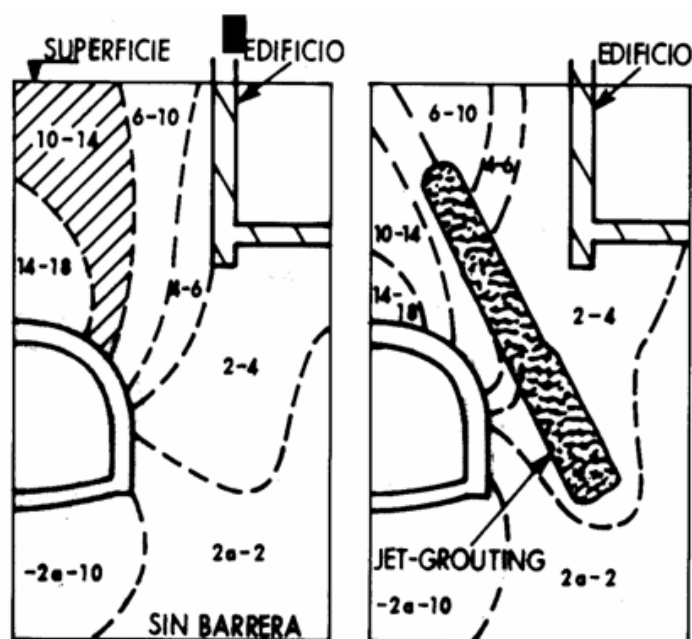


Fig. 7.- INFLUENCIA DE UNA BARRERA DE PROTECCIÓN EJECUTADA CON JET-GROUTING (OTEO, 2001).

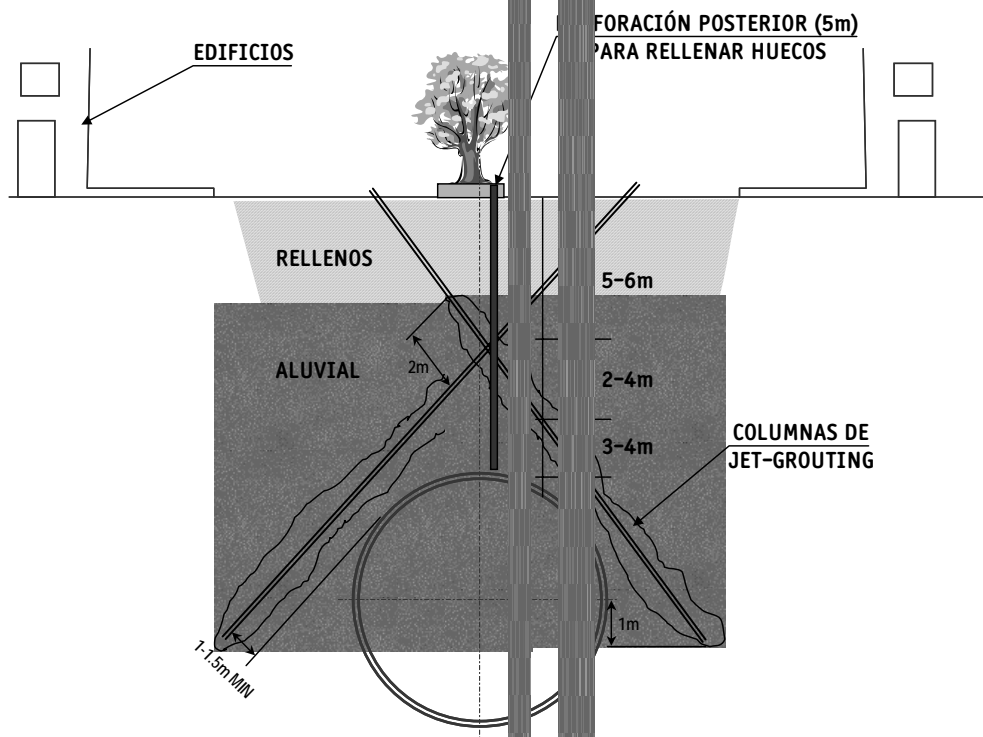


Fig. 8.- SOLUCIÓN EN “TIENDA DE CAMPAÑA” EN AVENIDAS Y BAJO AUTOVÍAS.

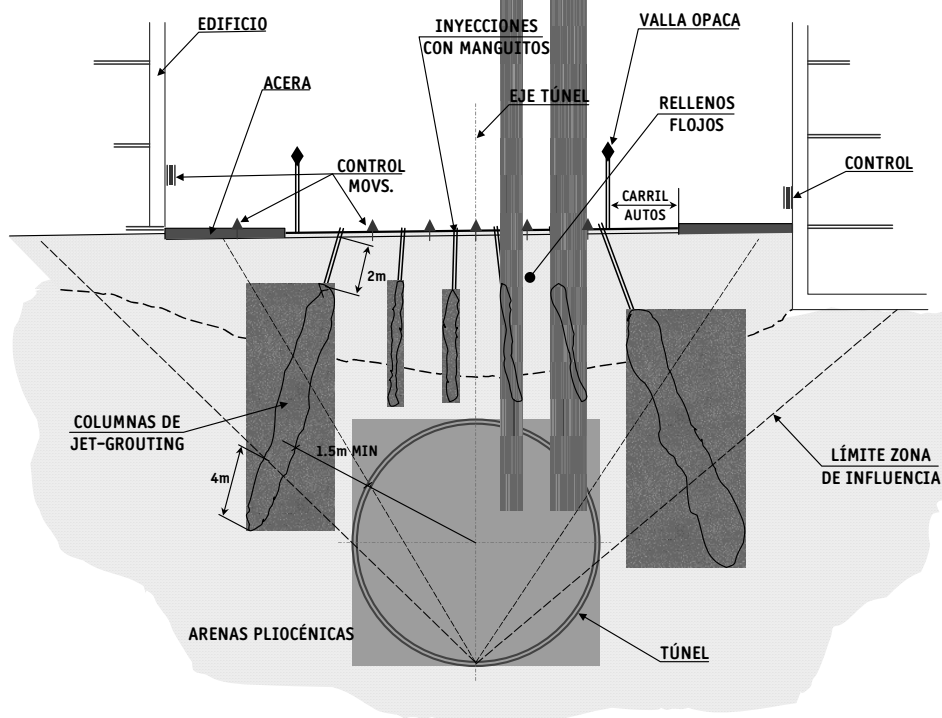


Fig. 9.- SOLUCIÓN DE PROTECCIÓN DE EDIFICIOS Y DE ESTABILIDAD DEL TERRENO.

