



XVII EDICIÓN. Curso de Estudios Mayores de la Construcción

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

Volumen IV

Jornadas CEMCO



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 IV

Jornadas CEMCO

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: 978-84-691-2408-6

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<sup>a</sup> Teresa Carrascal García

Comisión Docente:

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

M<sup>a</sup>Cruz Alonso Alonso  
M<sup>a</sup> 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<sup>a</sup> 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<sup>a</sup> Rosa Rodríguez Beltrán

Coordinadora de la obra:

M<sup>a</sup> 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 IV**

### **Jornadas CEMCO**

- J1** Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos (FRP)
- J2** Fachadas ventiladas
- J4** Tecnologías, materiales y soluciones latinoamericanas frente al problema de la vivienda y la habitabilidad básica
- J5** ACHE (Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural) y el hormigón estructural
- J6** CEMCO TENSINET. Cubiertas ligeras



# Índice

## Volumen IV

Jornada J1

### **Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos (FRP)**

#### **Propiedades de los materiales compuestos**

David Revuelta Crespo

#### **Refuerzo de estructuras con materiales compuestos**

M. Dolores G. Pulido, Jordi Pons Gabarrón

#### **Refuerzo a flexión con FRP**

Ricardo Perera Velamazán, Francisco Borja Varona Moya

#### **Refuerzos a cortante de estructuras de hormigón con materiales compuestos**

José Luis Sánchez Jiménez

#### **Confinamiento con frp de pilares de hormigón armado sometidos a compresión simple**

Ana de Diego Villalón, Angel Arteaga Iriarte

#### **Ejemplos de cálculo**

Carles Cots

#### **Comportamiento de los refuerzos con FRP en situaciones accidentales**

Angel Arteaga Iriarte

#### **Strengthening concrete and masonry with FRP, a new code of practice in Italy**

Giorgio Monti

#### **Refuerzo de otros sistemas constructivos**

J. Tomás San-José, Iñaki Marcos y Jesús Díez

### **Realizaciones (I)**

Ricardo Masson Leal

### **Realizaciones (II)**

Ramón Martínez Martínez

### **Innovative technique for seismic upgrade of FRP square columns**

A. Prota, G. Manfredi, A. Balsamo, A. Nanni, and E. Cosenza – University of Naples, Federico II – Italy and G. Morandini – Mapei S.p.A. - Italy,

Jornada J2

## **Fachadas ventiladas**

### **Innovación en fachadas. Nuevas tendencias y soluciones exigencias, Código Técnico. Marcado CE, DITE y DIT**

Antonio Blázquez Morales

### **De la fachada ventilada a la fachada de doble piel**

Ignacio Fernández-Solla

### **Aspectos generales a considerar en el diseño y ejecución de fachadas ventiladas. Cálculo de esfuerzos. subestructura y fijaciones**

Rosa Senent Domínguez

### **Fachadas ventiladas de vidrio**

Benito Lauret

### **Evaluación de la idoneidad de empleo de los sistemas de fachadas ventiladas. Exigencias de la guía EOTA (en proyecto) y guías UEATC.**

Yolanda Sánchez-Montero Martínez-Piqueras

### **Fachadas ventiladas con bandejas y paneles de aluminio**

Eduardo Lahoz

### **Fachadas ventiladas con paneles laminados compactos de alta presión**

Yolanda Sánchez-Montero Martínez-Piqueras

### **Fachadas ventiladas con aplacados cerámicos y fachadas ventiladas con aplacados de hormigón polímero**

Rosa Senent Domínguez

Jornada J4.

## **Tecnologías, materiales y soluciones latinoamericanas frente al problema de la vivienda y la habitabilidad básica**

### **Tecnologías constructivas para viviendas de bajo costo en la región andina**

Raquel Barrionuevo de Machicao

### **Construcciones de adobe en Perú**

Raquel Barrionuevo de Machicao

### **Un reconocimiento de la progresividad habitacional y la producción social del hábitat**

Aurelio Ferrero - Laura Basso

Jornada J5.

## **ACHE (Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural) y el hormigón estructural**

### **Principios estructurales del proyecto de puentes de hormigón en zonas sísmicas**

Hugo Corres Peiretti, María Fernanda Defant Erimbaue

### **Intuición y cálculo estructural. ¿Dos amigos?**

J. Calavera

Jornada J6.

## **CEMCO TENSINET. Cubiertas ligeras**

### **Aplicaciones de las estructuras “tensegrity” a las cubiertas textiles**

José Ignacio de Llorens Duran

### **Publicidade em Coberturas Arquitetónicas com Aplicação de Tintas Interactivas com o Ambiente**

Jorge Neves; Francisco Mesquita



Jornada J1

**Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos (FRP).**



## JORNADA 1: Refuerzo de estructuras de hormigón con FRP

### ÍNDICE

<b>Propiedades de los materiales compuestos</b>	1
David Revuelta Crespo, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)	
<b>Refuerzo de estructuras con materiales compuestos</b>	21
M. Dolores G. Pulido, Jordi Pons Gabarrón, Pedelta	
<b>Refuerzo a flexión con FRP</b>	37
Ricardo Perera Velamazán, Universidad Politécnica de Madrid, y Francisco Borja Varona Moya, Universidad de Alicante	
<b>Refuerzos a cortante de estructuras de hormigón con materiales compuestos</b>	49
José Luis Sánchez Jiménez, Técnica y Proyectos (TYPESA)	
<b>Confinamiento con frp de pilares de hormigón armado sometidos a compresión simple</b>	59
Ana de Diego Villalón, Angel Arteaga Iriarte, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)	
<b>Ejemplos de cálculo</b>	73
Carles Cots, CTT Stronghold S.A. VSL	
<b>Comportamiento de los refuerzos con FRP en situaciones accidentales</b>	77
Angel Arteaga Iriarte, Instituto de Ciencias de la construcción Eduardo Torroja (CSIC)	
<b>Strengthening concrete and masonry with FRP, a new code of practice in Italy</b>	83
Giorgio Monti, Sapienza Università di Roma	
<b>Refuerzo de otros sistemas constructivos</b>	103
J. Tomás San-José, Iñaki Marcos y Jesús Díez, Labein-tecnalia	
<b>Realizaciones (I)</b>	113
Ricardo Masson Leal, Freyssinet S.A.	
<b>Realizaciones (II)</b>	127
Ramón Martínez Martínez, Sika, S. A.	
<b>Innovative technique for seismic upgrade of FRP square columns</b>	137
A. Prota, G. Manfredi, A. Balsamo, A. Nanni, and E. Cosenza – University of Naples, Federico II – Italy and G. Morandini – Mapei S.p.A. - Italy,	



# PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPUESTOS

David Revuelta Crespo

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

## 1 Introducción

Los materiales compuestos se clasifican de diversas maneras dependiendo de las ideas y los conceptos que interesa identificar. Una clasificación útil y general es la que se aparece en la Tabla 1.1, en la que se citan algunos ejemplos y aplicaciones.

**Tabla 1.1 Clasificación general de los materiales compuestos**

TIPO	EJEMPLOS
Materiales compuestos naturales	Madera Hueso Bambú Músculo y otros tejidos
Micro-materiales compuestos	Aleaciones: p.e. acero Termoplásticos endurecidos: p.e. poliestireno de impacto Termoplásticos reforzados
Macro-materiales compuestos (Estructuras ingenieriles)	Acero galvanizado Hormigón armado Palas de helicóptero Tablas de ski

La mayoría de los materiales compuestos naturales deben sus extraordinarias propiedades a una combinación de dos o más componentes que se pueden distinguir claramente por observación al microscopio óptico o electrónico. Por ejemplo, muchos tejidos del cuerpo que poseen una alta resistencia, a la vez que son enormemente flexibles, están formados por fibras rígidas como el colágeno, embebidas en una matriz de rigidez más baja. Las fibras están alineadas de modo que proporcionen gran rigidez en la dirección en la que se aplican las cargas, pero al mismo tiempo son capaces de resbalar entre ellas, lo que confiere una gran flexibilidad al tejido. De forma similar, un examen microscópico de la madera o el bambú revela una estructura fibrilar muy acusada, que es muy aparente en el bambú al fracturarse, por ejemplo. Por esa misma razón el bambú recibe el nombre de la “fibra de vidrio de la naturaleza”.

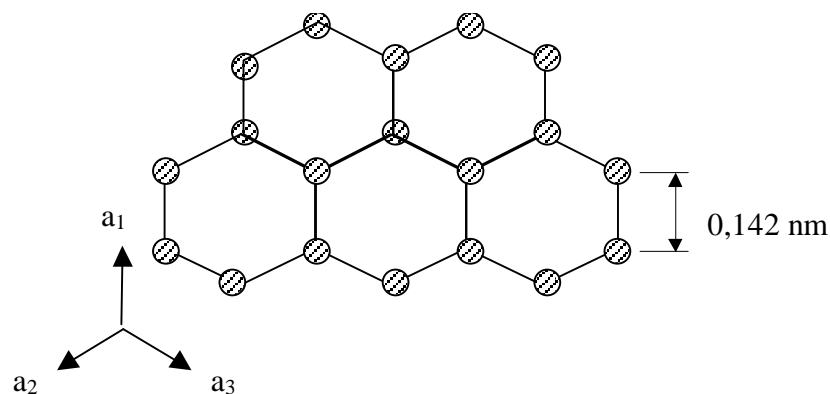
La mayoría de los materiales estructurales son también combinaciones de dos o más fases dispersas a escala microscópica para obtener unas propiedades óptimas. La resistencia y tenacidad de las aleaciones metálicas y de los plásticos inyectados se consiguen por la unión de fases que poseen alta resistencia con fases dúctiles y tenaces. Un ejemplo simple es el acero (99,2% hierro + 0,8% carbón). Tanto los materiales naturales como los fabricados por el hombre son micro-materiales compuestos, ya que sus propiedades se consiguen mediante una fina dispersión de las fases. Esta estructura a menudo es tan fina que para distinguir las fases es necesario emplear microscopios electrónicos de alta resolución.

Pero la “idea” de material compuesto se puede referir así mismo a la macro-escala. Este concepto es especialmente relevante en componentes ingenieriles que consisten en dos o más materiales combinados para dar unas prestaciones en servicio que son superiores a las propiedades de los dos materiales individuales. Por ejemplo, el acero galvanizado, que está formado por acero revestido de una capa de zinc, combina la resistencia a la corrosión del zinc con la resistencia del acero. De igual modo, al hormigón, que posee una excelente resistencia a la compresión, se le dota de cierta resistencia a la tracción con el refuerzo de barras de acero. Las palas de helicóptero combinan materiales estructurales que aportan resistencia y rigidez con materiales resistentes a la erosión para proteger los bordes de ataque del daño.

## 2 Materiales de refuerzo

### 2.1 Fibras de carbono

Las fibras de carbono de alto módulo y alta resistencia tienen un diámetro comprendido entre las 7 y las 8  $\mu\text{m}$ . Están formadas por pequeños cristales de grafito “estratificado”, una de las formas alotrópicas del carbón. En un cristal aislado de grafito, los átomos de carbono se disponen en una estructura plana hexagonal, como se muestra en la Fig. 2.1; estas estructuras se apilan una encima de la otra en una secuencia ABAB... regular. Los átomos situados en la misma capa están unidos mediante enlaces covalentes muy fuertes, pero las capas se mantienen unidas mediante débiles fuerzas de van der Waal. Esto significa que la unidad básica de los cristales de grafito ya es de por sí altamente anisótropa. El módulo de Young en el plano, en la dirección paralela a los ejes  $a$  es de 910 GPa, mientras que el módulo en la dirección perpendicular al plano es de 30 GPa. El espacio entre capas es de aproximadamente 0,34 nm.



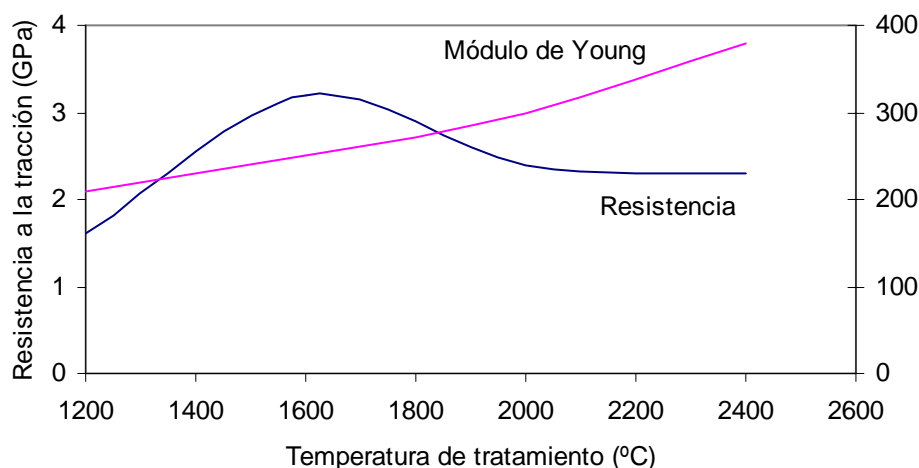
**Figura 2.1 Disposición de los átomos de carbono en las capas planas del grafito**

Para obtener las propiedades de alto módulo y resistencia los planos del grafito deben estar alineados paralelamente al eje de la fibra. En la realidad, las unidades cristalinas son muy pequeñas, y están alineadas irregularmente, con muchas fallas y defectos. Detalles completos de la microestructura de la fibra se encuentran en Johnson (1971), Fordeux, Perret y Ruland (1971), Reynolds (1973) y Johnson (1980).

El módulo del carbono depende del grado de perfección y alineación, que puede variar sensiblemente según el tipo de fabricación. Imperfecciones en la alineación resultan en oquedades de formas alargadas en dirección paralela al eje de la fibra. Estas oquedades actúan como puntos de concentración de tensiones y de reducción de resistencia. Otros motivos de debilitamiento asociados al proceso de fabricación incluyen huecos superficiales y macrocristales. El efecto de las imperfecciones ha sido estudiado a fondo por Reynolds y Moreton (1980).

La disposición de los estratos de carbono respecto al eje de la fibra es también de vital importancia, ya que afecta a las propiedades transversales y de cortadura de la fibra. Por ejemplo, la fibra de carbono Tipo I, basada en **PoliAcriloNitrilo** (PAN), está formada por un núcleo de cristales aleatoriamente orientados rodeados de capas circunferenciales. Por el contrario, algunas fibras derivadas de una mesofase del alquitrán exhiben una estructura estratificada orientada radialmente. Esta diferencia de estructuras resulta en distintas propiedades de las fibras.

Mediante la selección de un proceso de fabricación adecuado, se puede controlar la disposición y el alineamiento de las capas de grafito, con lo que las propiedades físicas se pueden optimizar para adecuarlas a los requerimientos de la aplicación. Como ejemplo, mencionar las fibras basadas en PAN (las más comunes), divididas en dos tipos. Tipo I y Tipo II. Las propiedades se muestran en la Tabla 2.1. Las fibras Tipo I han sido grafitizadas para dar la mayor rigidez, pero poseen una resistencia relativamente baja. Las fibras Tipo II han sido grafitizadas para obtener la máxima resistencia. Las variaciones en módulo y resistencia con la temperatura de grafitización se muestran en la Fig. 2.2.



**Figura 2.2 Efecto de la temperatura en la resistencia y el módulo de Young**

El módulo de las fibras Tipo I de 390 GPa es aproximadamente el 40% del valor del módulo de los cristales de grafito en el eje *a* (Fig. 2.1). Por tanto, podrían obtenerse módulos superiores con fibras perfeccionadas. La resistencia de las fibras Tipo II de 2,7 GPa está muy por debajo de la resistencia teórica. Este hecho se debe a la pobre alineación y a la aparición de defectos en el proceso de fabricación.

Las fibras de carbono son casi completamente frágiles, y experimentan una recuperación del 100% cuando se cargan por debajo del límite de rotura. Las curvas tensión-deformación de las fibras Tipo I y Tipo II que se muestran en la Fig. 2.3 muestran que las fibras de alto módulo poseen una deformación hasta la rotura mucho menor (0,50%) comparado con las fibras de alta resistencia (1,0%).

**Tabla 2.1 Propiedades de distintas fibras a 20°C**

Propiedad	Unidades	Carbono Tipo I	Carbono Tipo II	Vidrio E	Kevlar 49
Diámetro	$\mu\text{m}$	7,0 – 9,7	7,6 – 8,6	8 – 14	11,9
Densidad	$10^3 \text{ kg m}^{-3}$	1,95	1,75	2,56	1,45
Módulo de Young	GPa	390	250	76	125
Módulo (perpendicular al eje de la fibra)	GPa	12	20	76	
Resistencia a la tracción	GPa	2,2	2,7	1,4 – 2,5	2,8 – 3,6
Alargamiento a rotura	%	0,5	1,0	1,8 – 3,2	2,2 – 2,8
Coeficiente de expansión térmica (0 a $100^\circ\text{C}$ )	$10^{-6} ^\circ\text{C}^{-1}$	-0,5 a -1,2 (paralelo) 7 – 12 (radial)	-0,1 a -0,5 (paralelo) 7 – 12 (radial)	4,9	-2 (paralelo) 59 (radial)
Conductividad térmica (paralela al eje)	$\text{W m}^{-1} ^\circ\text{C}^{-1}$	105	24	1,04	0,04

Los módulos transversal y de cortadura son mucho más pequeños que el longitudinal, y dependen de la estructura estratificada.

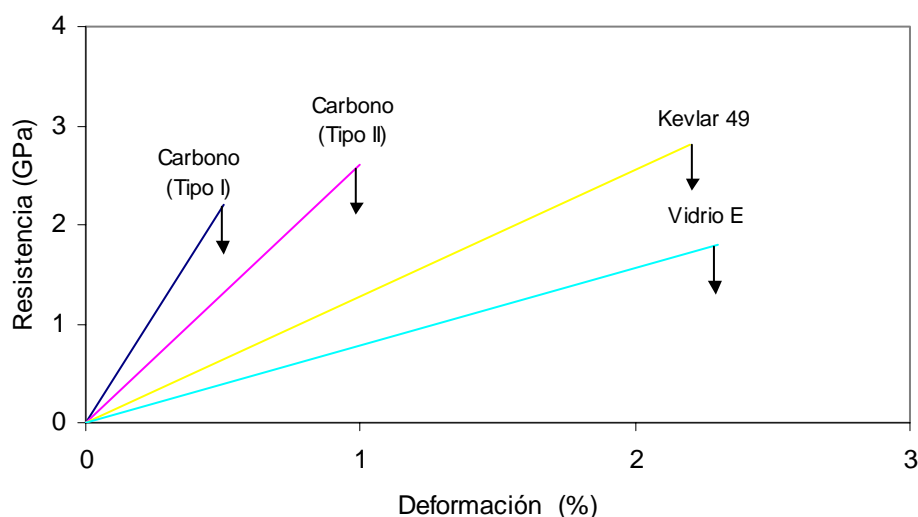


Figura 2.3 Curvas tensión-deformación de las fibras

## 2.2 Fibras de vidrio

Con el desarrollo de la tecnología de fibras, varios minerales vítreos se han empleado como precursores. Los más comunes se basan en la sílice ( $\text{SiO}_2$ ), con adiciones de óxido de calcio, boro, sodio, hierro y aluminio. Estos vidrios son generalmente amorfos, aunque pueden obtenerse cierta cristalización por calentamiento a altas temperaturas. Este proceso por lo general lleva a una reducción en la resistencia. La composición típica de los vidrios más habituales en la elaboración de fibras se muestra en la Tabla 2.2.

El vidrio E (E de eléctrico) es el más común porque se dobla fácilmente y tiene una buena resistencia, rigidez, propiedades eléctricas y de durabilidad. El vidrio C (C de corrosión) posee una resistencia a la corrosión química superior a la del vidrio E, pero es más caro y tiene una resistencia mecánica inferior. El vidrio S es más caro que el vidrio E, y tiene un módulo de

Young superior y es más resistente a la temperatura. Se usa en aplicaciones especiales como la industria aeronáutica, donde el alto módulo justifica el coste extra.

**Tabla 2.2. Composición del vidrio empleado en la fabricación de fibras (porcentajes en peso)**

	Vidrio E	Vidrio C	Vidrio S
SiO <sub>2</sub>	52,4	64,4	64,4
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14,4	4,1	25,0
CaO	17,2	13,4	-
MgO	4,6	3,3	10,3
Na <sub>2</sub> O, K <sub>2</sub> O	0,8	9,6	0,3
Ba <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	10,6	4,7	-
BaO	-	0,9	-

Los filamentos continuos de vidrio se fabrican a partir de un tanque con las materias primas en estado fundido. El vidrio se hace pasar a través de una tapa de platino con cientos de orificios en su base. El vidrio fluye por gravedad, obteniéndose los filamentos a medida que el vidrio exuda por los orificios. Las fibras se enrollan en tambores a velocidades de varios miles de metros por minuto.

El control del diámetro de la fibra se consigue mediante el ajuste de la altura de vidrio líquido en el tanque, su viscosidad, que depende de la composición y la temperatura, el diámetro de los orificios y la velocidad de enrollamiento. El diámetro del vidrio E comercial oscila generalmente entre los 8 y 15  $\mu\text{m}$ .

A diferencia del carbón y el Kevlar, las propiedades de las fibras de vidrio son isotropas, con lo que, por ejemplo, el módulo de Young a lo largo del eje de la fibra es igual al módulo transversal a la fibra. Esta es una consecuencia directa de la estructura tridimensional del vidrio.

Las propiedades del vidrio E se muestran en la Tabla 2.1. La resistencia es una variable que depende de las condiciones del proceso de fabricación y del ensayo. Fibras frescas que hayan sido manipuladas cuidadosamente para evitar desgaste superficial pueden llegar a tener resistencias en torno a los 3,5 GPa, con poca variabilidad. La resistencia disminuye cuando las fibras se ensayan en un ambiente húmedo debido a la adsorción de agua por la superficie de la fibra. La disminución es aún más marcada cuando la superficie ha estado en contacto con ácidos minerales. La resistencia y el módulo son dependientes de la temperatura, y experimenta fatiga.

El factor más importante que determina la resistencia última del vidrio es el daño que sufren las fibras cuando se frotan entre sí durante los procesos de fabricación. La aplicación de un recubrimiento superficial a edad temprana ayuda a minimizar el daño. Este recubrimiento, conocido como ensimaje, puede cumplir varias funciones, entre otras:

- Proteger la superficie de las fibras del daño
- Unir a las fibras entre sí para facilitar el proceso
- Lubricar las fibras para que puedan soportar tensiones abrasivas en etapas sucesivas de enrollamiento
- Propiedades antiestáticas
- Mejorar la adherencia química entre la fibra y la matriz para incrementar la resistencia de la interfase

## 2.3 Fibras orgánicas

Este tipo de fibras aprovechan la alta resistencia y rigidez que es posible alcanzar con polímeros con alto índice de alineamiento. La fibra comercial orgánica más comercializada hasta la fecha es la aramida, una poliamida aromática desarrollada por la casa Du Pont con el nombre comercial de Kevlar.

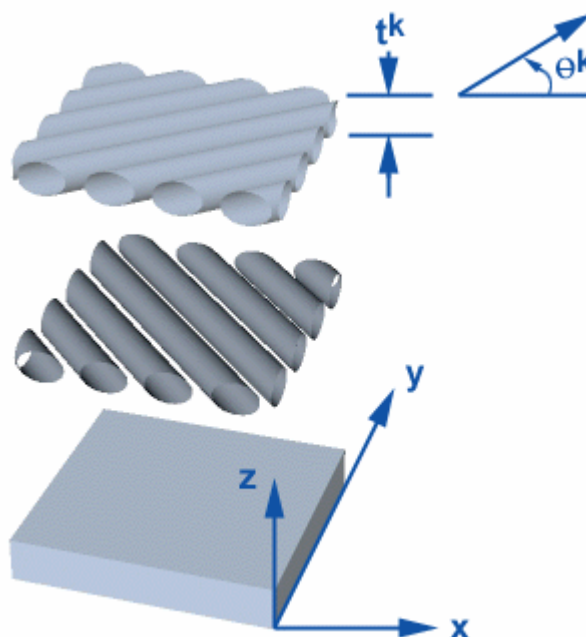
Existen dos formas principales en el mercado, el Kevlar 29 y el Kevlar 49. El Kevlar 29 se desarrolló como refuerzo de neumáticos, y tiene elevada resistencia y módulo medio. El Kevlar 49 tiene un módulo mayor y la misma resistencia que el 29, y es el más empleado en materiales compuestos de altas prestaciones.

Las poliamidas aromáticas poseen una remarcable resistencia a la temperatura. Tras 10 horas a 250°C, la resistencia sólo se reduce en un 12%. Tras 500 horas a 160°C, la reducción es del 5%.

## 2.4 Geometría de los refuerzos

Muchas de las propiedades de los materiales compuestos con refuerzo de fibras dependen fuertemente de parámetros microestructurales como el diámetro de la fibra, la longitud, la distribución, la fracción en volumen y el factor de compacidad de las fibras. Es importante caracterizar estos parámetros para el correcto diseño de los materiales compuestos.

Los componentes de altas prestaciones por lo general consisten en láminas apiladas en una secuencia determinada para alcanzar las propiedades y prestaciones óptimas. Para predecir las propiedades elásticas, cada lámina puede contemplarse como homogénea en el sentido de que la disposición de las fibras y la fracción de volumen son uniformes en toda la lámina. Las fibras pueden ser continuas o cortas, y pueden alinearse en una o más direcciones (Fig. 2.4), o estar aleatoriamente distribuidas en dos y tres dimensiones. Una secuencia de láminas apiladas recibe el nombre de laminado.



**Figura 2.4. Representación esquemática un apilamiento de láminas de fibra continua con orientaciones distintas**

En una lámina unidireccional, las fibras se alinean paralelamente una a la otra. Los laminados de fibra continua se fabrican por lo general por apilamiento de láminas individuales a ángulos predeterminados. Un procedimiento alternativo que ofrece ventajas es el tejido de fibras en una tela antes de la incorporación de la resina (Fig. 2.5). La caracterización completa de un tejido de fibra requiere conocer detalles sobre el espaciado entre hilos, el número de fibras por hilo, el ángulo entre las fibras en la urdimbre y la trama, y el contenido de fibras en cada dirección.



Fig. 2.5. Tejido de fibra de vidrio

Por último, las fibras pueden cortarse a longitudes preestablecidas, antes de ser impregnadas con la resina. Se emplea una matriz termoestable de baja viscosidad que moja las fibras sin que se produzca la rotura de las mismas, con objeto de poder mantener la longitud inicial de corte. Como las propiedades del material compuesto dependen de la longitud de la fibra, es importante controlar la distribución de longitudes con objeto de identificar los factores que determinan la fractura de las fibras.

### 3 Matrices

La fase matriz es la encargada de dar la rigidez necesaria al material compuesto, y hacer que éste se comporte como un “sólido” único. Existen distintos tipos de matrices según su naturaleza. La Tabla 3.1 muestra una clasificación tentativa por clases.

Indudablemente, las matrices inorgánicas son las más empleadas en la construcción. Su estudio con detalle no es objeto de este curso, ya que el tratamiento de dichas matrices constituye otro capítulo de la Ciencia de Materiales. En este curso se van a tratar principalmente algunas de las matrices orgánicas más utilizadas, ya que son las más comunes en lo que se conoce como materiales compuestos de altas prestaciones.

**Tabla 3.1. Clasificación de diferentes matrices utilizadas en materiales compuestos**

INORGÁNICAS	Cemento, geopolímeros, yeso Matrices cerámicas Matrices metálicas	
	TERMOESTABLES	Epoxi, viniléster, poliéster, fenólica, ésteres, cianato, bismaldeídas, poliimidas, polieteramida
ORGÁNICAS	TERMOPLÁSTICAS	Policloruro de vinilo (PVC), copolímeros de estireno (ABS, SAN), polietileno (PE), polipropileno (PP), policarbonato (PC), polimetacrilato de metilo (PMMA), acetato, poliestireno (PS), polioximetileno (POM), polieterimida (PEI), polietileno tereftalato (PET), nylon, poliamida, poliéteréter-cetona (PEEK), poliétercetona-cetona (PEKK), poliamida/imida (PAI), poliarilsulfona (PAS)

## 3.1 Matrices orgánicas

### 3.1.1 Resinas termoestables

Las resinas epoxi y poliéster constituyen una amplia clase de compuestos químicos de la que pueden obtenerse una gran variedad de propiedades mecánicas y físicas. En los polímeros termoestables, las resinas pasan del estado líquido al sólido por la formación de enlaces cruzados, que conducen a la formación de una red tridimensional fuertemente unida de cadenas poliméricas.

Las propiedades mecánicas dependen de la unidad molecular que constituye la cadena, y del número y densidad de enlaces cruzados que se forman. La unidad molecular depende de los compuestos químicos empleados como precursores, y los enlaces cruzados dependen de los procedimientos empleados para el curado de la matriz.

Las resinas termoestables más empleadas pueden curarse a temperatura ambiente, pero si se quiere obtener un resultado óptimo, será necesario aplicar ciclos de curado con calentamiento a una o varias temperaturas durante tiempos predeterminados con objeto de alcanzar el número óptimo de enlaces cruzados y así obtener las máximas propiedades.

Para finalizar el ciclo de curado, se aplica un último escalón de temperatura relativamente elevada con objeto de impedir curado posterior y el consiguiente cambio de propiedades durante la puesta en servicio. Ha de prestarse atención al hecho de que la contracción por curado y por enfriamiento tras el ciclo puede conducir a la aparición de tensiones inducidas.

Las propiedades de la resina pueden determinarse a partir de probetas moldeadas con la resina sin curar. La Tabla 3.2 muestra algunas de las propiedades más habituales de las resinas epoxi y poliéster (Jonson, 1979). Sin embargo, hacer notar que dichas propiedades están sujetas a amplias variaciones que dependen del sistema químico empleado y de las condiciones de curado.

**Tabla 3.2. Comparación de propiedades relevantes entre las resinas epoxi y las resina poliéster empleadas en los materiales compuestos (Johnson, 1979)**

Propiedad	Unidades	Resinas epoxi	Resinas poliéster
Densidad	$10^3 \text{ kg m}^{-3}$	1,1 – 1,4	1,2 – 1,5
Módulo de Young	GPa	3 – 6	2 – 4,5
Coeficiente de Poisson		0,38 – 0,4	0,37 – 0,39
Resistencia a la tracción	MPa	35 – 100	40 – 90
Resistencia a la compresión	MPa	100 – 200	90 – 250
Alargamiento a rotura (tracción)	%	1 – 6	2
Conductividad térmica	$\text{W m}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	0,1	0,2
Coeficiente de expansión térmica	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	60	100 – 200
Temperatura de transición vítrea	$^\circ\text{C}$	50 – 300	50 – 100
Contracción por curado	%	1 – 2	4 – 8
Absorción de agua a las 24 h a $20^\circ\text{C}$	%	0,1 – 0,4	0,1 – 0,3

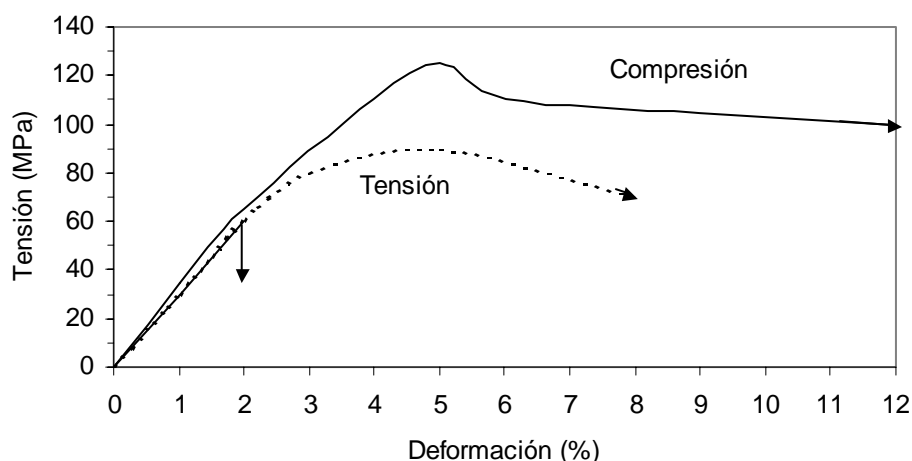
Generalmente las resinas termoestables son isotropas. Su propiedad más característica consiste en la respuesta a la temperatura ya que, a diferencia de las resinas termoplásticas, no se funden al aplicarles calor. Sin embargo, pierden su rigidez a partir de una determinada temperatura de transición vítrea, lo que define un límite superior de temperatura de trabajo en componentes estructurales. En este aspecto las resinas epoxi presentan por lo general un rendimiento superior a las resinas poliéster. Existen en el mercado otras resinas termoestables ca-

paces de soportar temperaturas más elevadas, como las poliamidas aromáticas o las poliimidas.