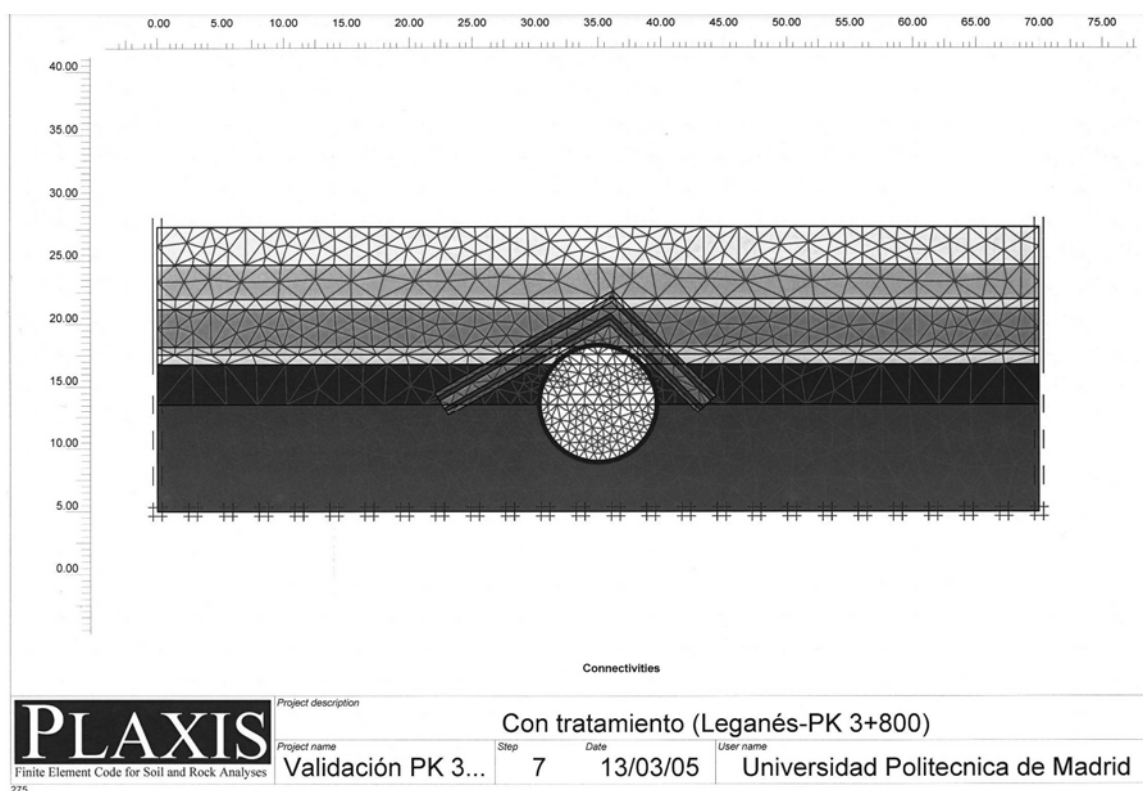


Fig. 10.- CASO DE METROSUR (LEGANÉS).

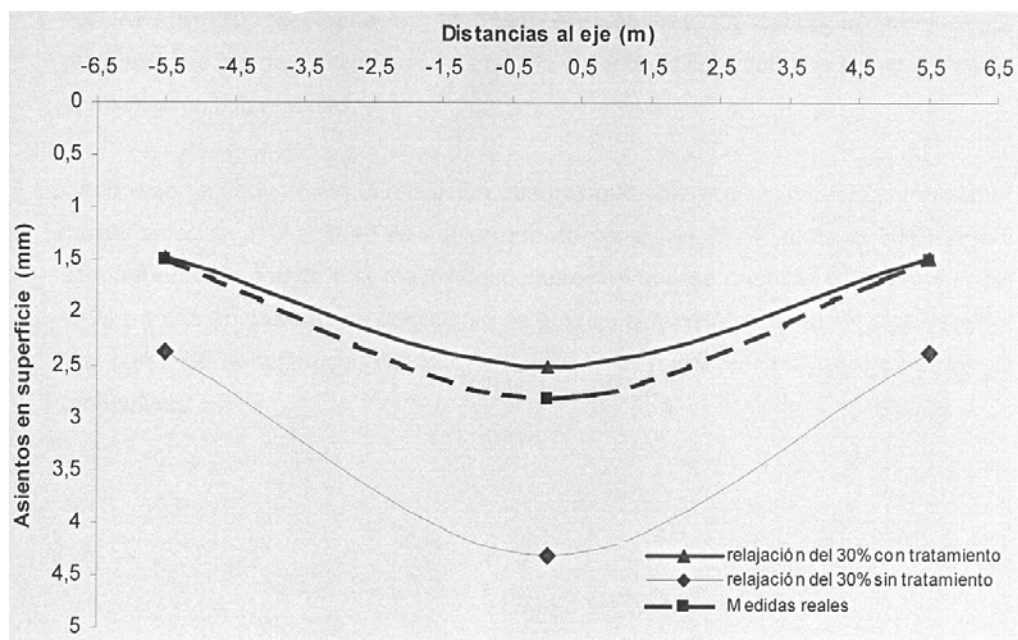


Fig. 11.- CUBETA DE SUBSIDENCIAS REALES COMPARADAS CON LAS ESTIMADAS POR EL MODELO (P.K. 4+110).

- Congelación del terreno. Se trata de una medida provisional para dar una cohesión importante en el terreno (clave de túneles, presolera de estaciones, etc.), mientras se efectúa la excavación subterránea. Tiene, a nuestro juicio, varios inconvenientes: a) En el caso de gravas, con cierta velocidad del agua subálvea la congelación es difícil y necesita inyecciones complementarias (Metro de Valencia y Metro de Sevilla). b) La congelación en “terrenos calientes”, como las arcillas y margas, presenta muchas dificultades y, a veces, sólo se consigue destrozar la marga. c) La descongelación produce asientos apreciables, como hemos comprobado en los Metros de Sevilla y Toulouse.
- Inyecciones convencionales de lechada de cemento, con la técnica de manguitos, habitualmente utilizadas para mejorar las propiedades de terrenos de escasa competencia. Se han utilizado formando barreras similares a las de jet-grouting, con tubos metálicos que las convierten en inyecciones armadas o micropilotes.
- Inyecciones de compensación, cuyo fundamento estriba en introducir un cierto volumen de lechada o mortero (bentonita-cemento y algo de arena) que comprima el terreno en el área afectada por lo movimientos del túnel, a fin de que cause un cierto levantamiento de la superficie del terreno, el cuál compense el asiento inducido por la excavación. El volumen total inyectado V_i , ha de ser varias veces mayor que el volumen de asientos a compensar, V_s . A esta relación $\xi = V_i / V_s$ la hemos denominado coeficiente de eficacia de la inyección y varía, normalmente, entre 4 y 6, aunque puede llegar a 8-10. Las inyecciones suelen hacerse con taladros horizontales, desde pozos verticales próximos (Fig. 12), pero también pueden hacerse taladros inclinados desde superficie o desde alguna galería próxima (como en el caso de la Estación de Guzmán el Bueno, de la Línea 7). En los taladros se instalan tuberías con tubos-manguitos (cada 0,5 m, por ejemplo) para poder reinyectar las veces que se considere necesario. Normalmente la máxima longitud de taladro suele ser de unos 50-55 m. En una primera fase (acondicionamiento o preparación) se realiza la inyección en varias veces, controlando que los levantamientos de los edificios sean inferiores a 2-3 mm, a fin de que los siguientes volúmenes inyectados cuando pase el túnel tenga mayor eficacia. Generalmente, en esta fase inicial, se inyecta 5-8 l/m² cada vez, mientras que en la propia compensación suele utilizarse 8-12 l/m², dada la necesidad de ajustarse a la velocidad de avance del túnel. Los valores del coeficiente de eficacia es del orden de 15 a 25 en la primera fase y de 3 a 8 en la segunda (Fig. 13).

En la Ampliación del Metro de Madrid 1995-2003 las dos técnicas más utilizadas para evitar o limitar daños en edificios próximos han sido las barreras de jet-grouting (Línea 1, Línea 4, Línea 9, etc) y las inyecciones de compensación (Línea 7, Línea 1, Líneas 8 y 10 y varios tramos de Metrosur). En el caso de barreras de jet se ha utilizado siempre jet-1 y los taladros en dos filas, separadas 70 cm. La separación entre columnas de una misma fila ha dependido de la naturaleza del terreno. En la Fig. 14 aparece nuestra posible recomendación sobre dicha separación, en función del módulo medio de deformación del terreno existente desde la superficie hasta el centro del túnel, variando desde unos 70 cm hasta del orden de 1,60 m. En la Fig. 15 se expone un ejemplo de tratamiento utilizado en la Línea 4, para defender algunos edificios del Liceo Francés. La previsión de asientos indicaba valores máximos del orden de, al menos, 20 cm sobre la clave del túnel y de unos 8 cm en el edificio próximo. Con la barrera construida, al excavar el túnel con una tuneladora N.F.M. de Ø 9,40 m, los asientos sobre su clave variaron entre 17 y 30 cm, pero en el edificio fueron de algún milímetro.