La Tabla 3.2 muestra que las resinas epoxi poseen resistencias y propiedades elásticas superiores a las poliéster, con contracciones de curado y coeficientes de expansión térmica menores. La interfase entre la resina epoxi y las fibras más comunes es también mejor que la del poliéster. Sin embargo, presentan la desventaja de la elevada viscosidad antes de curado, lo que dificulta su inyección y su distribución uniforme, y son más caras.

Las resinas termoestables presentan habitualmente un comportamiento frágil. Sin embargo, esta afirmación ha de matizarse, ya que la fragilidad que se manifiesta en el ensayo de tracción uniaxial se debe, en parte, al procedimiento de preparación de probetas y al procedimiento de ensayo.

La Fig. 3.1 ilustra este fenómeno. Las líneas continuas son las curvas tensión-deformación experimentales de una resina poliéster ensayada a tensión y compresión. En tensión, la rotura tiene lugar a 63 MPa, con una deformación del 2%, y no hay signos de fluencia antes de la fractura. En compresión, los fenómenos de fluencia se manifiestan a gran escala, con un límite de fluencia de 122 MPa. Los procesos de deformación plástica tan evidentes en compresión no aparecen en el ensayo a tensión por la fractura prematura asociada a defectos en el material y en la superficie de la probeta. En general, en plásticos con límite de fluencia la razón entre la tensión de fluencia a compresión y la tensión de fluencia a tensión es del orden de 1,3. La línea discontinua de la Fig. 3.1 muestra la curva tensión-deformación que se obtendría al evitar la fractura prematura.



**Figura 3.1. Curvas tensión-deformación de una resina poliéster, ensayada a tensión y compresión. La línea discontinua es la predicción asumiendo  $\sigma_{YC}/\sigma_{YT} = 1,3$ , en donde  $\sigma_{YC}$  y  $\sigma_{YT}$  son las tensiones de fluencia en compresión y tensión, respectivamente**

El punto de fluencia de los plásticos depende enormemente de las condiciones de tensión biaxial a las que está sometido. La ecuación que gobierna la transición entre el estado elástico y la fluencia en un campo biaxial es:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + (\sigma_1 + \sigma_2)(\sigma_{YC} - \sigma_{YT}) - \sigma_1\sigma_2 = \sigma_{YC}\sigma_{YT} \quad (3.1)$$

Esta ecuación constituye una modificación del criterio de plasticidad de von Mises, que tiene en cuenta la diferencia entre  $\sigma_{YC}$  y  $\sigma_{YT}$  y la influencia de la tensión media aplicada.  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  son las tensiones principales, y  $\sigma_{YC}$  y  $\sigma_{YT}$  son las tensiones de fluencia en compresión y tensión, respectivamente. Se puede obtener una ecuación similar para estados de carga triaxial.

### 3.1.2 Resinas termoplásticas

A diferencia de las resinas termoestables, las resinas termoplásticas no forman enlaces cruzados. Su resistencia y rigidez derivan de las propiedades intrínsecas del monómero unidad y del alto peso molecular. Este alto peso molecular asegura que en un termoplástico amorfo, hay un gran entrelazamiento entre moléculas, que actúan como enlaces cruzados, mientras que los polímeros cristalinos poseen un grado elevado de orden y alineamiento.

En los materiales amorfos, el calentamiento sucesivo conduce al desenredamiento de las moléculas y al cambio de fase entre el sólido rígido y un líquido viscoso. En los materiales cristalinos, el aumento de la temperatura produce la rotura de la fase cristalina para fundirse en un líquido amorfo y viscoso.

Tanto los polímeros amorfos como los cristalinos pueden tener propiedades anisótropas, que dependen de las condiciones durante la solidificación. En los materiales amorfos, este fenómeno es debido al alineamiento molecular que tiene lugar durante el flujo del material fundido, o posteriormente durante la deformación plástica.

De modo similar, en los polímeros cristalinos, las unidades pueden desarrollar orientaciones preferentes debido, por ejemplo, a la nucleación no uniforme en las superficies del molde, o al crecimiento de cristales en direcciones preferentes dentro de la masa fundida por el gradiente de temperaturas existente. Existen evidencias de que estos efectos pueden tener una gran influencia en las propiedades del material compuesto.

Las matrices termoplásticas se emplean generalmente con fibras cortas para aplicaciones fabricadas mediante moldeo por inyección. La alimentación de la fibra se hace por lo general en forma de racimos que contienen fibras con longitudes típicamente comprendidas entre 1 y 3 mm.

Los polímeros termoplásticos más comúnmente empleados son el polipropileno, el nylon y el policarbonato. Los dos primeros son compuestos semi-cristalinos, con aproximadamente el 20-50% de cristalinidad. El policarbonato es completamente amorfo. La Tabla 3.3 muestra algunas de las propiedades típicas de estas resinas

**Tabla 3.3. Propiedades típicas de tres resinas termoplásticas comunes a 20°C**

Propiedad	Unidad	Polipropileno	Nylon 6,6	Policarbonato
Densidad	$10^3 \text{ kg m}^{-3}$	0,90	1,14	1,06 – 1,20
Módulo de Young	GPa	1,0 – 1,4	1,4 – 2,8	2,2 – 2,4
Coefficiente de Poisson		0,3	0,3	0,3
Límite de fluencia	MPa	25 – 38	60 – 75	45 – 70
Alargamiento a rotura (tensión)	%	> 300	40 – 80	50 – 100
Conductividad térmica	$\text{W m}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	0,2	0,2	0,2
Coefficiente de expansión térmica	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	110	90	70
Punto de fusión	$^\circ\text{C}$	175	264	-
Temperatura de deflexión bajo carga de 1,82 MPa	$^\circ\text{C}$	60 – 65	75	110 – 140
Absorción de agua tras 24 h a 20°C	%	0,03	1,3	0,1

En la práctica, se puede disponer de un amplio abanico de propiedades, ya que la resistencia mecánica y la temperatura son particularmente sensibles a la historia del proceso, el peso molecular, la distribución de pesos moleculares, y la química de las moléculas.

Mencionar que todos los termoplásticos poseen límite de fluencia, y experimentan grandes deformaciones antes de la rotura final. Sus propiedades mecánicas son muy dependientes de la

temperatura y la relación entre las cargas máxima y mínima aplicadas. Una indicación de la sensibilidad a la temperatura la da el ensayo de temperatura de deflexión bajo carga, que se determina mediante un ensayo de flexión a tres puntos.

Otro hecho importante común a todos los termoplásticos es que bajo condiciones de carga constante, la deformación se incrementa con el tiempo, es decir, experimentan fluencia bajo carga. Este hecho implica que en un sistema de material compuesto fabricado con este tipo de resinas, existirá una redistribución de las cargas entre la resina y las fibras como consecuencia de estas deformaciones diferidas.

### 3.2 Otras matrices

A continuación se van a describir brevemente algunos de los nuevos sistemas de material compuesto que emplean matrices no tradicionales, como las metálicas y las cerámicas. Dejando aparte el hormigón, el mortero de cemento o los morteros de yeso y cal, que son motivo de otros cursos, la mayoría de estos nuevos materiales no se emplean generalmente en la construcción, ya que han sido desarrollados para responder a las exigencias más específicas de industrias como la aeroespacial o aeronáutica. Sin embargo, sí que se estima conveniente el dar ciertas nociones sobre estos sistemas de materiales.

Los más prometedores materiales de esta nueva familia son los sistemas carbono-carbono y los materiales compuestos de matriz cerámica, la mayoría de los cuales poseen extremadamente complejas interdependencias físicas que inhiben el proceso de formas, la efectividad de ensayos no destructivos, y la capacidad de comprender su respuesta frente a varias cargas para obtener la máxima eficiencia en el diseño. En el estado actual de desarrollo, son relativamente costosos y en algunos casos difíciles de fabricar con un alto grado de fiabilidad.

La irrupción de los materiales compuestos de matriz cerámica se ha estimulado por el hecho de que los materiales compuestos carbono-carbono son extremadamente difíciles de proteger frente a la oxidación, mientras que los materiales compuestos de matriz metálica tienen limitación en las temperaturas de uso de algunas de las aplicaciones para las que están destinados, como por ejemplo motores de altas prestaciones.

Los primeros avances en materiales compuestos cerámicos trajeron consigo una decepción, ya que las matrices de tan alto módulo eran incapaces de transmitir la carga a las fibras. Estudios con materiales reforzados con fibras de vidrio en los cuales el módulo de la matriz era más bajo comparado con el de las fibras produjeron compuestos con alguna capacidad de refuerzo. Los materiales compuestos con matriz de vidrio permiten soportar temperaturas de hasta 1000°C. El empleo de partículas de refuerzo (whiskers) en lugar de fibras mejora las propiedades del material.

Los materiales compuestos de matriz metálica consisten en una base metálica que se refuerza con uno o más constituyentes, como fibras continuas de grafito, alúmina, carburo de silicio y fibras de boro y materiales de grafito o cerámicos en forma de partículas o whiskers. En el caso de materiales compuestos reforzados con fibras continuas, la fibra es el constituyente dominante, formando una estructura endurecida por una pseudo dispersión del material de refuerzo. Las propiedades óptimas se pueden lograr con una orientación determinada de las fibras. Los materiales con refuerzo de partículas o whiskers presentan un comportamiento isótropo.

## 4 Propiedades elásticas de los materiales con refuerzo de fibra continua

Tal como se avanzó anteriormente, la unidad básica de un material compuesto se denomina *lámina* (Fig. 4.1), en la que el refuerzo puede ser mediante fibras largas paralelas (*lámina unidireccional*) o mediante un tejido que se obtendría entrelazando las fibras (*lámina bidireccional*). Los espesores típicos de una lámina están comprendidos entre los 0,1 mm y 1 mm.

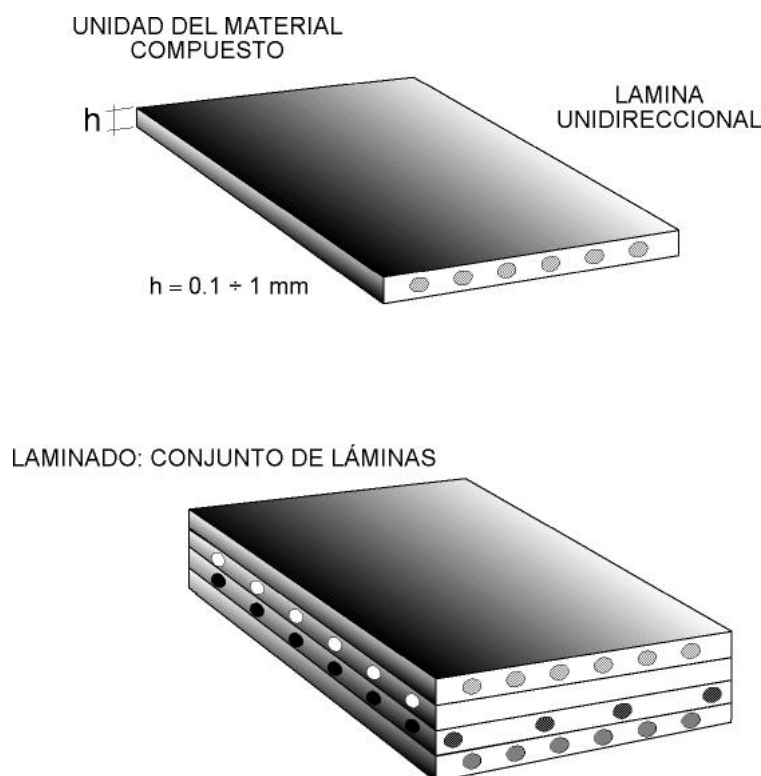


Figura 4.1. Definición de lámina (arriba) y laminado (abajo)

Se da el nombre de *laminado* a un conjunto de láminas, apiladas unas sobre otras (Fig. 4.1), y entre las que existe continuidad de la matriz entre ellas en la dirección perpendicular al laminado. Nótese que cada lámina puede tener sus fibras con una orientación distinta a la del resto de las otras. Como quiera que las fibras de un material compuesto son las que más contribuyen a soportar los esfuerzos a que se encuentra sometido la pieza fabricada, la posibilidad de apilar láminas en las que las direcciones de las fibras vayan cambiando posibilita al ingeniero realizar un diseño óptimo del material compuesto.

## 4.1 Propiedades físicas de los laminados de fibra continua

### 4.1.2 Contenidos de fibra y matriz

Previamente a la obtención de las propiedades de una lámina conviene establecer una definición más precisa de los parámetros relativos a los contenidos de fibra y matriz. Así, se define como contenido másico de refuerzo,  $M_f$ , de una lámina a:

$$M_f = \frac{\text{masa de fibras}}{\text{masa total}} \quad (4.1)$$

Denominando  $M_m$  al contenido másico de matriz, que se definiría como:

$$M_m = \frac{\text{masa de matriz}}{\text{masa total}} \quad (4.2)$$

se tendría que:

$$M_f + M_m = 1 \quad (4.3)$$

Un parámetro de definición del material compuesto, que se utiliza ampliamente, es el contenido volumétrico de refuerzo,  $V_f$ , de la lámina, que se define como

$$V_f = \frac{\text{volumen de fibras}}{\text{volumen total}} \quad (4.4)$$

Denominando  $V_m$  al contenido volumétrico de matriz de la lámina, definido como

$$V_m = \frac{\text{volumen de matriz}}{\text{volumen total}} \quad (4.5)$$

se tendría que

$$V_f + V_m = 1 \quad (4.6)$$

Los contenidos volumétricos de fibras más usuales que se obtienen en los materiales compuestos dependen de su sistema de procesado. En la Tabla 4.1 se resumen algunos valores típicos de este parámetro en función del tipo de proceso:

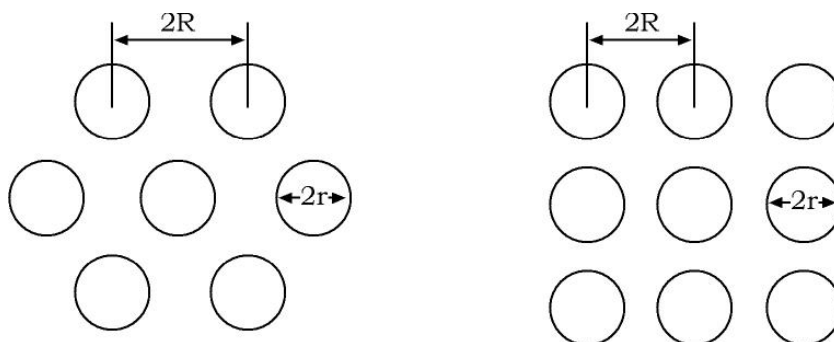
**Tabla 4.1. Propiedades físicas de diversos materiales**

PROCESO DE FABRICACIÓN	$V_f$ (%)
Por contacto	30
Por presión	40
Por enrollamiento continuo (filament winding)	60-85
Por bolsa de vacío	50-80

Los contenidos volumétricos de fibra que posee una lámina también pueden determinarse a partir de la arquitectura del refuerzo. Así, por ejemplo, para unas estructuras de refuerzo hexagonal o cuadrado, como se indican en la Fig. 4.2, se obtiene, respectivamente

$$V_f = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left( \frac{r}{R} \right)^2 \quad (\text{hexagonal}) \quad (4.7)$$

$$V_f = \frac{\pi}{4} \left( \frac{r}{R} \right)^2 \quad (\text{cuadrado}) \quad (4.8)$$



**Figura 4.2. Estructura del refuerzo hexagonal (izquierda) y cuadrado (derecha).**

#### 4.1.2 Densidad de la lámina

La densidad de la lámina  $\rho$  puede determinarse a partir de las densidades y porcentajes volumétricos de los constituyentes, resultando:

$$\rho = \frac{\text{masa}}{\text{volumen}} = \frac{M_f}{V} + \frac{M_m}{V} = \frac{\text{volumen fibras}}{V} \rho_f + \frac{\text{volumen matriz}}{V} \rho_m = V_f \rho_f + V_m \rho_m \quad (4.9)$$

Fácilmente puede demostrarse que

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_f}{\rho_f} + \frac{M_m}{\rho_m} \quad (4.10)$$

### 4.1.3 Espesor de la lámina

El espesor de la lámina  $h$  puede deducirse suponiendo conocida una magnitud, además de los parámetros anteriores, que se denomina gramaje  $m_g$  que representa la masa de fibras por metro cuadrado de laminado y que, por tanto, se expresa en  $kg/m^2$ . Así, considerando un metro cuadrado de laminado puede escribirse:

$$\rho_f = \frac{m_g}{Volumen\ de\ fibras} = \frac{m_g}{Volumen\ total} \cdot \frac{Volumen\ total}{Volumen\ fibras} = \frac{m_g}{V_T} \cdot \frac{1}{V_f} \quad (4.11)$$

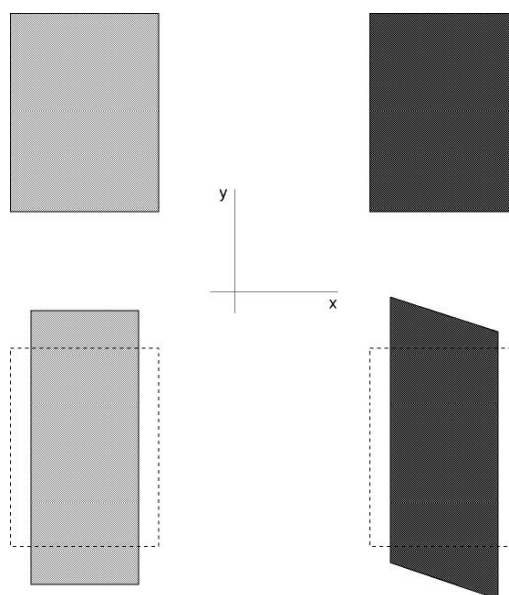
Como  $V_T = h \cdot 1(m^2)$ , se obtiene:

$$h = \frac{m_g}{V_f \cdot \rho_f} = m_g \left( \frac{1}{\rho_f} + \frac{1}{\rho_m} \left( \frac{1 - M_f}{M_f} \right) \right) \quad (4.12)$$

## 4.2 Propiedades elásticas

Las láminas y, por tanto, los laminados, presentan un comportamiento marcadamente anisótropo. Este es un concepto que es importante entender antes de profundizar en los aspectos micromecánicos de una lámina. En la parte superior de la Fig. 4.3 se muestran dos placas rectangulares; la de la izquierda está fabricada utilizando un material isótropo y, la de la derecha, utilizando uno anisótropo. Cuando ambas placas se someten a tracción en dirección paralela a su lado más largo, la manera en que se deforman las placas es diferente: la placa de material isótropo se alarga longitudinalmente y se contrae transversalmente por el denominado efecto Poisson, pero todos los lados de la placa permanecen paralelos a sus direcciones iniciales; sin embargo, en la placa de material anisótropo (material compuesto), la manera de deformarse es diferente a la de la placa de material de comportamiento isótropo: en efecto, los lados ya no permanecen paralelos a los originales apareciendo, para este estado de deformación axial de tracción, fenómenos de cizalladura asociados con él, cosa que no sucedía en el caso anterior.

Toda la discusión anterior hace ver que, en el caso de materiales anisótropos, las maneras de deformarse un sólido son más complejas que cuando el material presenta un comportamiento isótropo. Desde el punto de vista formal, un material es isótropo si sus propiedades -por ejemplo, las mecánicas- son independientes de la dirección en que las midamos y anisótropo si esto no fuera así. Para aclarar esto, y volviendo al ejemplo de la Fig. 4.3, si se determinara el módulo de elasticidad  $E$  del material de la placa de la izquierda en base al ensayo de tracción realizado (simplemente  $E$  sería el cociente entre la tensión aplicada y la deformación longitudinal conseguida), y repitiéramos el ensayo pero ahora traccionando de los dos lados verticales, el módulo de elasticidad que se obtendría sería el mismo que en el caso anterior. Es decir, al tratarse de un material isótropo la propiedad que se mide es independiente de la dirección en la que se ha realizado el ensayo. Sin embargo, cuando en una lámina se haga un ensayo de tracción ordinario en la dirección de sus fibras se obtendrá un valor del módulo de elasticidad  $E_x$  (ó  $E_1$ ) mientras que, cuando se realice el ensayo en dirección perpendicular a la fibras, se obtendrá otro valor  $E_y$  (ó  $E_2$ ) del módulo de elasticidad que será distinto al anterior. La propiedad que se mide es, en este caso, dependiente de la dirección en que se realice el ensayo. En definitiva, los materiales compuestos poseen un marcado carácter anisótropo en los que la formulación de sus relaciones constitutivas -relaciones entre las componentes de los tensores de tensión y deformación- resulta ser algo más complicada que la correspondiente a materiales isótropos.



**Figura 4.3. Diferencias en la deformación entre un material isotrópico y anisótropo**

Las propiedades elásticas de un material compuesto pueden hallarse haciendo un análisis micromecánico. El objetivo del análisis micromecánico de una lámina unidireccional de material compuesto es relacionar sus propiedades con las de los materiales que lo constituyen. Básicamente, las propiedades macromecánicas a obtener son:

- Módulo de elasticidad en la dirección de las fibras ( $E_x$  ó  $E_1$ )
- Módulo de elasticidad en la dirección ortogonal a las fibras ( $E_y$  ó  $E_2$ )
- Coeficiente de Poisson principal ( $\nu_{yx}$  ó  $\nu_{21}$ )
- Coeficiente de Poisson secundario ( $\nu_{xy}$  ó  $\nu_{12}$ )
- Módulo de rigidez transversal ( $G_{xy}$  ó  $G_{12}$ )
- Coeficiente de dilatación principal (dirección de las fibras) ( $\alpha_1$ )
- Coeficiente de dilatación secundario (dirección perpendicular a las fibras) ( $\alpha_2$ )

Se parte de que las propiedades de las fibras y de la matriz son conocidas. Las hipótesis fundamentales que se establecen son las siguientes:

- El material de las fibras se considera homogéneo, isotrópico y con un comportamiento elástico-lineal hasta rotura. Las fibras se suponen regularmente espaciadas dentro de la matriz y perfectamente alineadas.
- El material de la matriz es homogéneo, isotrópico y también presenta un comportamiento elástico-lineal hasta rotura. Se supone que la matriz rodea a todas las fibras y que existe una adherencia perfecta en la interfase fibra-matriz.
- El material compuesto resultante que configura la lámina se considera, a nivel macroscópico, homogéneo con un comportamiento ortótropo elástico lineal hasta rotura y libre de tensiones residuales generadas por el proceso de curado.

Adicionalmente a todo lo anterior se supondrá que fibra y matriz trabajan "solidariamente". Esta hipótesis relativa a la "solidaridad" implica que, cuando una lámina sea traccionada en la dirección de las fibras, tanto éstas como la matriz que las rodea sufren la misma deformación longitudinal en la dirección de la carga aplicada.

Aunque estas hipótesis no son del todo ciertas (como, por ejemplo, el suponer la isotropía de la fibra, cuando se ha visto en los apartados anteriores que las fibras de carbono se caracterizan por su fuerte anisotropía), sí que dan aproximaciones lo bastante buenas de las propiedades del material a escala global.

A continuación se presentan las fórmulas de cálculo de las propiedades de una lámina de material compuesto. Los desarrollos de las mismas pueden encontrarse en cualquier libro especí-

fico de cálculo y diseño con materiales compuestos. Llamando  $V_f$  y  $V_m$  a los volúmenes específicos de fibra y matriz, respectivamente, se obtienen las siguientes ecuaciones

$$E_1 = E_f \cdot V_f + E_m \cdot (1 - V_f) \quad (4.18)$$

La Ec. 4.18 es lo que se conoce como regla de mezclas. A partir de ella se puede obtener el módulo de elasticidad del material compuesto en la dirección de sus fibras en función de los módulos de elasticidad de la fibra y de la matriz teniendo en cuenta los porcentajes de fibra y matriz. Sin embargo, es necesario incidir en el hecho de que esta regla de mezclas no siempre es válida para el cálculo de las propiedades de la lámina. El resto de propiedades elásticas viene dado por:

$$E_2 = E_m \left( \frac{1}{V_m + V_f \cdot \frac{E_m}{E_f}} \right) \quad (4.19)$$

$$\nu_1 = \nu_f \cdot V_f + \nu_m \cdot (1 - V_f) \quad (4.20)$$

$$\frac{\nu_{12}}{E_2} = \frac{\nu_{21}}{E_1} \quad (4.21)$$

$$G_{12} = G_m \cdot \left( \frac{1}{V_m + V_f \cdot \frac{G_m}{G_f}} \right) \quad (4.22)$$

Y los coeficientes de dilatación térmica vienen dados por:

$$\alpha_1 = \frac{\alpha_f E_f V_f + \alpha_m E_m V_m}{E_f V_f + E_m V_m} \quad (4.23)$$

$$\alpha_2 = \alpha_m V_m + \alpha_f V_f + \frac{(\nu_f E_m - \nu_m E_f)}{\frac{E_m}{V_f} + \frac{E_f}{V_m}} \times (\alpha_f - \alpha_m) \quad (4.24)$$

### 4.3 Resistencia a la tracción

Tal como se ha visto, la principal propiedad de los materiales compuestos es su anisotropía (anisotropía que se ve acentuada por la posibilidad de orientar la fibra a cualquier ángulo respecto a la dirección de la carga). Desde el punto de vista de la resistencia del material, esta anisotropía se traduce en una infinidad de modos de fallo posible (rotura de la fibra, rotura de la matriz, fallo en la interfase), que requeriría un curso entero para su tratamiento.

Con objeto de ilustrar en parte las diferencias de los materiales compuestos respecto a los materiales isótropos, y ya para terminar esta breve descripción de sus propiedades, se analiza a continuación la resistencia a la tracción de una lámina de material compuesto unidireccional al estar sometida a cargas en la dirección de la fibra.

Como el módulo longitudinal sigue la regla de mezclas (Ec. 4.18), la podemos emplear de nuevo la regla de mezclas para expresar la tensión global a la que está sometida la lámina:

$$\sigma_1 = \sigma_f \cdot V_f + \sigma_m \cdot (1 - V_f) \quad (4.25)$$

donde  $\sigma_1$ , es la tensión media que actúa sobre la lámina en la dirección de sus fibras,  $\sigma_f$ ,  $\sigma_m$ , las tensiones que, respectivamente, soportan las fibras y la matriz, y  $V_f$ ,  $V_m$ , los volúmenes específicos de fibra y matriz.

Llegados aquí, tenemos que realizar dos hipótesis diferentes: a) que la fibra posee una deformación de rotura inferior a la de la matriz; o b) viceversa. Supongamos que se cumple la primera hipótesis:  $\varepsilon_f^R < \varepsilon_m^R$ , siendo  $\varepsilon_f^R$  y  $\varepsilon_m^R$ , las deformaciones de rotura en tracción de fibra y matriz, respectivamente. Si admitimos -como ya hicimos con anterioridad, que fibra y matriz trabajan solidariamente -es decir, que sufren ambas la misma deformación-, romperá antes la fibra que la matriz, tal como se ve en la figura siguiente:

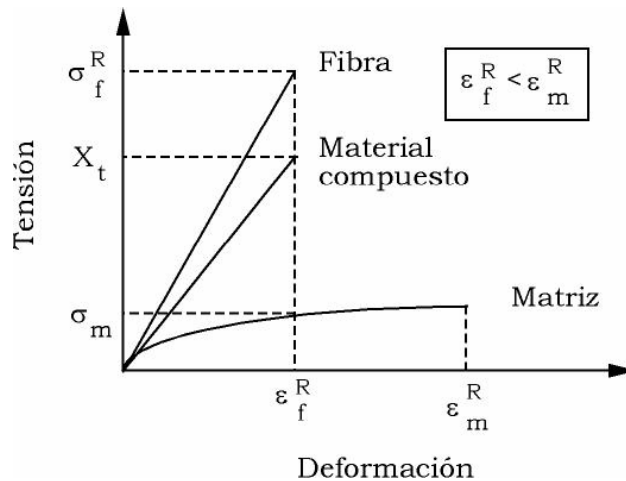


Figura.4.4.

en la que  $\sigma_f^R$  y  $\sigma_1^R$ , representan las tensiones de rotura de la fibra y de la lámina, respectivamente, y donde  $\sigma_m$  representa la tensión a la que se encuentra la matriz en el momento de la rotura y que es inferior a su tensión de rotura.

En estas condiciones podemos escribir:

$$\sigma_1^R = \sigma_f^R V_f + \sigma_m V_m = \sigma_f^R V_f + E_m \varepsilon_f^R V_m = \sigma_f^R V_f + E_m \frac{\sigma_f^R}{E_f} V_m = \sigma_f^R \left[ V_f + \frac{E_m}{E_f} V_m \right] \quad (4.26)$$

Si, como suele ser habitual,  $E_f \gg E_m$ , la expresión anterior puede reducirse a:

$$\sigma_1^R = \sigma_f^R V_f \quad (4.27)$$

expresión muy sencilla y de gran uso en la práctica ingenieril.

En la siguiente figura se muestran las variaciones, en función del porcentaje de fibras  $V_f$ , de la resistencia a tracción de la lámina en las dos hipótesis anteriores (volúmenes específicos de fibra bajo y alto). Como se observa, existe un valor de  $V_f$  para el que ambas predicciones coinciden, y que señalaría la transición para aplicar una fórmula u otra. Las dos líneas continuas de dicha figura representan los valores de la tensión de rotura a tracción de la lámina que poseen sentido físico. Así, cuando el volumen específico de fibras es nulo, la resistencia de la lámina debe coincidir con la de la matriz y, por el contrario, cuando dicho volumen toma el valor unitario, debe coincidir con el valor de la resistencia a tracción de las fibras. También se observa que el valor de la resistencia de la lámina, para el volumen crítico de fibras resulta ser inferior a la resistencia del material de la matriz, y que existe un valor del volumen de fibras  $V_f = V_1$ , para el que la resistencia de la lámina, a pesar de la existencia de fibras, coincide con el de la matriz.

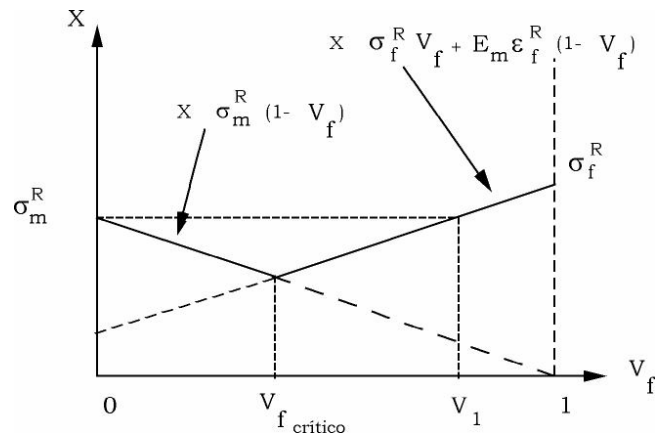


Figura 4.5.

Para el otro caso (deformación de rotura de la matriz sea inferior a la de la fibra,  $\varepsilon_m^R < \varepsilon_f^R$ ) las curvas tensión-deformación de los materiales intervinientes serían las que se recogen a continuación:

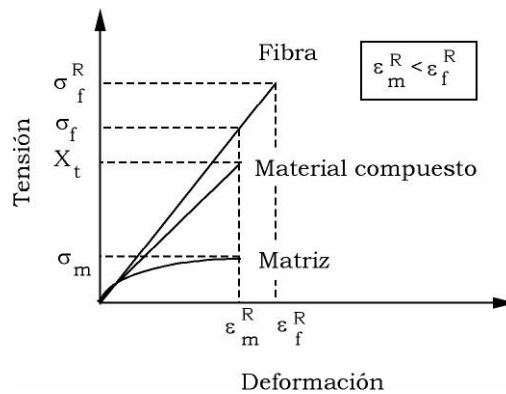


Figura 4.6.

Un razonamiento análogo al desarrollado anteriormente nos conduciría a la siguiente expresión:

$$\sigma_c^R = \sigma_f V_f + \sigma_m^R V_m = \sigma_m^R \left[ V_f \frac{E_f}{E_m} + V_m \right] \quad (4.28)$$

Todos los resultados anteriores no tienen en consideración la distribución estadística de las resistencias a la tracción de fibra y matriz. Así, por ejemplo, para el caso de que la rotura se inicie en las fibras y no en la matriz, la resistencia de una fibra varía de un punto a otro de la misma, no produciéndose la rotura de todas las fibras al mismo tiempo sino que la lámina comienza a romperse en un punto débil de una fibra. La rotura de ésta hace cambiar la distribución de tensiones a la que se encuentra sometida la fibra que ha roto así como la de las fibras próximas, tal como se indica en la figura, en la que se representa las distribuciones de las tensiones normales,  $\sigma$ , que actúan sobre la sección transversal de la fibra, y de las tangenciales,  $\tau$ , que actúan a lo largo de la interfase fibra- matriz.