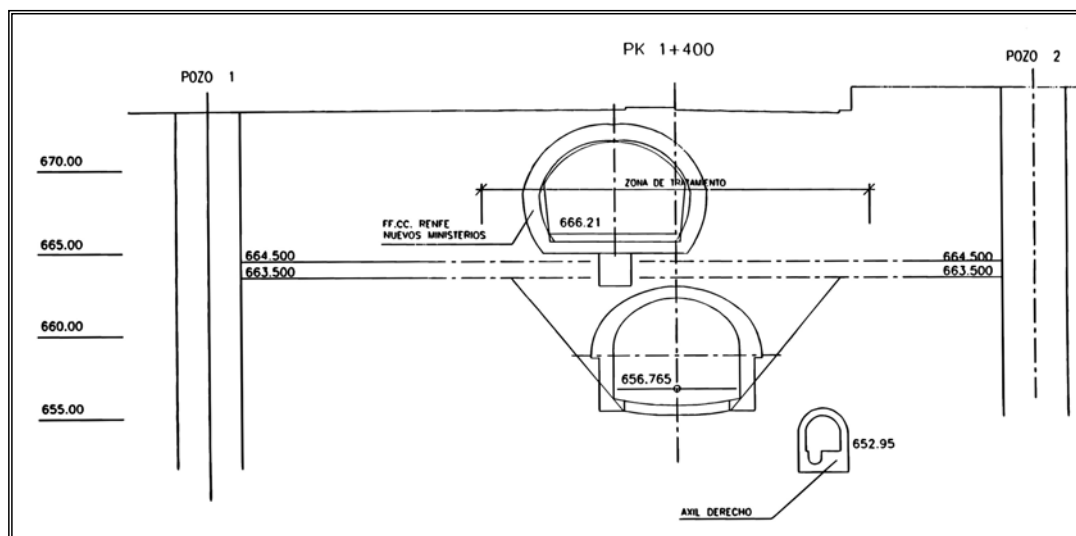


Fig. 12.- SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CRUCE DE LOS DOS TÚNELES, MOSTRANDO SITUACIÓN DE POZOS Y TALADROS HORIZONTALES PARA LA COMPENSACIÓN.

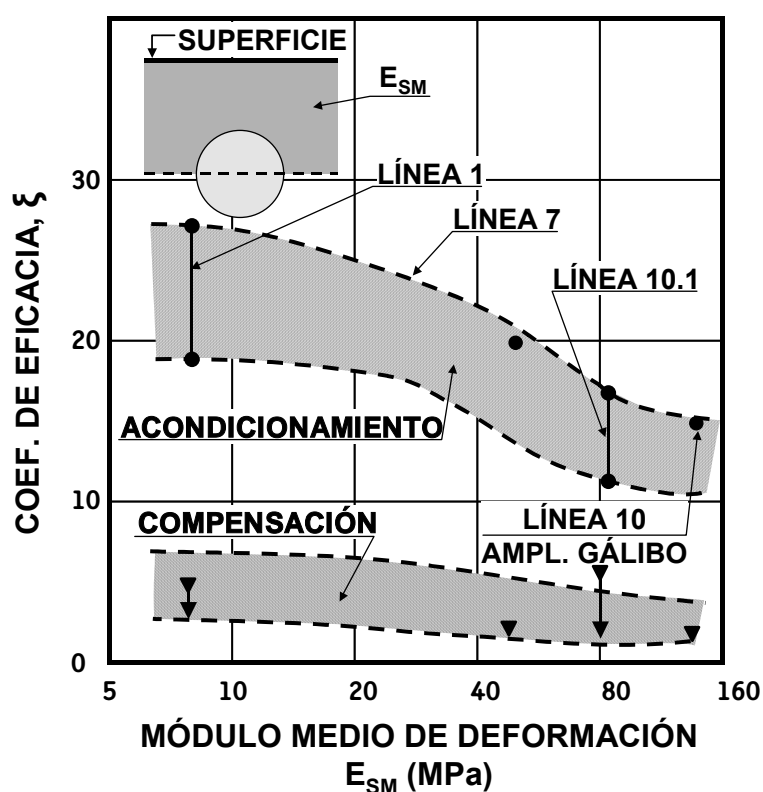


Fig. 13.- COEFICIENTE DE EFICACIA EN INYECCIONES DE COMPENSACIÓN EN FUNCIÓN DE LA DEFORMABILIDAD DEL TERRENO (OTEO, 1990).

3. CASO PARTICULAR DE LAS INYECCIONES DE COMPENSACIÓN.

Las inyecciones de compensación se han utilizado: a) En la Línea 7 b) En la unión de las Líneas 8-10, en el Paseo de la Castellana, en su cruce bajo el túnel de RENFE Chamartín-Atocha (Fig. 12), con taladros horizontales de hasta 50 ml, insertados en un espacio vertical de unos 2 m de espesor y manteniendo el servicio del túnel de RENFE (el de mayor tráfico de España). c) En la Línea 4 bajo un edificio muy alto. d) En la Línea 1, en la Villa de Vallecas, en que la previsión de asientos era de unos 7-8 cm en clave ($V_s \approx 2\%$) y en que había que pasar bajo muchos edificios en estado de conservación dudoso, dado que se comprobó la realidad de la previsión, se procedió a un tratamiento masivo de compensación (Fig. 16), ya que por encima de la clave del túnel había terrenos flojos (aluviales y “peñuelas” redepositadas y utilizadas como relleno de antiguas vaguadas, explotaciones de yeso, etc). La Fig. 17 muestra la evolución de asientos obtenidos y los volúmenes de inyección en un caso concreto. En este ejemplo de Vallecas los volúmenes inyectados para el acondicionamiento fueron del orden de 40-80 l/m² y el volumen de compensación de 150 a 210 l/m² (en un caso excepcional llegó a ser de 415 l/m²). La compensación se hizo desde pozos, pero, en algún caso especial se hizo desde el propio frente de excavación (realizado con el método tradicional de Madrid) y desde la calle. También se han utilizado en la Línea 2 (La Elipa) y sobre los túneles del By –Pass de la M-30, en la zona del antiguo Matadero Municipal.

Como ya se ha dicho, el proceso de ejecución de las inyecciones de compensación en el caso más general puede considerarse integrado por dos etapas consecutivas, una de Acondicionamiento y otra de Compensación. Dentro de cada una de estas etapas algunos autores distinguen ciertas técnicas bajo diferentes denominaciones. Normalmente un tratamiento de compensación consta de las dos etapas mencionadas, aunque puede ocurrir que tras efectuar la etapa de Acondicionamiento no se produzcan los asientos esperados y no se justifique la etapa de compensación. Seguidamente se comentan estas etapas incluyendo las distintas denominaciones se pueden recibir:

- **Acondicionamiento, Pretratamiento, Prelevantamiento o Inyección de Precarga:**
El objeto de esta etapa del tratamiento es múltiple: por un lado trata de preparar el material situado sobre la capa de inyección mediante su puesta en carga, para conseguir en fases posteriores una transmisión de los movimientos a la superficie inmediata a la inyección de un determinado volumen de mezcla. Esto se logra por varios mecanismos como son: la restitución de las tensiones que se relajan debido a la perforación e instalación de los tubo-manguitos, el relleno de los posibles huecos existentes en el terreno, la compactación del terreno situado sobre la capa de inyección reduciendo así su compresibilidad y mejorando la transmisión de desplazamientos, etc. Por otro lado durante esta etapa del tratamiento se pretende obtener un ensayo previo de levantamiento controlado del terreno, para conocer cómo se comporta y se transmite el desplazamiento impuesto por la inyección. Este hecho permite además la comprobación del buen funcionamiento de los sistemas de inyección y control de movimientos, así como el establecimiento de criterios para alcanzar un levantamiento lo más uniforme posible en la superficie y garantizar un tratamiento seguro en la proximidad de las estructuras. El levantamiento comenzará cuando el volumen introducido provoque que las tensiones horizontales en el terreno sean aproximadamente iguales a las verticales, lo que se denomina “punto de efectividad” (Schweiger, 1998). Esta fase se realiza antes de la llegada del frente de excavación a su vertical. El levantamiento alcanzado en la superficie no debe dañar las edificaciones existentes, por lo que se suele limitar a un valor máximo situado entre 3 y 5 mm. Algunos autores distinguen dentro de esta primera etapa, otras dos posibles actuaciones en función de la finalidad que con las inyecciones se persiguen. Estas fases son denominadas:

- a) **Preparación del terreno, Inyecciones previas:** En ocasiones es necesario un tratamiento previo del área definida de compensación mediante inyecciones de impermeabilización y/o consolidación. Se realiza antes de la llegada del frente de excavación a la vertical del área de tratamiento. Esta fase tiene como objetivo reducir el índice de huecos y preparar el terreno situado entorno a la inyección, para servir mejor a la transmisión del desplazamiento impuesto al que le someterá el tratamiento en fases posteriores.
 - b) **Sobreelevación uniforme:** Consiste en una sobreelevación uniforme del área de compensación previa a un asiento brusco excesivo. Para esta sobreelevación, que debe superar los 10-15 mm, se tendrá en cuenta la experiencia adquirida en la fase de acondicionamiento y en otros posibles ensayos previos de levantamiento, de manera que se limite al máximo la distorsión angular inducida en las estructuras superficiales. Sólo se realizará esta etapa cuando se prevea un brusco aumento del volumen de la cubeta de asientos, de forma que sea posible responder mediante la compensación concurrente y evitar una oscilación de asientos inadmisibles en las estructuras.
- **Compensación:** La etapa de compensación de movimientos se refiere a las inyecciones efectuadas directamente durante el proceso de descenso de la superficie, para mantener la deformada de la misma dentro de los límites establecidos como admisibles para la estructura afectada. En ocasiones se diferencia entre las inyecciones dirigidas a contrarrestar los asientos provocados por el paso del frente del túnel, de las que tratan de compensar el asiento diferido. Aunque realmente ambas inyecciones constituyan, desde el punto de vista técnico, una misma etapa del tratamiento se comenta la distinción que de ellas hacen algunos autores:
- a) **Compensación concurrente o Compensación durante la excavación:** Esta denominación se utiliza para referirse a las inyecciones que pretenden reducir los asientos conforme los induce el avance del frente de excavación. Esto se consigue aportando al terreno el volumen de material necesario para compensar la pérdida generada en la contracción de la sección del túnel, y mantener cualquier punto de la cubeta de asientos superficiales dentro de los umbrales admisibles. La ejecución de estas labores con el mínimo desfase temporal garantiza la permanencia de las estructuras sin deformación. Resulta importante procurar reducir las inyecciones en las cercanías del frente de excavación a fin de no provocar inestabilidades en el mismo y no dañar el escudo de excavación en el caso de ser éste el procedimiento constructivo utilizado. Para ello se diseña la secuencia de inyección de manera que se inyecte siempre por delante o por detrás del avance de la excavación, evitando además perjudicar con la inyección dicho avance.
 - b) **Compensación observacional o Compensación después de la excavación:** Bajo este nombre se califican las inyecciones que tienen por objeto mantener la uniformidad y el nivel de asientos logrados más allá del paso del frente de excavación bajo la zona tratada. Para ello se debe prolongar la observación de los registros de asientos y detectar cuándo los asientos diferidos superan los umbrales admisibles establecidos. En este momento se procede a la inyección de nuevos volúmenes para recuperar un estado de deformaciones admisible. Las inyecciones realizadas en esta fase resultan ser las más eficaces desde el punto de vista de los levantamientos que genera en la superficie, dado que se realiza sobre un terreno muy mejorado y con los anillos de revestimiento dispuestos lo que además de reducir el riesgo de inestabilidad, reduce las pérdidas por decompresión entre la inyección y la clave del túnel.

En cuanto al uso de cada solución de las aquí expuestas, ello depende de varios factores: a) De la situación relativa de las cimentaciones respecto del túnel. b) De los medios y plazos disponibles, posibilidad de ejecutar pozos próximos (gas, luz, etc). d) Tipo de terreno existente. e) Experiencia en el uso de las técnicas, etc.

En la Fig. 18 se da un criterio personal para la utilización de los diversos sistemas que hemos comentado con el objeto de defender edificios próximos.

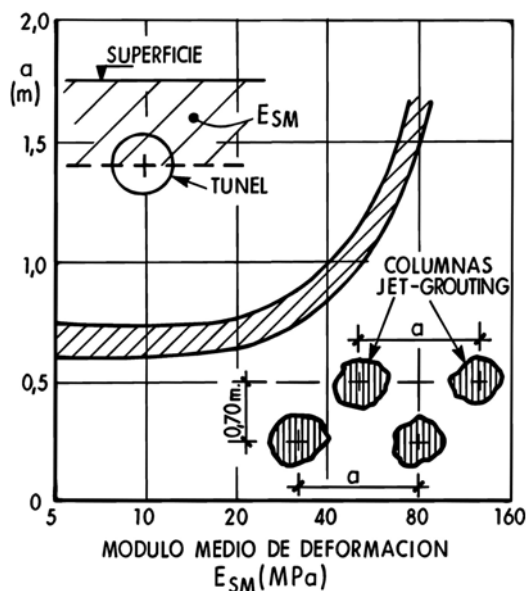


Fig. 14.- SEPARACIÓN ENTRE COLUMNAS DE BARRERAS DE PROTECCIÓN.

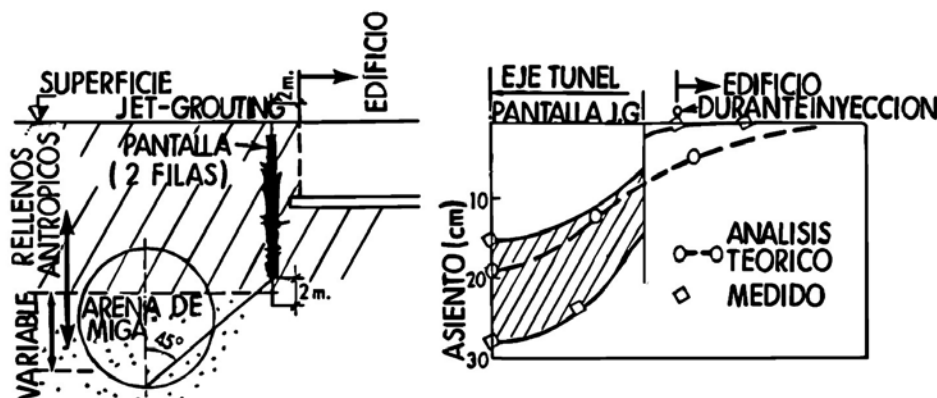


Fig. 15.- LICEO FRANCÉS. LÍNEA 4 – SOLUCIÓN Y ASIENTOS MEDIDOS (MELIS ET AL, 1999).