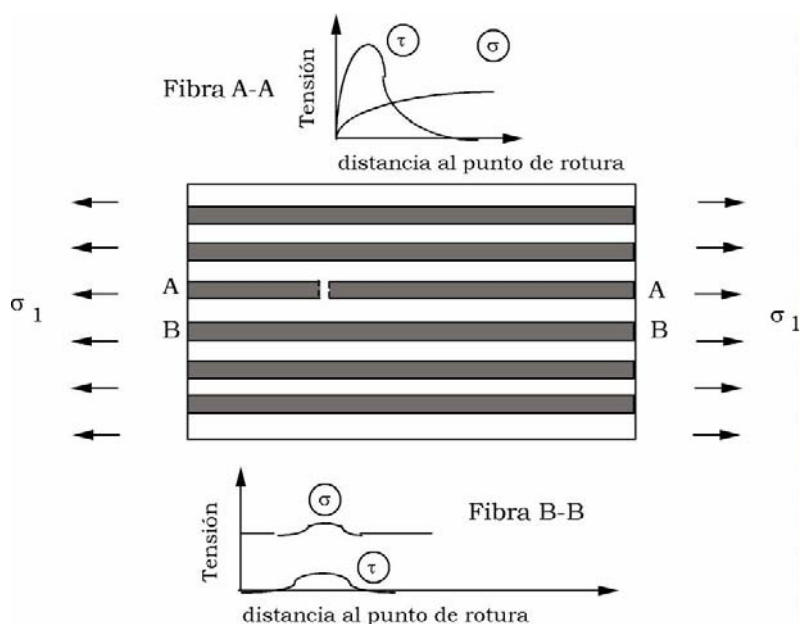


Figura 4.7.

Como se observa en la figura, en una fibra rota, las tensiones normales son nulas en la sección donde se produjo la rotura, y aumentan progresivamente a medida que nos alejamos de dicha sección hasta alcanzar el valor de la tensión  $\sigma_f$  a la que se encuentran sometidas todas las fibras dentro de la lámina. También aparecen tensiones tangenciales, actuando sobre la superficie lateral de la fibra, que crecen bruscamente en las proximidades de la sección rota para luego decrecer y anularse justo en el punto en el que la tensión de la fibra alcanza el valor  $\sigma_f$ . En una fibra vecina a la anterior, las tensiones normales se incrementan en la zona de rotura, pasando del valor  $\sigma_f$  a otro mayor, y aparecen tensiones tangenciales que también alcanzan un valor máximo en la zona de rotura de la fibra que rompió. El efecto global de todo esto es que, la fibra rota deja de soportar tensiones en una determinada longitud, sobrecargándose las fibras vecinas, las cuales podrían alcanzar niveles tensionales que, también, las condujeran a la rotura. En la figura siguiente se muestran diferentes etapas del proceso de rotura a medida que la sollicitación de la lámina vaya aumentando.

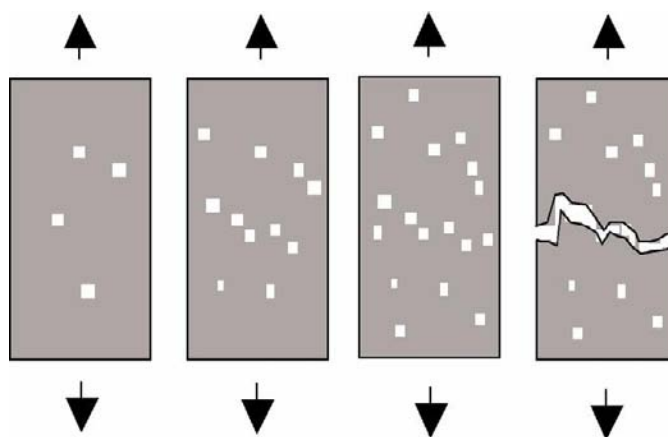


Figura 4.8.

Como se observa en la figura, a medida que la carga aumenta, se incrementa la densidad de fibras rotas que, a su vez interactúan con las vecinas causando también su fallo. En un momento dado, las roturas generadas pueden coalescer (unirse), produciéndose, entonces, la rotura global de la lámina. Conviene remarcar el hecho de que las fibras no tienen, estrictamente hablando, una tensión de rotura sino que ésta sigue una determinada distribución probabilística.

tica. Este hecho implica que, para calcular la tensión de rotura de la lámina, fuera necesario un análisis estadístico en función del volumen específico de fibras y de la distribución estadística de la tensión de rotura de éstas.

Para el caso de materiales compuestos en los que la matriz sea más frágil que las fibras que la refuerzan, como es el caso de los materiales compuestos de matriz cerámica, podríamos repetir todo lo dicho con anterioridad pero ahora las fisuras se originarían en zonas débiles de la matriz. En esas zonas, las fibras se verían sometidas a mayores tensiones normales y aparecerían tensiones tangenciales sobre las fibras a lo largo de su interfase con la matriz. Esto puede conducir, a su vez, a que las fibras rompan o que se separen de la matriz ("Fibre-matrix debonding" en inglés).

# REFUERZO DE ESTRUCTURAS CON MATERIALES COMPUESTOS

M. Dolores G. Pulido y Jordi Pons Gabarrón

PEDELTA

dpulido@pedelta.es; jpons@pedelta.es; www.pedelta.es

## 1 Introducción

La aplicación de laminados compuestos FRP en el refuerzo de estructuras de hormigón, metálicas, de madera, de piedra, etc. comienza a constituir, en el momento presente, una auténtica alternativa al sistema de refuerzo convencional mediante encolado de chapas de acero (fundamentalmente en refuerzos a flexión), tanto por sus mejores prestaciones mecánicas específicas y resistencia a la corrosión, como por los ahorros obtenidos en el proceso total del refuerzo, gracias a la ligereza que presentan los materiales compuestos, facilitando su transporte, manejo y puesta en obra, empleando medios auxiliares ligeros durante cortos periodos de tiempo.

La primera aplicación en España del presente sistema de refuerzo se llevó a cabo en el puente del Dragó (Barcelona, 1996).

## 2 Materiales compuestos

El término material compuesto se reserva para aquellos materiales bifásicos (fibra + matriz) fabricados expresamente para mejorar los valores de las propiedades que los materiales constituyentes presentan por separado, exhibiendo una interfaz identificable entre ellos. Si bien la variedad de los mismos es enorme, se cumple como denominador común la existencia de un elemento fibroso, que aporta rigidez y resistencia, con un ratio longitud/espesor claro, y una matriz (generalmente resina) que configura geoméricamente el material compuesto. Normalmente, la matriz es flexible y poco resistente, con la misión principal de transmitir los esfuerzos de unas fibras a otras, y entre ellas y la superficie adyacente, además de proteger a las fibras de posibles daños mecánicos y ambientales.

Las fibras empleadas pueden estar constituidas por carbono, vidrio, boro, aramida, metal, cerámica, etc. La naturaleza de las matrices también puede ser muy variada: orgánicas, minerales, metálicas, cerámicas, etc. Referente a las aplicaciones en la ingeniería civil,

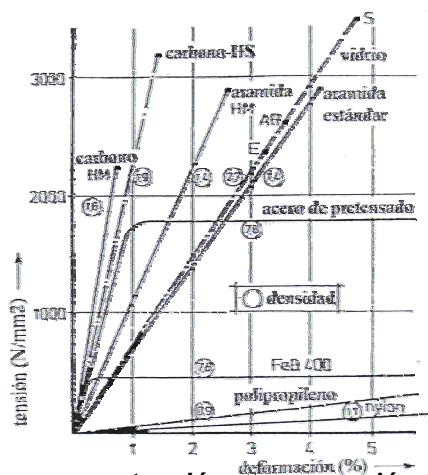
el mercado de los materiales compuestos lo conforman, mayoritariamente, las matrices orgánicas y las fibras de carbono, vidrio y aramida.

Como propiedades generales podemos destacar: elevadas resistencias mecánicas (comportamiento lineal hasta rotura), resistencia a la corrosión, resistencia a los ataques químicos, ligereza, presentación en cualquier longitud (eliminación de juntas), muy buen comportamiento a fatiga, buenas propiedades dieléctricas, etc.

Cuando las fibras, dentro del material compuesto, se encuentran orientadas en una única dirección (presentación industrial conocida como *roving*), nos encontramos con un material anisótropo, obteniéndose la máxima resistencia y módulo en la dirección del eje de las fibras. Una disposición del refuerzo en dos direcciones (presentación denominada *tejido*) produce diferentes resistencias según el ángulo que formen las fibras. En el caso de que las fibras se encuentren orientadas en todas direcciones (presentación denominada *mats*), el comportamiento del compuesto es isótropo, reduciéndose sustancialmente los valores de la resistencia en relación con los obtenidos en los compuestos tipo *roving* según la dirección de las fibras.

La forma de los materiales compuestos más usual empleada en aplicaciones estructurales se denomina laminado, constituido por varias laminas de fino espesor. Dependiendo de la orientación de las fibras en cada lámina y de la secuencia de las mismas dentro del laminado se puede generar un amplio rango de propiedades mecánicas y físicas.

Las propiedades mecánicas del material compuesto, en cualquier dirección, dependen del porcentaje de fibras, en volumen, orientadas en la misma dirección, así como de las propiedades mecánicas de las fibras, de la longitud, forma y composición de las fibras, de las propiedades mecánicas de la resina y de la adherencia entre las fibras y matriz. Dichas propiedades dependen sobremanera de la dirección de medida en relación con la dirección de las fibras. Las propiedades de la matriz influyen en la resistencia a cortante del material compuesto, así como en las propiedades químicas, eléctricas y térmicas del compuesto, además de dar soporte lateral contra el pandeo de las fibras bajo solicitaciones de compresión.



**Fig. 2.1 Densidades y curvas tensión – deformación (ensayo uniaxial) para diversas fibras sintéticas y aceros de armado y pretensado**

Para poder apreciar esta variabilidad de las propiedades de los materiales compuestos en función del tipo de fibra y de resina empleados, se adjunta en la Figura 2.1 la relación tensión - deformación (ensayo uniaxial) para diversas fibras, así como para el acero de armado y pretensado; constatándose el carácter completamente lineal entre tensiones-deformaciones de los materiales compuestos llevados hasta rotura.

La mayor parte de los materiales compuestos presentan resistencias estáticas a largo plazo significativamente inferiores a las observadas a corto plazo, con fracciones aproximadas al 30%, 50% y 80% para el vidrio, aramida y carbón, respectivamente. Estas pérdidas de resistencia, experimentadas en los materiales compuestos ante carga sostenida (*creep rupture* o *static fracture*), pueden acelerarse ante condiciones ambientales adversas (presencia de agua, soluciones alcalinas o ácidas, radiaciones ultravioletas, etc.).

Las características mecánicas de las fibras de carbono no se alteran ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos o bases, agentes atmosféricos, etc., permitiendo un contacto directo con el hormigón durante largos periodos de tiempo. Las fibras de aramida, si bien resisten la presencia de determinados disolventes y agentes químicos, se ven afectadas por la presencia de ácidos y bases, humedad, etc., experimentando una disminución de sus características resistentes en contacto con el hormigón. Las fibras de vidrio se deterioran al entrar en contacto directo con el hormigón y, aunque la matriz de resina del material compuesto podría protegerlas químicamente, no siempre es el caso. Las fibras más vulnerables a las radiaciones ultravioletas son las de aramida.

### 3 Refuerzos de estructuras de hormigón

De entre los diversos métodos empleados en el refuerzo de estructuras, el encolado de chapas de acero mediante adhesivo estructural constituye uno de los sistemas más ampliamente utilizado y de mayor eficacia (fundamentalmente en zonas traccionadas de refuerzos a flexión), sobre todo desde el desarrollo experimentado en los últimos años en las técnicas adhesivas.

A pesar de la eficacia demostrada en el refuerzo mediante láminas encoladas de acero, nos encontramos con los siguientes inconvenientes manifiestos:

- Las láminas de acero constituyen elementos pesados en su manejo, transporte y ejecución, limitando las longitudes máximas de las chapas a 6 – 8 metros (surgiendo la problemática de las juntas). Debido a su elevada densidad, requieren medios auxiliares importantes para su apuntalamiento, empleados durante largos plazos de tiempo, pudiendo provocar molestias por los cortes de tráfico producidos o por la ejecución de obras en edificios en funcionamiento.
- Corrosión de la lámina de acero (afectando a la adherencia entre hormigón y chapa).
- Debido a la gran rigidez que presentan las chapas de acero, se requiere una elevada planeidad en las superficies de encolado.

Con la necesidad de solventar las deficiencias presentadas en la utilización de chapas metálicas, y ante el elevado y creciente número de estructuras existentes que requieren ser reforzadas, se desarrolló un sistema alternativo de refuerzo a flexión a base de materiales compuestos.

La resistencia a la corrosión de los laminados compuestos evita que la adherencia entre sustrato (hormigón, madera, etc.) y lámina sufra alteraciones, así como su reducida densidad frente al acero permite una mayor maniobrabilidad y facilidad en la ejecución, requiriéndose medios auxiliares ligeros con plazos de puesta en obra muy reducidos (las densidades de los diversos materiales compuestos pueden apreciarse en la Figura 2.1). Esta mayor ligereza de los materiales compuestos permite su transporte en rollos de hasta 300 m de longitud, evitando la problemática de las juntas. Como inconvenientes más representativos podemos enunciar el alto precio del material.

Gracias al empleo de medios auxiliares más ligeros y durante un plazo de tiempo menor, se pueden llegar a obtener ahorros de hasta un 25% en el proceso total del refuerzo, compensando, de este modo, el mayor precio de los MC frente al del acero.

## 4 Criterios de diseño

Como recomendaciones generales en el diseño de refuerzos de estructuras, tanto con materiales compuestos como con materiales más convencionales, podemos destacar las siguientes: evitar el colapso de la estructura en el caso de eliminación del refuerzo (accidente, vandalismo, etc.); contemplar el estado previo de deformaciones en la estructura antes de reforzar (redistribución de esfuerzos a nivel de estructura y seccional) y estudio de la idoneidad del refuerzo seleccionado.

El esquema general de cálculo comprendería la comprobación de la seguridad de la estructura sin reforzar (flexión, cortante, etc.), verificación de la seguridad de la estructura reforzada y verificación de los Estados Límites de Servicio.

La fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos depende sobremanera del tipo de material compuesto empleado (las características mecánicas de los mismos pueden variar con el tiempo, debido a fenómenos tales como el envejecimiento, etc.), la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales a las que se verá sometida, etc., resultando compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los coeficientes de seguridad para los diferentes materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular y riguroso para cada tipo de material y aplicación del mismo.

Las diferentes características mecánicas a largo plazo que presentan los diversos materiales compuestos provocan serias restricciones en las tensiones de trabajo, pudiendo diferir considerablemente respecto a las propiedades a corto plazo, con la consiguiente pérdida de capacidad portante de la estructura. Como consecuencia, se debe limitar la tensión admisible de trabajo para garantizar un nivel de seguridad adecuado.