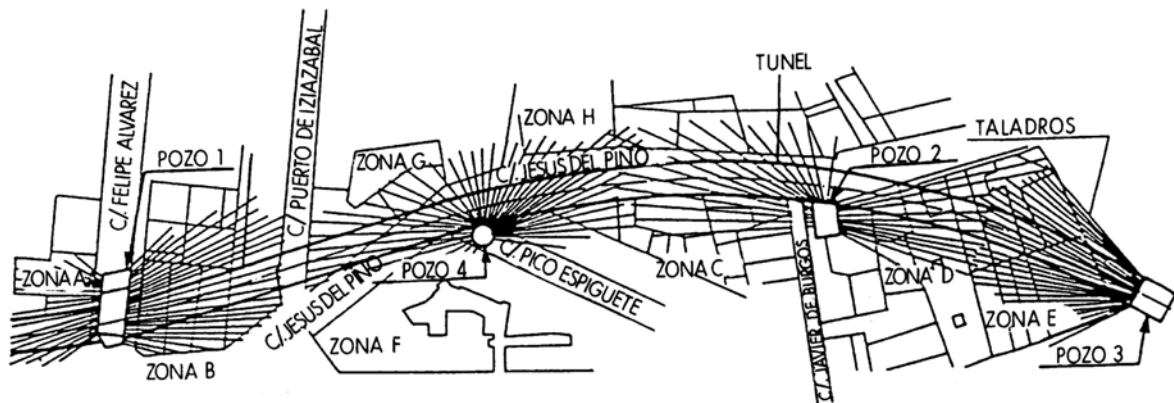


Fig. 16.- INYECCIONES DE COMPENSACIÓN EN LA LÍNEA 1.

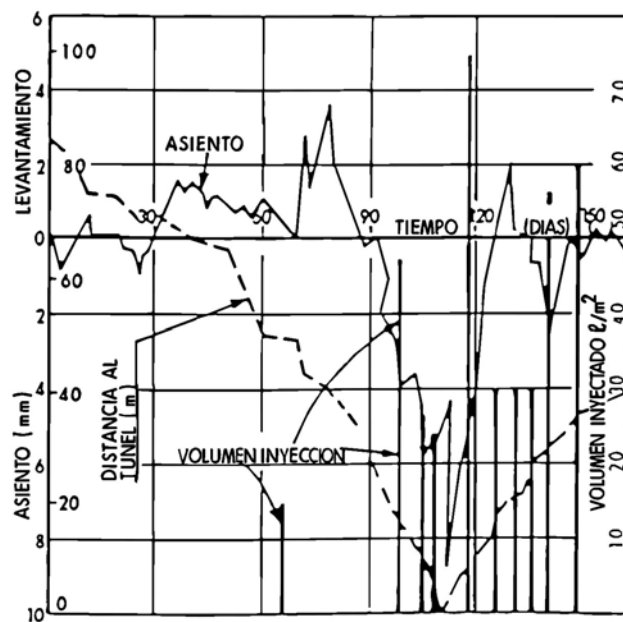


Fig. 17.- ASIENTOS MEDIDOS DURANTE LA COMPENSACIÓN.

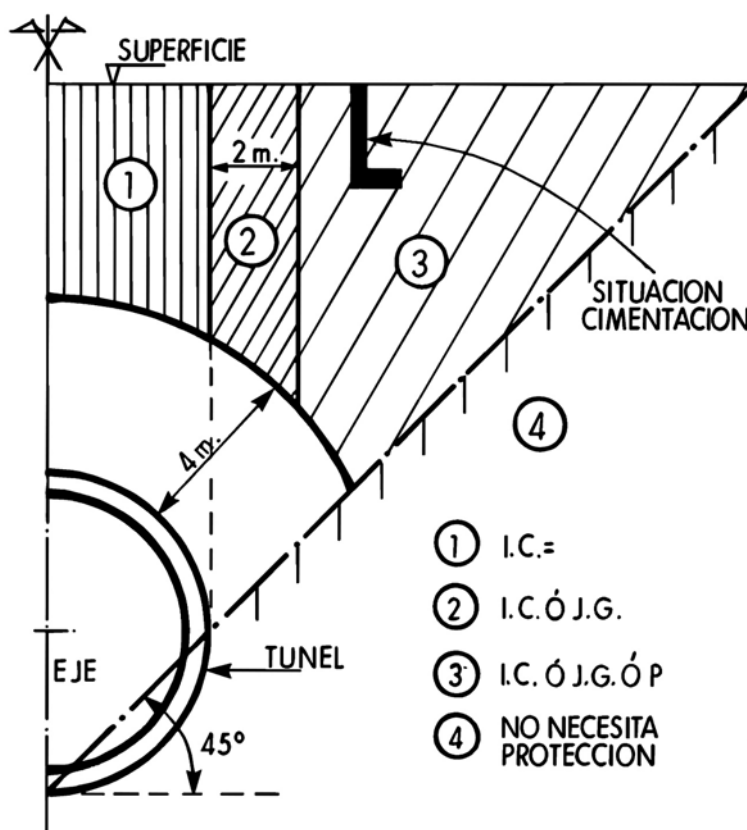


Fig. 18.- POSIBLES SOLUCIONES PARA BARRERAS DE PROTECCIÓN EN FUNCIÓN DE LA SITUACIÓN DE CIMENTACIONES (I.C.=INYECCIÓN COMPENSACIÓN; J.G.=JET-GROUTING; P=PILOTES).

REFERENCIAS

- BIELSA, A. (1999) “Manual de Técnicas de Mejora del Terreno”. Ed. C. López Jimeno. Madrid.
- OTEO C.; ARNAIZ, M.; TRABADA, J. y MELIS, M. (1999) “The Madrid Model: A semi-empirical method for subsidence estimating”. Proc. World Tunnel Congress 99. Oslo, Vol. 1, pp. 163-70.
- OTEO, C. (2000) “Actuaciones en el terreno en ámbito urbano”. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte”. Ponencia General. Barcelona. Pp. 673-86.

ACTUACIONES EN EL APARCAMIENTO DE LA TERMINAL 4 DEL AEROPUERTO DE MADRID-BARAJAS

Antonio Tabera García
Dirección Técnica - DRAGADOS, S.A.

1 Objetivo

La exposición que se presenta a continuación, dentro del marco general de un seminario sobre “Evaluación, reparación y refuerzo de las estructuras existentes”, se refiere a un caso concreto y reciente, un tanto especial por las circunstancias en las que se ha desarrollado.

Se trata de las actuaciones relacionadas con la evaluación y reparación de una parte de la estructura del aparcamiento de la nueva Terminal T-4 del aeropuerto de Barajas, parcialmente destruido por la explosión de un coche bomba el pasado 30 de Diciembre de 2006.

Se llama la atención sobre el carácter eminentemente práctico de las actuaciones llevadas a cabo para la evaluación y reconstrucción de la estructura, sensiblemente alejadas de las consideraciones teóricas y científicas que se han expuesto a lo largo de este seminario.

2 Resumen de la exposición

Para el desarrollo de la exposición se seguirán las siguientes etapas:

1. Descripción general del edificio, insistiendo en aquellas características y condicionantes estructurales que han resultado más relevantes a la hora de las intervenciones.

2. Exposición del alcance de los daños ocasionados por la explosión, particularmente de aquellos que deben ser objeto de futuros análisis relacionados con el comportamiento estructural de algunos detalles constructivos sometidos a sollicitaciones extraordinarias.
3. Evaluación del estado de la estructura no directamente afectada, para determinar su capacidad y seguridad resistente, para ser conservada e incorporada a la reconstrucción.
4. Exposición de los condicionantes para la reconstrucción (seguridad, afección a las zonas no afectadas, aprovechamiento, impacto ambiental, rapidez de la reconstrucción, ...etc.) y de las diferentes alternativas de actuación analizadas hasta alcanzar la considerada teóricamente óptima y que dio lugar al proyecto de reconstrucción.
5. Concluir con la exposición de la actuación realmente ejecutada con algunas desviaciones con respecto al proyecto como consecuencia de las mejoras aportadas por el aprendizaje alcanzado con el propio desarrollo de los trabajos.