**Tabla 4.1** Coeficientes de minoración de la resistencia última según distintos códigos y autores, tomados de Malvar (98)

CÓDIGO	GFRP*	AFRP*	CFRP
Canadiense <sup>†</sup> , $r > 2$	0.63	0.45	0.81
Canadiense <sup>†</sup> , $r \rightarrow \infty$	0.54	0.40	0.68
Japonés <sup>†</sup>	0.54	0.61	0.61
Eurocódigo 1	0.30	0.50	0.60
Propuesto en Malvar (98)	0.25	0.40	0.64

<sup>†</sup> Documento provisional

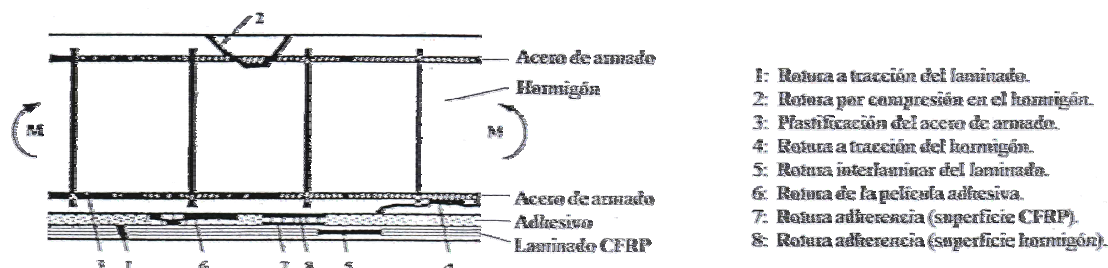
\* Valores sin afectar por una eventual agresión de agentes químicos o ambientales

En la Tabla 4.1, Malvar (98), se resumen los coeficientes de minoración de la resistencia última sugeridos por distintos códigos o autores para diferentes tipos de materiales compuestos (los coeficientes expuestos están referidos a materiales compuestos en forma de barra, no de laminados, aunque el comportamiento relativo entre los diversos materiales es similar), donde se evidencia la necesidad de no tomar las resistencias a corto plazo como referencia en el diseño de estructuras reforzadas con materiales compuestos, sino las propiedades a largo plazo que, como se constata, son extraordinariamente dependientes del tipo de fibra empleada. El símbolo  $r$ , presente en la tabla, representa la relación entre la carga permanente y la sobrecarga de

uso. GFRP, AFRP y CFRP hacen referencia a los materiales compuestos constituidos por fibra de vidrio, aramida y carbono, respectivamente.

En la Figura 4.1 se aprecian los diversos modos de rotura que se pueden experimentar en elementos estructurales reforzados con MC adheridos en zonas traccionadas.

Los daños aquí señalados pueden conducir a roturas inmediatas del elemento o a roturas locales con efectos negativos para su capacidad portante.



**Fig. 4.1 Sección longitudinal de una viga reforzada con láminas de materiales compuestos. Modos de rotura, Meier (92)**

En el Centro de Investigación suizo EMPA se han llevado a cabo (desde 1985) de modo sistemático ensayos de estructuras reforzadas con láminas de materiales compuestos con fibra de carbono, bajo solicitaciones estáticas y dinámicas y con diferentes condiciones climáticas, Kaiser (89). Los modos de rotura observados fueron los siguientes:

- Rotura de la lámina (tipo 1 en la Figura 4.1) al alcanzarse la resistencia a tracción de la misma.
- Rotura en la zona de compresión del hormigón al superarse la deformación máxima a compresión (tipo 2).
- Rotura del acero al superarse su resistencia a fatiga o al excederse la deformación de fluencia (tipo 3).
- Desprendimiento de la lámina de material compuesto (tipo 4). Debido a un desplazamiento vertical de la superficie inferior de la viga provocado por irregularidades locales por insuficiente preparación de la superficie y/o a desplazamientos relativos de las paredes de las fisuras por fuerzas cortante, puede producirse la deflexión de la lámina; provocando grandes esfuerzos de tracción perpendicular a la lámina que podrían fisurar horizontalmente el hormigón y desprender la lámina en toda su longitud.
- No se presentó ninguna rotura del adhesivo a temperatura ambiente.

Las roturas tipo 1, 2 y 4 son graves por la rotura súbita que se puede producir en el elemento, mientras que los modos 5 a 8 pueden provocar una rotura local que, eventualmente, puede ser reparada.

## 4.1 Dimensionamiento a flexión

En el diseño de refuerzos a flexión se consideran, fundamentalmente, los mismos principios que se emplean en refuerzos mediante láminas de acero: equilibrio de la sección, compatibilidad de deformaciones e Hipótesis Navier–Bernouilli (secciones planas permanecen planas después de la deformación).

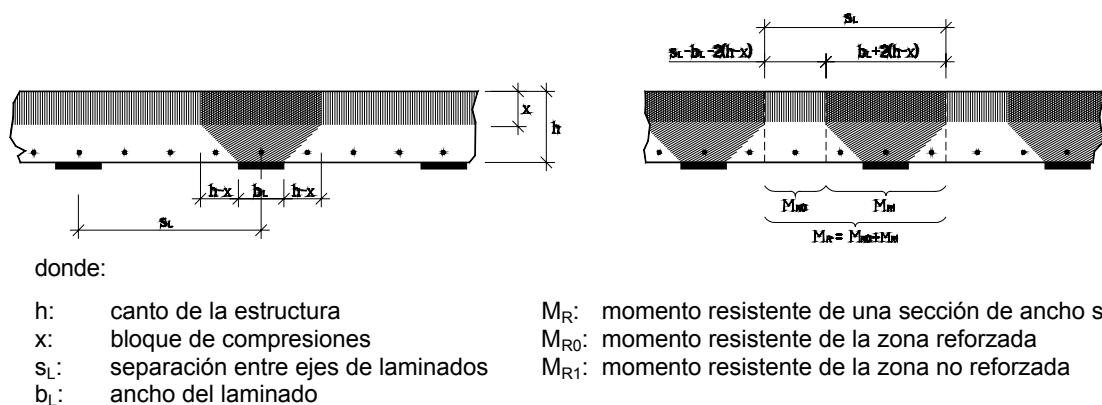
Los modelos constitutivos del hormigón y el acero son los comúnmente empleados (Código Modelo, Eurocódigos, etc.), mientras que para el material compuesto se utiliza una relación totalmente lineal entre tensiones y deformaciones hasta rotura. Si bien se trata de un méto-

do simplificado, los resultados obtenidos concuerdan con suficiente exactitud con los resultados experimentales.

Con objeto de obtener una respuesta seccional dúctil, así como una mayor resistencia a flexión, se debe diseñar el refuerzo de modo que la rotura de la lámina de material compuesto se produzca durante la plastificación del acero y antes de que el hormigón alcance la rotura por compresión.

Para el caso concreto de refuerzos de estructuras mediante laminados unidireccionales (tipo rovings) de fibra de carbono con resina epoxídica, se exponen a continuación los principales criterios empleados en el diseño del refuerzo, basados en experimentos realizados en los laboratorios del EMPA, Kaiser (89) y Deuring (93):

- Los anchos efectivos de la sección, donde se puede considerar la colaboración del laminado compuesto con el resto de la estructura, se detallan en la Figura 4.2.

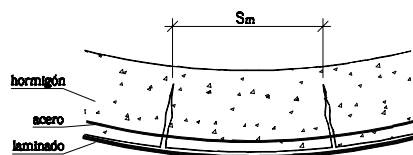


**Fig. 4.2 Determinación de anchos eficaces en secciones reforzadas**

- Con objeto de considerar el efecto de la fisuración del hormigón se define un coeficiente de unión,  $\kappa$ , que relaciona los valores medios de las deformaciones con los valores máximos en el acero y laminado, afectando a la respuesta última seccional. Como se detalla en la Figura 4.3, mientras en el hormigón fisurado a tracción se puede considerar constante la deformación en el hormigón, las deformaciones en el acero y en los laminados compuestos oscilan alrededor de un valor medio (zona entre fisuras), experimentando los valores máximos en las zonas próximas a las fisuras, traduciéndose en puntas en las tensiones de trabajo. Como los diagramas momento–curvatura representan la respuesta estructural de la sección en valores medios, la estructura no se agotará cuando se alcancen dichos valores, sino antes, debido al incremento de tensiones que se produce en las fisuras (el plano de deformaciones muestra los valores medios de las deformaciones en el acero y laminado, mientras que las tensiones y esfuerzos se refieren a la sección fisurada, donde se producen los valores máximos).

Los diferentes valores de  $\kappa$  se expresan a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Acero: } \kappa_s &= \varepsilon_{sm} / \varepsilon_{s,max} & \text{Laminado: } \kappa_L &= \varepsilon_{Lm} / \varepsilon_{L,max} \\ \kappa_s &\approx 0.9 - 1.0 \text{ para } \sigma_{s,max} \geq f_{yd} & \kappa_L &\approx 0.6 - 0.8 \text{ para } \sigma_{s,max} = f_{Ld} \\ \kappa_s &\approx 0.8 - 0.9 \text{ para } \sigma_{s,max} < f_{yd} \end{aligned}$$



donde:

$S_m$ : separación media de fisuras  
 $\varepsilon_c$ : deformación media del hormigón  
 $\varepsilon_s$ : deformación media del acero entre fisuras

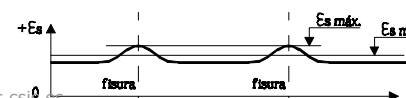
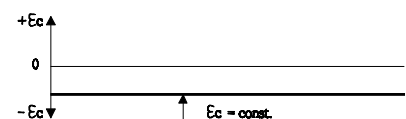


Fig. 4.3 Distribución de deformaciones en zona fisurada

## 4.2 Dimensionamiento por delaminación

Como se describió en el modo de rotura tipo 4 de la Figura 4.1, el colapso de la estructura puede venir determinado por el desprendimiento del laminado (delaminación). En la Figura 4.4 se detalla gráficamente el proceso de delaminación: las fisuras (de ancho  $w$ ) producidas por solicitaciones de flexión, en zonas traccionadas, pueden experimentar un desplazamiento vertical relativo,  $\delta$ , entre los labios de la fisura por solicitaciones de cortante, sufriendo el laminado ese mismo desplazamiento vertical que, al estar traccionado, experimenta una fuerza de tracción perpendicular a la lámina, pudiendo provocar en el hormigón una fisura horizontal que se puede extender hasta el comienzo de la misma, desprendiéndola.

A continuación se adjunta una fórmula empírica propuesta para determinar la fuerza cortante que puede provocar el desprendimiento de la lámina (fenómeno de delaminación), obtenida a partir de ensayos realizados en los laboratorios suizos EMPA, haciendo notar que, como en el caso del apartado de dimensionamiento a flexión, dichos resultados sólo son aplicables para el caso concreto de laminados unidireccionales con fibra de carbono y resina epoxídica, con un 60% en volumen de fibra. Dicha fórmula sólo puede emplearse en elementos sometidos a carga uniforme, no siendo válida en casos donde se produzcan simultáneamente grandes solicitaciones de momentos flectores y esfuerzos cortantes, tales como elementos con grandes cargas puntuales o zonas de momentos negativos con grandes áreas de cortante (voladizos y zonas alrededor de columnas).

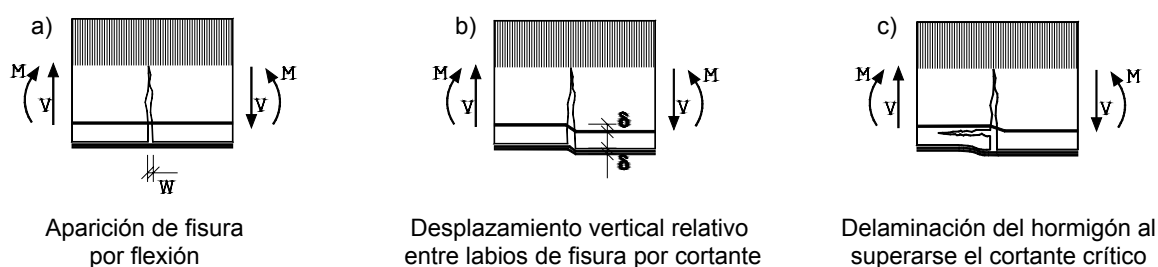


Fig. 4.4 Proceso de delaminación

$$V_A = \tau_{CA} b x + \tau_{CA} b (h - x) (1 - \varepsilon_{Lm} / \xi) + \chi (E_S A_S + E_L A_L) \quad \text{con } (1 - \varepsilon_{Lm} / \xi) \geq 0 \quad (4.1)$$

donde

$V_A$ : cortante crítico de delaminación

- $\tau_{CA}$ : tensión cortante última del hormigón  
 $b$ : ancho de la viga o elemento  
 $h$ : canto de la viga o elemento  
 $x$ : posición de la fibra neutra  
 $\varepsilon_{Lm}$ : deformación de la lámina  
 $E_s A_s$ : módulo de deformación y área del acero de refuerzo  
 $E_L A_L$ : módulo de deformación y área del laminado  
 $\chi, \xi$ : constantes determinadas experimentalmente donde se tiene en cuenta la calidad del hormigón

Los valores de  $x$  y  $\varepsilon_{Lm}$  se deben calcular en la sección con esfuerzo cortante máximo.

El primer sumando de la ecuación que determina el valor de  $V_A$  representa la transferencia de cortante en la zona de compresión del hormigón, el segundo la transferencia de cortante por la interfaz entre las paredes de la fisura (efecto de encaje) y el tercero la transferencia de cortante debido a las fuerzas verticales en el acero de refuerzo y en el laminado provocadas por el desplazamiento vertical  $\delta$  (efecto de armadura pasante). Todo ello se puede apreciar en el gráfico de la Figura 4.5.

Los coeficientes de minoración, en este caso, son mucho mayores que los empleados para el dimensionamiento a flexión, debido a la falta de deformación plástica de la lámina de material compuesto, la variabilidad del sistema de ejecución, el limitado número de ensayos disponibles, etc. Como ejemplo, la normativa suiza SIA emplea un factor de minoración de 1.2 en el caso de dimensionamiento a flexión y de 1.7 para el dimensionamiento por delaminación.

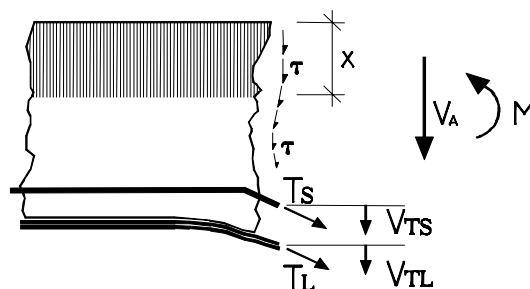


Fig. 4.5 Cortante crítico de delaminación

### 4.3 Dimensionamiento a cortante

De entre una gran diversidad de opciones, los refuerzos empleados a cortante se presentan en forma de laminados conformados como material compuesto o mediante láminas flexibles. Los primeros son laminados rígidos constituidos como MC (incorporan fibras y resina) antes de su ejecución, instalándose mediante adherencia (interfaz de resina) al sustrato (Figuras 4.6a y 4.6b). Los laminados flexibles pueden presentarse secos o impregnados de resina, conformando el MC después de su instalación sobre el sustrato de hormigón (técnica conocida en la literatura internacional como *wet lay-up*), una vez curada la resina aplicada durante la ejecución (Figura 4.7).

A continuación se exponen, de modo resumido, las principales guías que permiten determinar la contribución del laminado compuesto en la respuesta a cortante última de la estructura.

Una de las dificultades que aparecen en la obtención de dicha contribución es la amplia variedad de parámetros y variables involucrados en dicha respuesta: existen diversas opciones en las superficies a ser adheridas (recubriendo totalmente la sección transversal de la estructura, parcialmente en forma de U o a ambos lados de la sección, Fig. 4.8), en el empleo

o no de anclajes mecánicos en los extremos de la sección transversal del refuerzo (Fig. 4.8), en la utilización de refuerzos continuos o en series de bandas (Fig. 4.9), en el ángulo que formen las fibras entre sí (en el caso de tejidos) y entre ellas y la dirección longitudinal de la estructura (Fig. 4.9).