3 Descripción del edificio

El aparcamiento de vehículos se sitúa en paralelo al nuevo edificio Terminal, con unas dimensiones de 675m de largo por 88m de ancho, la superficie construida es de más de 300.000m². Está dividido en seis módulos (del A al F), sensiblemente iguales y que están separados por juntas de dilatación. Consta de cinco plantas (de planta 0 a planta 4) y su cubierta es plana, con acabado ecológico con plantaciones de especies autóctonas.

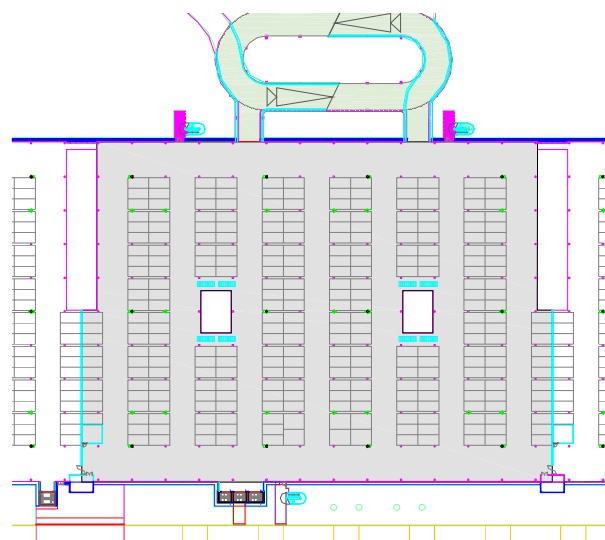


La estructura está resuelta con una losa aligerada mediante casetones recuperables que apoyan sobre una retícula de pilares de 8 x 8 m². Los pilares son circulares de hormigón con un diámetro, en general, de 0.50m. La cimentación es directa mediante zapatas. La planta inferior, planta 0, apoya sobre una potente solera de hormigón armado de espesor 0.20m.

Como complemento a la zona de estacionamiento existen una serie de cuerpos adosados al principal, destinados a las rampas de vehículos, a las baterías de ascensores y a las escaleras de comunicación y evacuación.

En un análisis más pormenorizado de uno de los módulos se pueden observar algunos aspectos estructurales que fueron en su día condicionantes del diseño y que han resultado, también ahora, relevantes a la hora de plantearse las últimas actuaciones.

Fundamentalmente, deben tenerse en cuenta las dimensiones que presenta cada uno de los módulos, con 112m de longitud y 88m de anchura, sin juntas de dilatación. Las acciones termohigrométricas dan lugar a muy elevadas deformaciones impuestas y esfuerzos, principalmente en la primera altura de los pilares. Tales esfuerzos obligaron a una elevada densidad de armaduras, como puede apreciarse en el cuadro de pilares. Durante la construcción se evitó el solape de las armaduras de pilares en el arranque utilizando armaduras únicas para anclaje en la zapata y la primera altura del pilar.



Otra particularidad relevante consiste en la conexión, mediante pasadores deslizantes, de cada módulo con los adyacentes y con el cuerpo de rampas correspondiente. En el primer caso se trata de conexiones para igualar deformaciones ante comportamientos no simétricos de cargas o de deformabilidad. En el caso de la rampa, la estructura de ésta se apoya en el módulo a través de los pasadores.

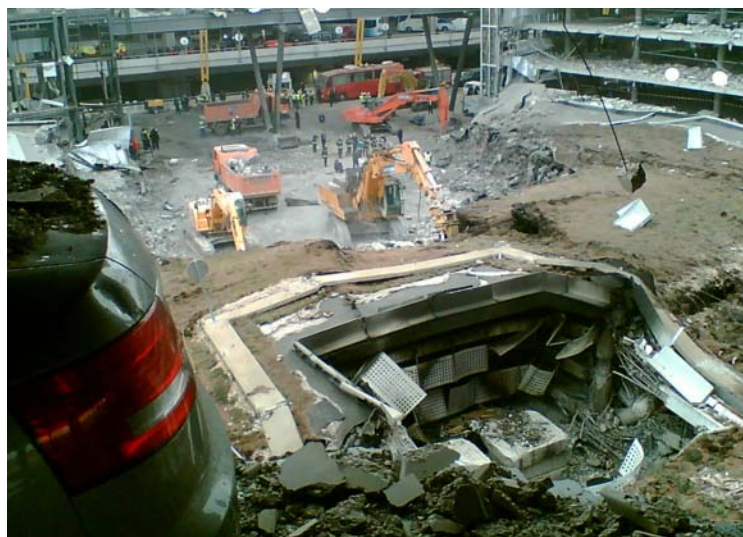
4 Daños producidos por la explosión

Toda intervención de evaluación y reparación de una estructura es consecuencia de una degradación en su comportamiento o funcionalidad o en una demanda de utilización no acorde con su estado anterior. En este caso la degradación se ha producido por una acción voluntaria y violenta que en un instante ha colapsado una parte importante de la construcción.

Como ya se ha indicado, el pasado día 30 de Diciembre tuvo lugar un atentado con un coche bomba situado en el módulo D del aparcamiento. La explosión ocasionó el colapso de una

parte muy importante del módulo afectado y algunos daños menores en la estructura de los módulos adyacentes.

El coche bomba se encontraba estacionado en la planta 2 del estacionamiento, desplazado hacia el edificio Terminal y pegado a uno de los pilares.



Aproximadamente el 50% de la superficie en planta sufrió el hundimiento de los 5 forjados, que quedaron apilados unos sobre otros. Otra superficie menor quedó parcialmente derruida y algo menos del 50% se mantuvo en pie, aunque con unos daños relevantes.

La frontera entre ambas zonas está delimitada por una línea de rotura del forjado. En algunos tramos la rotura ha sido completa provocando su caída, mientras que en otros han quedado colgando de la zona que se ha mantenido en pie como planos inclinados.

Los distintos elementos de la edificación que se encuentran adosados a la zona colapsada han sufrido daños de distinta magnitud, aunque su comportamiento ha sido generalmente menos dramático que el del módulo de aparcamiento.

Los módulos adyacentes han sufrido algunas roturas locales como consecuencia de la caída de las losas del cuerpo D. Estos daños han sido mayores en el módulo C y de escasa entidad en el módulo E. El cuerpo de rampas no ha sufrido prácticamente ningún daño, aunque su concepción apoyada en la estructura del módulo de aparcamiento quedó comprometida por el desplazamiento de éste.

Los cuerpos metálicos de ascensores y escaleras, así como la pasarela de conexión entre módulos se han mantenido en pie y, en el caso de la galería prácticamente sin daños, gracias a que su permeabilidad estructural y a la mínima resistencia de los revestimientos han permitido el paso de la onda expansiva.

Aunque fuera del contenido principal del Seminario, merece la pena detenerse brevemente en algunos detalles estructurales que ponen de manifiesto los distintos fenómenos de colapso

que ha sufrido la estructura ante la excepcional acción dinámica a la que se ha visto sometida.



Se observan roturas por flexión y cortante de las losas nervadas, que en algunas zonas han actuado como charnelas de giro de las placas; en otras zonas la rotura ha sido mayor y se ha producido una separación total de las partes, quedando colgando de algunas barras de la armadura, que se han mantenido ancladas, o desplomándose completamente.

Es interesante analizar el comportamiento a punzonamiento de los ábacos. Se observan algunos casos en los que es apreciable la seta que se ha formado alrededor del pilar. Pero más espectaculares son aun los numerosos casos en que el punzonamiento ha sido total, se ha producido un enhebrado del pilar en el capitel quedando aparentemente intactos tanto el pilar como el ábaco.





5 Evaluación del estado de la estructura

Aunque la superficie de la zona totalmente hundida ha sido muy importante, quedaron amplias zonas en pie con aparente integridad estructural. A partir de esta situación se planteó la necesidad de evaluar el grado de seguridad que podían ofrecer estas zonas de cara a su conservación durante la reconstrucción del aparcamiento. Los forjados, los pilares y la cimentación fueron analizados.

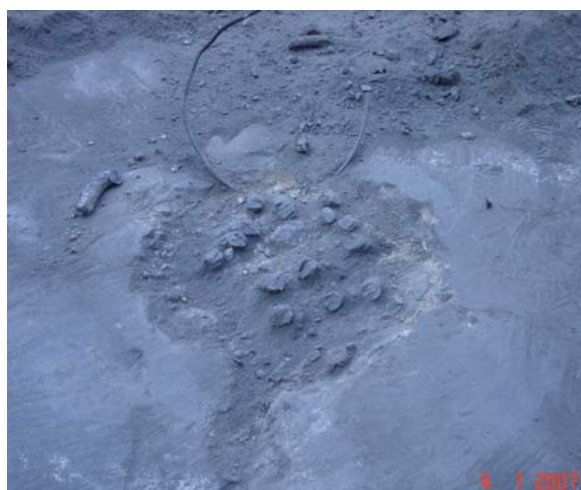
Los forjados, a una distancia razonable de las líneas de rotura, ofrecían un aparente buen estado. Sin embargo una inspección más minuciosa puso de manifiesto que se habían formado varias fisuras, principalmente en los ábacos, alrededor de los pilares, que podían ser manifestación de un futuro fallo por punzonamiento. La espectacularidad de las roturas por punzonamiento observadas y la falta de ductilidad de este tipo de fallo aconsejó una postura prudentemente conservadora que hacía rechazable la conservación de los forjados.



El aspecto de los pilares conservados era correcto, aunque se apreciaban desplomes producidos, seguramente, por la tracción producida por las grandes piezas de forjado que habían quedado colgadas de la estructura. Estos desplazamientos de pilares se hacían más evidentes en la unión con el cuerpo de las rampas donde los pasadores de apoyo se encontraban en situación crítica por la excentricidad de cargas producida. En esta fase de la investigación no se llegó a descubrir el arranque de los pilares desde las zapatas, ya que este punto quedaba oculto por la interposición de la solera. Como consecuencia de este análisis se consideró que la primera altura de los pilares, incluyendo las armaduras de solape con la segunda altura, podrían ser aprovechables.

Los pilares de la zona afectada por el derrumbe estaban completamente destruidos, aunque en algunos casos se habían mantenido las armaduras después del desescombro.

Otros pilares habían tenido peor suerte, ya que el movimiento de los vehículos de desescombro había exigido que las armaduras fueran cortadas a ras de la solera. Se pusieron al descubierto las armaduras que se encontraban por debajo de la solera, comprobando que su estado de conservación era aceptable y posiblemente aprovechables.



La cimentación, zapatas, de la zona más afectada se mantenía bajo la solera sin ninguna apariencia de haber sufrido daños como consecuencia directa de la explosión ni del posterior desplome de la estructura colapsada sobre ella. Para comprobar que las zapatas no se encontraban afectadas se eligió la que se encontraba inmediatamente debajo del punto de la explosión, se extrajo completa del terreno y, una vez volteada, se sometió a una minuciosa observación comprobando que no existían daños en la misma. Como conclusión se consideró que la cimentación podría ser aprovechada en la reconstrucción.



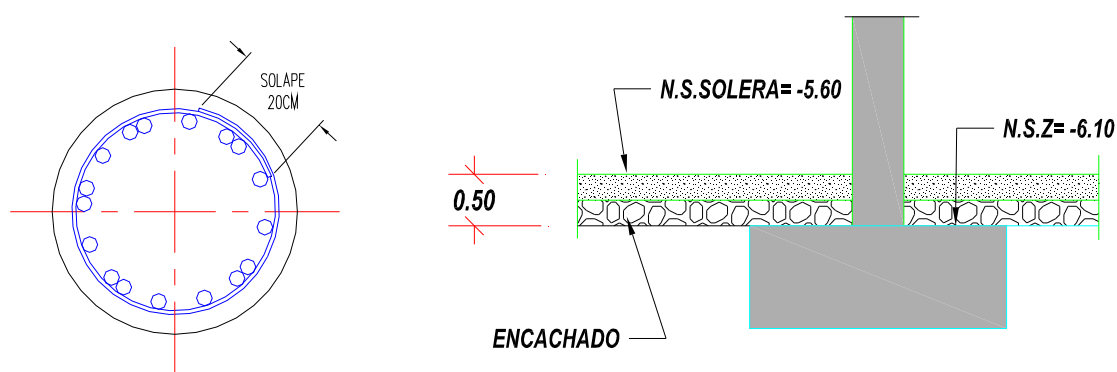
El resumen de la evaluación del estado de la estructura fue que la totalidad de la estructura horizontal (losas nervadas) y los pilares en sus tramos superiores debían ser demolidos. La cimentación, en general, podría ser conservada para la reconstrucción y con respecto al primer tramo de los pilares había tres grupos diferenciados:

- Pilares cuya primera altura se podría aprovechar (alrededor de 80 pilares).
- Pilares que conservaban las armaduras sobresaliendo de la solera (unos 30 pilares)
- Pilares cuyas armaduras habían desaparecido por encima de la solera (alrededor de 45 pilares).

6 Alternativas para la reconstrucción

Una vez tomada la decisión sobre los elementos estructurales que podían ser aprovechados en la reconstrucción se pasó al estudio de cómo integrarlos en la misma. Las distintas alternativas debían desarrollarse en el marco de una serie de condicionantes:

- Seguridad estructural, que no precisa ninguna explicación adicional.
- Aspecto externo, el módulo reconstruido debía ofrecer un aspecto externo idéntico a los de los restantes módulos.
- Plazo de reconstrucción, aunque la rápida puesta en explotación del resto del aparcamiento aseguraba la respuesta a la demanda, era importante el asegurar un plazo mínimo para la reconstrucción.
- Mínima interferencia con la operatividad del aparcamiento.
- Minimizar el impacto ambiental, referido a la contaminación por polvo en suspensión y a la contaminación acústica ligadas a la demolición, así como a la gestión del elevado volumen de escombros.
- Optimización



Indudablemente, una primera solución considerada fue la total demolición de la solera y cimentación y la reconstrucción completa del módulo en unas condiciones similares a las de la construcción original. Esta solución aseguraba plenamente algunos de los condicionantes establecidos. Sin embargo, otros (impacto ambiental, plazo, interferencias con la operatividad, ...) se veían claramente vulnerados.

Se rechazó la ejecución de una nueva cimentación superpuesta a la existente, la reducida altura entre la cara superior de las zapatas y el nivel superior de la solera de 0.50m era claramente insuficiente.

Para poder mantener la solera y la cimentación, el nudo gordiano de la solución se centraba en la conexión entre las zapatas y los nuevos pilares. Las dificultades para realizar esta unión estaba ocasionada por la, ya mencionada, alta densidad de armaduras en el arranque de los pilares y por la muy reducida longitud de las armaduras que habían quedado ancladas en las zapatas.