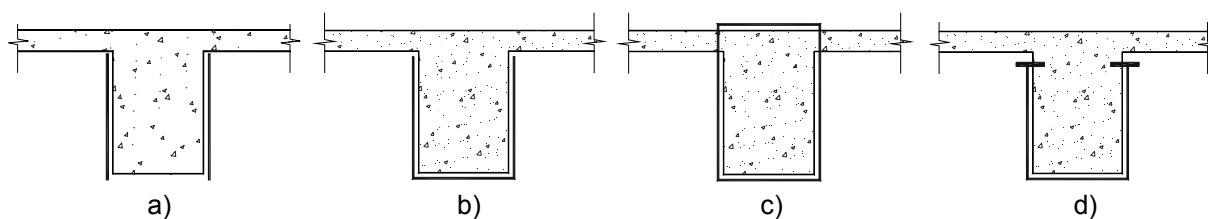
**Fig. 4.6a Laminados rígidos constituidos como MC**



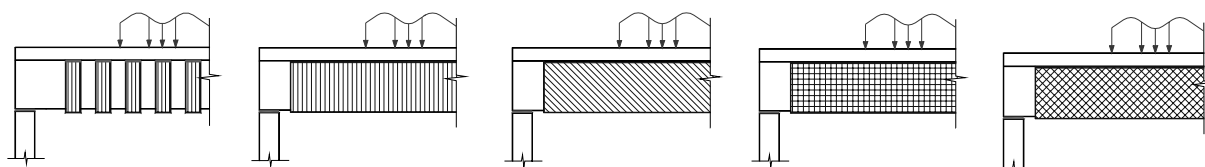
**Fig. 4.6b Aplicación de MC tipo roving como refuerzo a cortante en puentes. Colombia**



**Fig. 4.7 Laminados flexibles conformados como MC después de la instalación sobre el sustrato**



**Fig. 4.8 Configuraciones geométricas de la superficie adherida de refuerzo a cortante: a) a ambos lados de la sección, b) en forma de U, c) recubriendo totalmente la sección transversal y d) empleo de anclajes mecánicos**



**Fig. 4.9 Distribuciones del refuerzo y diversas orientaciones de las fibras**

#### 4.3.1. Contribución del refuerzo de MC

La efectividad del refuerzo, es decir, la carga soportada por el MC en el estado límite último depende del mecanismo de rotura, el cual, a su vez, es función de diversos factores. Los principales modos de rotura que se presentan son la *delaminación (peeling off)* a través del hormigón próximo a la interfaz hormigón-laminado y la *rotura a tracción del MC* a un nivel medio de tensiones que puede ser inferior a la resistencia última a tracción (debido a concentraciones de tensiones provocadas por presencia de esquinas, imperfecciones en la planeidad del sustrato, zonas no adheridas, etc.).

El modo de rotura producido dependerá de las condiciones adherentes, longitud de anclaje, tipo de anclaje en los extremos del laminado, espesor del laminado, rigidez del MC, tipo de resina, ángulo de orientación de las fibras, etc.; presentándose, en muchos casos, mecanismos de rotura combinación de delaminación en ciertas zonas y de rotura a tracción en otras.

Debido a la dificultad de la formulación teórica del problema, los criterios existentes en la literatura se basan en campañas experimentales, calibrando modelos simplificados similares a los empleados en hormigón armado (utilizando la analogía de celosía), coincidiendo las expresiones que determinan la contribución de la armadura pasiva en el refuerzo a cortante con las del MC.

La principal diferencia respecto al refuerzo de acero a cortante estriba en el no desarrollo de la resistencia última a tracción en todo el refuerzo de MC, surgiendo el término tensión efectiva, definida como un fracción de la tensión última a tracción del MC.

#### *Modo de rotura a tracción*

Cuando es posible enrollar el refuerzo de MC a lo largo de todo el perímetro transversal de la estructura, se dota al elemento reforzado de anclaje suficiente. En dichos casos, la rotura suele producirse por tracción del material compuesto y la fracción de la tensión última a tracción del MC que permite determinar el término tensión efectiva será función de la rigidez axial del material compuesto.

En los trabajos llevados a cabo por Triantafyllou (1998) se dedujo el valor de la rigidez axial de 0.4 GPa como aquél que permite obtener la cuantía límite de material compuesto, más allá de la cual la efectividad del refuerzo (contribución del MC en la capacidad a cortante) no aumenta al incrementarse la cuantía del mismo.

#### *Modo de rotura por delaminación*

Si la configuración del refuerzo es tipo U o a ambos lados de la sección transversal de la estructura (refuerzos más comunes, por su viabilidad constructiva, que aquellos que envuelven toda la sección transversal), el anclaje se encuentra limitado a la adherencia desarrollada en la interfaz entre el sustrato de hormigón y el refuerzo en los extremos libres del refuerzo. En este tipo de situaciones debe considerarse un nuevo modo rotura basado en mecanismos adherentes.

Cuando aparecen las fisuras de cortante en el hormigón, se producen altas tensiones de tracción en las zonas del material compuesto que cubren dichas fisuras. Estas tracciones son resultado de la separación del hormigón situado a ambos lados de la fisura, las cuales deben ser transferidas al sustrato situado a cada lado de la fisura mediante tensiones rasantes interfaciales. Si estas tensiones rasantes provocan el colapso de la estructura antes de alcanzar el modo de rotura por tracción del refuerzo del MC, se produce el fenómeno conocido como delaminación (ver apartado 4.2).

La delaminación constituye un modo de rotura crucial, fundamentalmente en estructuras cuyo refuerzo no envuelve la totalidad de la sección transversal. Para este modo de rotura la fracción de la tensión última a tracción del MC que permite determinar el término tensión

efectiva será función de las características adherentes existentes entre el material compuesto y el hormigón.

#### 4.3.2. Resumen del procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño requiere, en primer lugar, la decisión sobre la configuración geométrica del refuerzo. Posteriormente, se determina la capacidad a cortante del mismo a través de las diferentes formulaciones existentes específicas para el MC empleado, adoptándose el valor mínimo de las expresiones correspondientes al modo de rotura a tracción o al modo de rotura por delaminación. En caso de refuerzo con configuración geométrica totalmente envuelta en la sección puede prescindirse del resultado según el modo de rotura por delaminación.

## 5 Ejecución de refuerzos con MC

### 5.1 Preparación del sustrato de hormigón

El sustrato que recibirá las láminas de materiales compuestos debe responder a determinados criterios de recepción geométricas, mecánicas y físico – químicas.

Con objeto de soportar los esfuerzos rasantes transmitidos al sustrato a través de la interfaz hormigón – laminado compuesto, se recomiendan sustratos de hormigón con resistencia rasante admisible de 1.5 MPa (o, en su defecto, hormigones con  $f_{ck} > 20$  MPa).

Los sustratos deben estar limpios de todo producto que pueda afectar a la buena adherencia del material compuesto: pintura, grasa, agentes desencofrantes, cuerpos de tipo orgánico o vegetal. Para el caso concreto de los tejidos de fibra de carbono (tipo TFC, etc.), su escasa sensibilidad a la humedad permite que los sustratos se presenten ligeramente húmedos.

### 5.2 Ejecución del refuerzo

El proceso de ejecución de estos refuerzos depende enormemente del tipo de MC (roving, tejido, preimpregnado, etc.). En los refuerzos que se presentan en el apartado 6 sobre realizaciones se detallan diversos procesos de ejecución.

## 6 Realizaciones

### 6.1 Puentes del enlace del Escorial

Las estructuras nº 5 y nº 6 del Enlace del Escorial se encuentran en el tramo “Villalba – Caloco” de la Autopista A6, en Madrid, sufriendo ambas impactos de vehículos, provocados por gálibos muy estrictos, en 1997.

Ambos puentes, muy similares, constan de dos tableros independientes, uno por cada sentido de circulación. Cada uno de los tableros presentan tres vanos isostáticos formados por ocho vigas de hormigón pretensado enlazadas por un forjado superior de hormigón armado.

El impacto del vehículo se produjo en el tramo central del tablero que soporta los carriles de la A6, concretamente en la viga de borde de la margen izquierda.

Los desperfectos producidos fueron: hormigón del ala inferior y del alma de la viga deteriorados, pérdida de acero de pretensado (aproximadamente un 80 % del pretensado inicial) y de armadura pasiva y revirado del alma de la viga (Figuras 6.1 y 6.2).

Debido al tráfico intenso que circunda la zona, se adoptó la solución de refuerzo con materiales compuestos, gracias a la rapidez de la ejecución del mismo.



**Fig. 6.1 Deterioros en viga de borde impactada, puente nº 5 del enlace del Escorial, Madrid**



**Fig. 6.2 Deterioros en viga de borde impactada, puente nº 6 del enlace del Escorial, Madrid**

Las reparaciones, restituciones y refuerzos propuestos se exponen a continuación: restitución del hormigón en todas aquellas zonas deterioradas por los impactos, sellado de todas las fisuras producidas, recrecido lateral de hormigón en ambos lados de las vigas de borde impactadas con objeto de garantizar un comportamiento monolítico de la viga e incremento de la capacidad portante de las vigas mediante un refuerzo constituido con láminas de material compuesto con fibra de carbono (Figuras 6.3 a 6.4). Los laminados compuestos, una vez aplicados en la estructura, pueden pintarse con objeto de disimular su presencia (como en entornos urbanos, ver Figura 6.5).



**Fig. 6.3 Recrecido de almas (encofrado y armadura). Puente nº 6, Enlace del Escorial**



**Fig. 6.5 Laminados pintados. Puente urbano, Santa Coloma de Gramanet**



**Fig. 6.4 Colocación de los laminados. Puente nº 5 del Enlace del Escorial**

## 6.2 Instalaciones de un concesionario de automóviles en Lérida

El incremento de las cargas experimentado en las instalaciones de un concesionario de automóviles en Lérida, provocado por la construcción de un altillo sobre la estructura existente, obligó a reforzar diversos pórticos de hormigón armado de la misma, tanto a flexión como a cortante.

El refuerzo proyectado consistía en la aplicación de tejido de fibra de carbono (60% resina, 40% tejido), ejecutándose finalmente mediante laminado unidireccional por motivos de disponibilidad del material en fábrica (Figura 6.6).

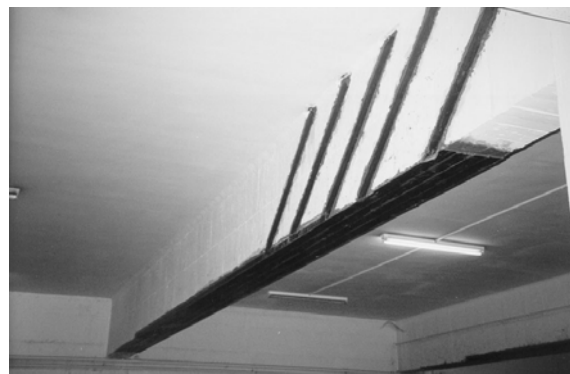
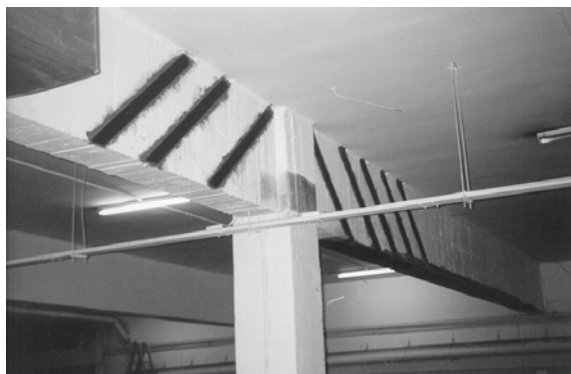


Fig. 6.6 Refuerzo a cortante y flexión. Instalaciones de un concesionario de automóviles en Lérida

## 6.3 Refuerzo de un edificio en Tarragona

Se realizó un refuerzo en un edificio en Tarragona (Figura 6.7), tanto a flexión positiva como negativa, de unas vigas de gran canto de hormigón armado que presentaban armadura insuficiente.

Por razones de economía y rapidez de ejecución, se optó por un refuerzo a base de tejidos flexibles (no conformados como MC antes de su aplicación sobre la estructura) de materiales compuestos de fibra de carbono. Gracias a la facilidad de adherir sobre la estructura la cantidad y longitud de refuerzo necesarias (Fig. 6.10), las cuantías de refuerzo se adecuaron a la ley de esfuerzos. Las razones estéticas también influyeron en la elección del MC como material de refuerzo, pasando desapercibida su existencia sobre el sustrato gracias a su pequeño espesor, su textura similar a la del hormigón y a la pintura aplicada sobre el mismo (Fig. 6.11).

La ejecución del refuerzo, que requirió la utilización de medios auxiliares ligeros (Fig. 6.8), se llevó a cabo siguiendo el siguiente proceso: se aplicó una primera capa de resina epoxídica con medios que permitieran la penetración de la misma a través de las irregularidades del sustrato, asegurando así una buena impregnación.



Fig. 6.7 Vigas de gran canto en zona superior del edificio

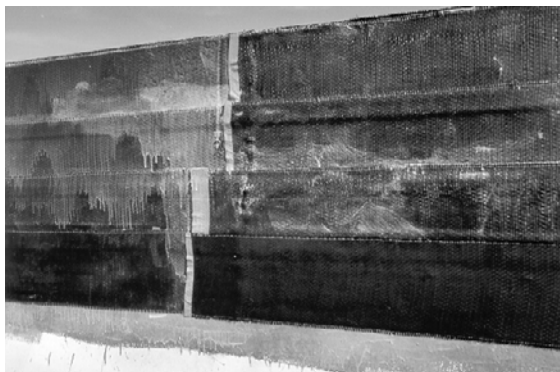
El tejido de fibras de carbono debe aplicarse sobre la capa de resina humedecida, extendiéndose de un extremo a otro, verificándose que no existan pliegues ni que parezca excesivamente estirada. Posteriormente, se presiona sobre la resina mediante rodillo, permitiendo que la resina impregne el tejido y la eliminación de eventuales burbujas de aire.



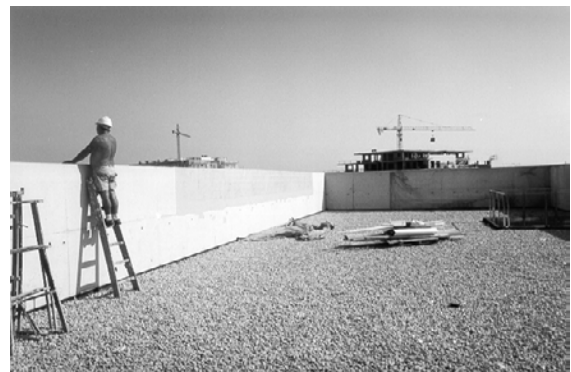
**Fig. 6.8 Medios auxiliares ligeros empleados en la ejecución del refuerzo**



**Fig. 6.9 Vista general de las vigas de gran canto reforzadas con tejidos de MC**



**Fig. 6.10 Detalle de los diversos empalmes realizados en la aplicación del refuerzo**



**Fig. 6.11 Aspecto del refuerzo sobre el que se ha aplicado pintura por cuestiones estéticas**

Después de colocar el tejido se extiende una nueva capa de resina (llamada capa de cierre), aportando material epoxídico que permita impregnar el tejido. Esta capa debe aplicarse inmediatamente después de la colocación del tejido (en ningún caso, después de la polimerización de la resina). No es determinante que el espesor de la capa de cierre sea estrictamente uniforme, pues no afecta a la resistencia del refuerzo.

Una vez curada toda la resina aplicada se obtiene el material compuesto como tal, adherido al sustrato (Figura 6.9).

## 7 Conclusiones

Con todo lo expresado anteriormente sobre el sistema de refuerzo a flexión mediante la aplicación de materiales compuestos con fibra de carbono, podemos concluir los siguientes puntos:

- El rango de aplicación del sistema de refuerzo mediante materiales compuestos es muy amplio, pudiéndose llevar a cabo no sólo donde los requerimientos de altas prestaciones y/o la maniobrabilidad y rapidez de la ejecución constituyan un punto importante, sino, también, donde el planteamiento sea estrictamente económico, gracias al ahorro que se obtiene por la utilización de medios auxiliares ligeros con plazos de ejecución mínimos (del orden de hasta un 25% frente a otras alternativas de refuerzo más convencionales). La reducción importante de los plazos de ejecución le convierte en un sistema de refuerzo muy adecuado donde se produzcan interrupciones de tráfico, etc.

- Se evidencia la necesidad de no tomar las resistencias a corto plazo como referencia en el diseño de estructuras reforzadas con materiales compuestos, sino las propiedades a largo plazo, extraordinariamente dependientes del tipo de fibra empleada.
- A pesar del comportamiento constitutivo completamente elástico lineal de los materiales compuestos, puede obtenerse una respuesta seccional de la estructura (hormigón + refuerzo) dúctil si se diseña adecuadamente el refuerzo, permitiendo la plastificación del acero de armar antes de que el refuerzo alcance su deformación última.
- En la fiabilidad de una estructura reforzada con materiales compuestos influye sobremanera el tipo de material compuesto, la sollicitación de trabajo, condiciones ambientales, etc., por lo que resulta compleja la extrapolación de los criterios de diseño y de los diferentes coeficientes de seguridad para los diferentes materiales compuestos, requiriéndose un estudio particular para cada material y aplicación del mismo.