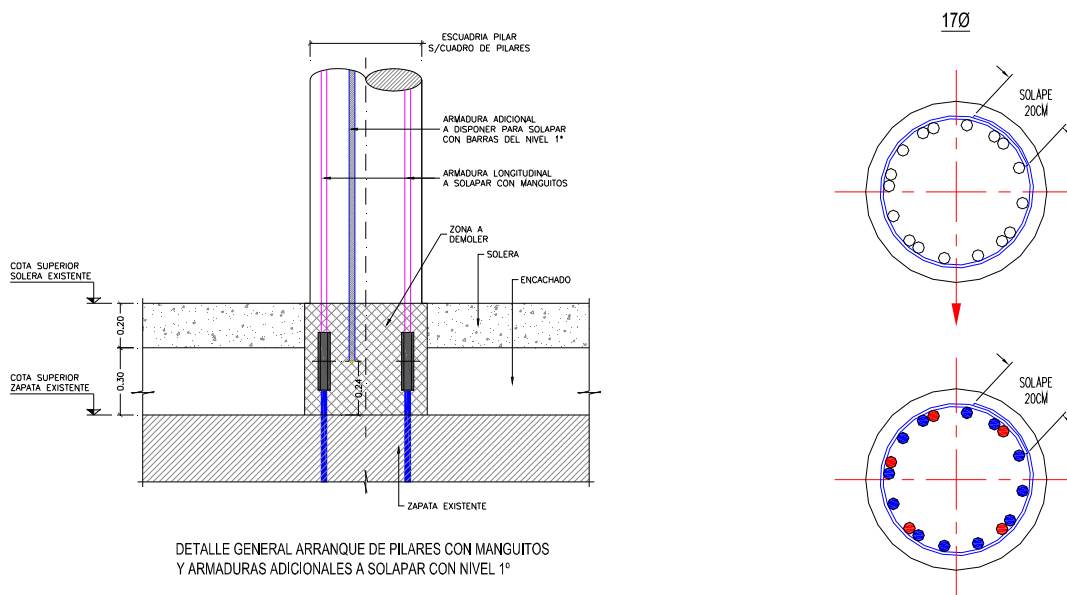
Para el empalme de las armaduras en espera, con una longitud del orden de los 0.50m, se consideró :

- Solape. Longitud insuficiente y cuantía geométrica muy superior a los valores normativos.
- Soldadura a tope o por solape. Grandes dificultades de ejecución por la posición y por la gran densidad de armaduras que habría exigido unos plazos muy dilatados.
- Manguitos de empalme. La disposición de algunas de las armaduras en grupos de barras impedía el montaje de los manguitos.

Se consideró también la ejecución de nuevos anclajes en las zapatas, mediante el taladrado y la colocación de nuevos anclajes con resina. El diámetro de las barras, la longitud de los taladros, nuevamente la gran densidad de armaduras, la insuficiente altura para el grifado de las barras hasta el diámetro de los pilares, ..., eran algunos de los obstáculos para esta línea de actuación.

Otro grupo de soluciones se orientaron a reducir las altas solicitaciones en el arranque de los pilares, como consecuencia de las dimensiones del módulo y de las acciones termohigrométricas. Se manejaron alternativas de formación de una rótula tipo Freyssinet en la unión zapata pilar, la reducción de la rigidez de los pilares con soluciones metálicas o mixtas. Las dificultades para este tipo de soluciones volvía a pasar por el reducido espacio para resolver el nudo de conexión con la zapata.

Finalmente se planteó la alternativa de reconstruir la primera altura de los pilares con un hormigón de calidad sensiblemente superior a la del proyecto original. Se pasó de un hormigón HA-40 a otro nuevo HA-60. La nueva resistencia hacía innecesaria la densidad original de las armaduras y permitía la reconstrucción de los pilares con un menor número de barras en continuidad con los anclajes de las zapatas. Las soluciones de empalme por solape y mediante manguitos se hacían posibles según los calibres y densidades de armado de los diferentes pilares.



En el caso de los pilares que se debían mantener después de la demolición general de la estructura se decidió asegurar su resistencia demoliendo el hormigón y conservando las armaduras verticales mediante una “deconstrucción” cuidadosa de los mismos. Para conseguir la uniformidad con los pilares de la zona colapsada se decidió la reconstrucción con el mismo hormigón HA-60.

7 Reconstrucción de la estructura

La reconstrucción del edificio se ha iniciado con la demolición controlada de todos aquellos elementos que la evaluación y el proyecto de reconstrucción habían juzgado que no eran aprovechables.

Los medios mecánicos empleados y el procedimiento seguido han hecho posible la demolición en un tiempo reducido, minimizando la afección al entorno y la contaminación material y acústica. Durante la demolición se ponía especial cuidado en no afectar la primera altura de pilares, cuya armadura, había sido considerada como aprovechable

Los escombros han sido acopiados en las proximidades de la obra para su posterior clasificación y reciclado.

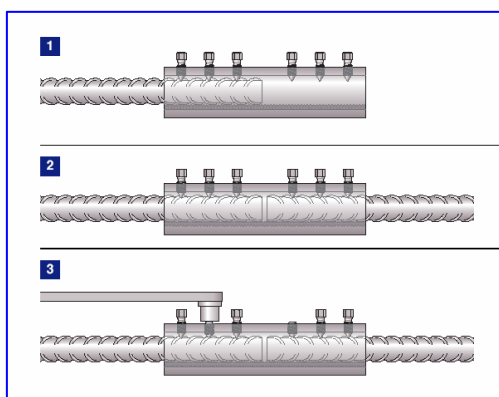
La vinculación mediante pasadores del aparcamiento con el cuerpo de rampas, en el que estas últimas se apoyaban en la estructura de la zona a demoler ha obligado a realizar una estabilización provisional completa de la zona afectada, en espera de reconstruir la nueva estructura de apoyo.



El hormigón de la primera altura de los pilares de la zona no afectada por el derrumbe se ha demolido de forma cuidadosa, operación de “deconstrucción”, para poder conservar sus armaduras.

Se analizaron distintas alternativas que hicieran posible la no afección a las armaduras, al menos a las armaduras verticales. La hidrodemolición fue desechada por el inconveniente de la inundación de la zona de aplicación, por una desfavorable afección a la solera y al terreno adyacente a las zapatas. La utilización de morteros expansivos alojados en taladros chocaba con la resistencia de la armadura transversal que actuaba zunchando el hormigón y reduciendo su eficacia. Finalmente, se optó por eliminar el recubrimiento de la armadura, cortar los estribos y proceder a la demolición mediante herramientas mecánicas, contando con la experiencia y pericia de los operarios, lográndose un resultado altamente satisfactorio.

Para la reconstrucción de los pilares de la zona más afectada por el derrumbe se han analizado las diferentes alternativas de manguitos comercializados y de rápido suministro y fácil utilización. Algunas de las soluciones han tenido que ser rechazadas por el reducido espacio en el que debían ser manipulados y alojados (Cadweld, InterLoc), los de tipo rosca cónica o cilíndrica presentaban la dificultad de la mecanización de las armaduras en espera (nuevamente el reducido espacio y las incompatibles dimensiones de las máquinas de formación de las roscas).



Finalmente, la solución se orientó hacia manguitos de presión, tipo “cocodrilo”, que con unas dimensiones aceptables permitían su inclusión en el arranque del pilar con unos medios de aplicación bastante sencillos.

Una vez montadas las armaduras de los pilares se han hormigonado las basas de arranque situadas por debajo de la solera y, seguidamente, se ha procedido a la construcción de los nuevos pilares como si se tratara de una obra normal con la única salvedad de la calidad del hormigón HA-60 con consistencia fluida.

A fecha de hoy, la estructura se encuentra en un avanzado estado de construcción, dentro de las previsiones de la planificación de la reconstrucción.



Durabilidad y conservación del patrimonio

- S13** Diagnóstico, procesos patológicos y lesiones más frecuentes
- S14** Evaluación estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención
- S15** Vida útil de las estructuras de hormigón
- S16** Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón

Organizado por



Asociación de Miembros del
Instituto Eduardo Torroja



Con el patrocinio de