## 8 Referencias

Deuring, M.: *Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen*. Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research EMPA. EMPA – report Nr. 224, 1993

G. Pulido, M. D. y Sobrino, J.: *Los Materiales Compuestos en el Refuerzo de Puentes*. Revista Internacional de Ingeniería y Estructuras. Eds.: Alex H. Barbat y Roberto Aguilar. Ecuador, 1998

G. Pulido, M. D. y Sobrino, J.: *Reparación de deterioros por impactos de vehículos*. Curso sobre: Conservación, Reparación y rehabilitación de Puentes de Hormigón. INTEVÍA, Madrid, 22-24 de Septiembre de 1997

Kaiser: *Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen*. Dissertation. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Diss. ETH Nr. 8918, 1989

Malvar, L. J.: *Durability of Composites in Reinforced Concrete*. CDCC'98 – First International Conference on Durability of Composites for Construction. Sherbrooke (Québec), Canada. August, 1998

Meier, U. et al.: *Strengthening of structures with CFRP laminates: Research and applications in Switzerland*. Advanced composite materials in bridges and structures, 1<sup>st</sup> International Conference, Shebrooke, Canada, 1992

RITCHIE, P. A. et al.: *External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics*. ACI Structural Journal, Vol. 88, No 4, pp. 490-500

Schwegler, G.: Sika internal report, Zurich, 1997

Triantafillou, T. C. et al.: *Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets*. ACI Structural Journal, Vol. 89, No 3, pp. 235-244, 1998



# REFUERZO A FLEXIÓN CON FRP

Ricardo Perera Velamazán<sup>1</sup>, Francisco Borja Varona Moya<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Universidad Politécnica de Madrid

<sup>2</sup>Universidad de Alicante

## 1 Introducción

En los últimos años, la reparación de estructuras de hormigón armado con sistemas a base de materiales compuestos está experimentando un auge y un crecimiento notables que se espera aumente todavía más en los próximos años [1]; en particular, el refuerzo a flexión y a cortante son los dos campos de aplicación más extendidos de este sistema de reparación aunque otros, como el confinamiento de pilares con encamisados de material compuesto, están adquiriendo cada vez más aplicación. Las principales ventajas de este tipo de sistemas de reparación en comparación con otros tradicionales son su durabilidad, su alta relación resistencia/peso, su bajo coste de mantenimiento y, además, su facilidad de aplicación lo que favorece su ejecución sin ocasionar demasiados trastornos e inconvenientes en el desarrollo de la vida diaria. Sin embargo, por el contrario, su elevado precio retrae un poco su utilización aunque a medida que su uso se vaya generalizando es de esperar una disminución progresiva de los costes.

Una muestra del creciente interés mostrado por este sistema de reparación viene dada por las recomendaciones de proyecto y construcción que se están publicando en los últimos años en países y continentes diferentes; estas recomendaciones intentan proporcionar una guía adecuada para su dimensionamiento y aplicación. Así, por ejemplo, la Comunidad Europea presentó en Julio de 2001, a través de la Federación Internacional de Hormigón (fib–Fédération Internationale de Béton), un documento [2] con recomendaciones detalladas para el proyecto, ejecución y control de calidad de este sistema de reparación en congruencia con el Eurocódigo 2 [3]. Dentro de la Comunidad Europea, la Sociedad del Hormigón del Reino Unido presentó a finales del año 2000 un documento [4] del mismo estilo que el ante

rior y, más recientemente, se ha hecho algo similar en Italia [5]. Ya en otro continente, tanto Estados Unidos [6] como Canadá [7] han elaborado también guías de este tipo. En cualquier caso, cualquiera de estos documentos no deja de ser una propuesta de normativa futura ya que el tema en cuestión está actualmente en pleno desarrollo y, por tanto, están abiertas todavía muchas cuestiones.

En cualquiera de los documentos mencionados anteriormente se abordan, desde el punto de vista del proyecto, las tres posibles soluciones de refuerzo: Refuerzo a flexión, refuerzo a cortante y confinamiento. De todas ellas, la que, sin duda, se ha desarrollado y aplicado más hasta la actualidad es el refuerzo a flexión de vigas de hormigón mediante el pegado con un adhesivo epoxi de un laminado de material compuesto a la cara de tracción. Estos laminados consisten en una matriz polimérica reforzada con fibras orientadas principalmente en dirección longitudinal; por ello, se conocen también como polímeros reforzados con fibras o, en la abreviatura inglesa ampliamente aceptada en todo el mundo, FRP (*fiber-reinforced polymers*). Aunque las fibras pueden ser de aramida (AFRP) o vidrio (GFRP), normalmente en aplicaciones constructivas se utiliza más la fibra de carbono (CFRP).

De los numerosos trabajos de investigación llevados a cabo en la última década relacionados con el refuerzo a flexión utilizando este sistema la mayoría abordan la clasificación y cuantificación de los modos de fallo posibles [8,9,10]. Eso es debido a que el modo de fallo más característico de una estructura reforzada con un laminado de FRP se origina de una forma completamente repentina por pérdida de la adherencia entre el laminado y el hormigón. Por ello, en las prenormativas propuestas hasta la fecha el principal desafío lo constituye, sin duda, la determinación de coeficientes de seguridad suficientemente fiables que caractericen el fallo de la estructura reparada cuando éste se origina en el refuerzo externo; sin embargo, los otros dos materiales, el hormigón y el acero de las armaduras internas, se pueden caracterizar usando los coeficientes de seguridad que aparecen en las normativas de proyecto existentes.

## 2 Bases de proyecto

Los laminados de material compuesto se caracterizan por tener una resistencia a tracción en una dirección muy elevada y por su carencia de plastificación. Por tanto, en general, no se permite la redistribución de momentos.

Utilizando los mismos criterios que el Eurocódigo 2, el refuerzo de una viga de hormigón con un laminado de material compuesto debe proyectarse para no sobrepasar los estados límite último (ELU) y de servicio (ELS) (desplazamientos, fisuras, fluencia del hormigón y del laminado, plastificación de la armadura). Para determinar la capacidad última de una viga reforzada, se deben analizar todos los posibles modos de fallo mientras que para la verificación de los estados límite de servicio se puede llevar a cabo un cálculo elástico lineal.

En los análisis, se deben considerar todas las situaciones de cálculo (situaciones persistentes, situaciones accidentales y situaciones especiales) y las hipótesis de carga significativas. Como coeficientes de carga se toman los del EC2.

### 2.1 Modelos de comportamiento de los materiales

Para la verificación de los estados límite de servicio se considera comportamiento elástico y lineal de los tres materiales con un coeficiente de seguridad unitario.

Para la verificación del estado límite último se consideran las propiedades no lineales de los materiales. Para el hormigón se considera el diagrama tensión-deformación parábola rectángulo (Figura 2.1a) aunque se puedan usar también otras relaciones alternativas propuestas en el EC2. La resistencia de cálculo del hormigón  $\alpha f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$  se basa en la resistencia característica,  $f_{ck}$ , en un coeficiente de seguridad,  $\gamma_c = 1.5$ , y en un factor de reducción,  $\alpha=0.85$ , que tiene en cuenta el cansancio del hormigón bajo carga a largo plazo.

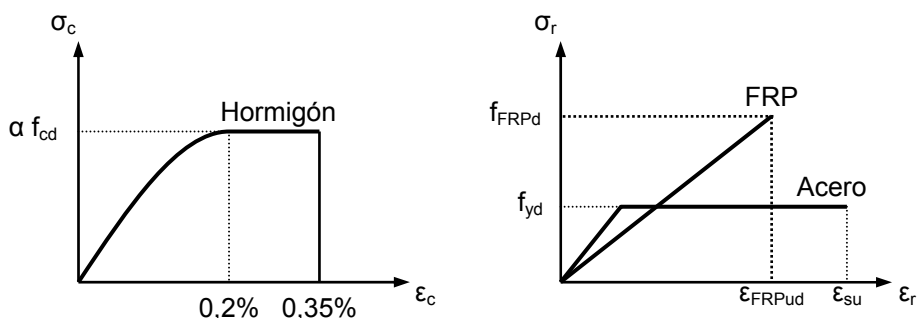


Figura 2.1 Diagrama tensión-deformación de los materiales

Para el acero, en el cálculo de secciones, se toma según el EC2 el diagrama tensión-deformación bilineal (Figura 2.1b) con una resistencia de cálculo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ , siendo  $\gamma_s = 1.15$  el coeficiente de seguridad del material.

Finalmente, para el laminado de material compuesto se define una ley de comportamiento elástica lineal limitada por su resistencia,  $f_{FRPk}$ , y deformación,  $\varepsilon_{FRPuk}$ , características, obtenidas experimentalmente. Sin embargo, para el cálculo de secciones se toma como valor último la resistencia de cálculo definida como:

$$f_{FRPd} = \frac{f_{FRPk}}{\gamma_{FRP}} \quad (2.1)$$

siendo  $\gamma_{FRP}$  el coeficiente de seguridad del laminado. En las recomendaciones europeas se sugieren unos rangos de valores para este coeficiente en función del tipo de fibra del laminado y del control de calidad de su aplicación in-situ (Tabla 2.1)

Tabla 2.1 Valores del coeficiente de seguridad del laminado

Material	Aplicación tipo A <sup>(1)</sup>	Aplicación tipo B <sup>(2)</sup>
CFRP	1.20	1.35
AFRP	1.25	1.45
GFRP	1.30	1.50

<sup>(1)</sup> Condiciones de aplicación normales)

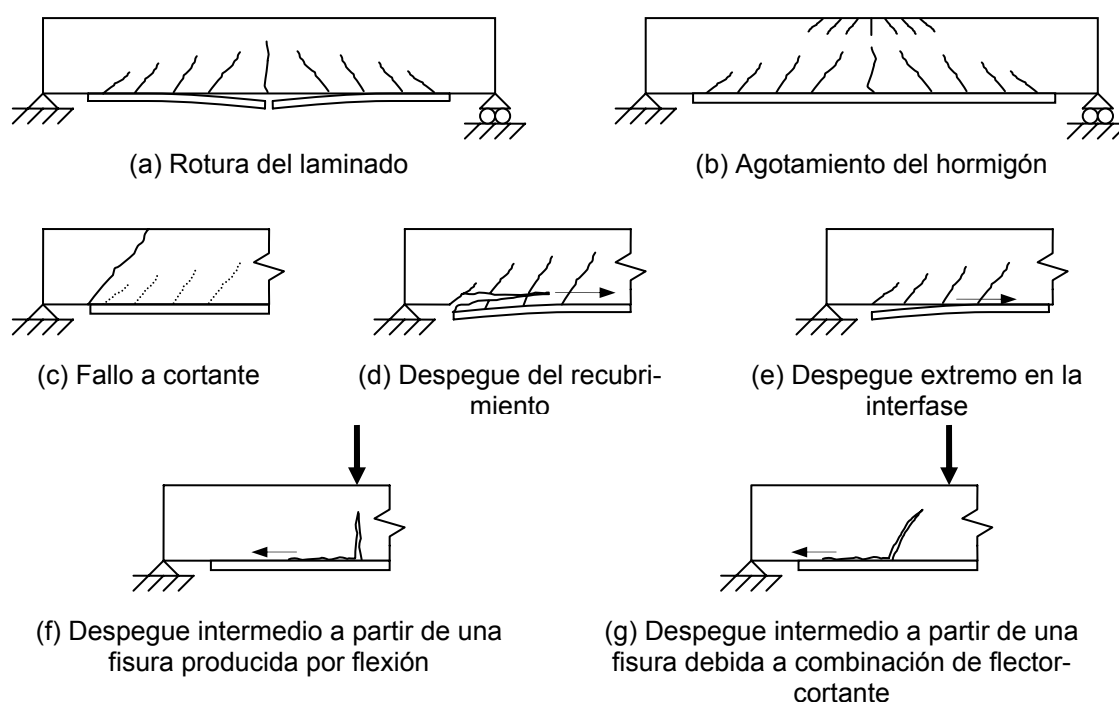
<sup>(2)</sup> Condiciones de aplicación difíciles)

Los coeficientes de seguridad de la Tabla 2.1 son de aplicación exclusiva para la evaluación de la resistencia de rotura del laminado. Sin embargo, un modo de fallo habitual de este sistema de refuerzo viene provocado por la pérdida de la adherencia del laminado a la viga, en la cual influyen principalmente la resistencia del hormigón y la calidad de la reparación; aunque no se ha definido todavía ningún coeficiente de seguridad para esta situación, se están desarrollando en la actualidad muchos trabajos sobre este tema con el propósito de determinar coeficientes apropiados en el futuro.

### 3 Modos de fallo. Estados límite últimos

#### 3.1 Modos de fallo

La capacidad resistente última de una viga de hormigón armado reforzada a flexión con un laminado de material compuesto viene determinada por su modo de fallo. Para este sistema de refuerzo, a los modos de fallo 'clásicos' habría que añadir aquellos modos provocados por despegue del laminado. En general, según los estudios realizados hasta la fecha los modos de fallo se pueden clasificar en siete categorías (Figura 3.1): (a) Modo de fallo a flexión por ruptura del laminado; (b) modo de fallo a flexión por aplastamiento del hormigón; (c) modo de fallo a cortante del hormigón; (d) despegue del laminado desde su extremo junto con el recubrimiento del hormigón; (e) despegue del laminado desde su extremo en su interfase con el hormigón; (f) despegue del laminado en su interfase con el hormigón a partir de una fisura a flexión intermedia; (g) despegue del laminado en su interfase con el hormigón a partir de una fisura intermedia provocada por el efecto combinado de la flexión y el cortante



**Figura 3.1 Modos de fallo de una viga de hormigón armado reforzada con un laminado de material compuesto**

El diseño del refuerzo se debería llevar a cabo con el fin de evitar modos de fallo frágiles como los debidos al esfuerzo cortante; por ello, si no fuese suficiente con el refuerzo de la viga a flexión, ésta debería también reforzarse a cortante. Además, sería deseable que la armadura hubiese plastificado cuando se alcanzase el ELU y que éste se alcanzase por el modo de fallo (a) o (b) ya que, en ese caso, se aprovecharía realmente la capacidad verdadera del laminado. Sin embargo, la mayoría de las veces la capacidad a flexión de la viga reforzada viene limitada por el despegue repentino del laminado provocado por la pérdida de su adherencia lo que oca-

siona que no se aproveche su capacidad real. En los casos (d) y (e) el despegue se produce desde el extremo de la placa mientras que en los casos (f) y (g) éste se produce inducido por la concentración de tensiones provocada por una fisura intermedia. Además, los modos de fallo (d) y (g) son debidos fundamentalmente al esfuerzo cortante mientras los modos (e) y (f) son debidos a la flexión.

### 3.2 Filosofía de proyecto

La filosofía europea de proyecto de laminados de material compuesto se basa fundamentalmente en los conceptos de longitud y tensión de adherencia. Si sobre una probeta de hormigón se adhiere mediante un adhesivo un laminado de material compuesto con una determinada longitud de adherencia,  $L_b$ , y éste se somete a una tensión de tracción (Figura 3.2),  $\sigma_{anch}$ , cuando se alcance un valor límite el laminado se despegará. Si se repite el mismo ensayo para longitudes de adherencia crecientes el valor límite de la carga aumentará progresivamente hasta que se alcance un valor crítico de la longitud,  $L_{anch}$ , por encima del cual la carga que provoca el despegue permanece constante (Figura 3.3). Este valor crítico se denomina longitud efectiva y por encima de él la resistencia de adherencia,  $\sigma_{anch,max}$ , no puede aumentar, tal como se ha comprobado experimentalmente [1], aunque pueda mejorar la ductilidad del proceso de fallo.

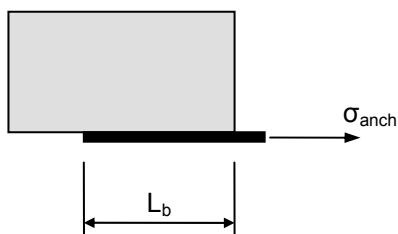


Figura 3.2 Ensayo de adherencia de un laminado de material compuesto sobre una viga de hormigón

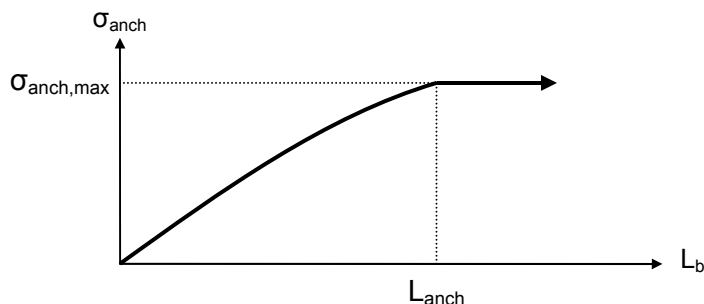


Figura 3.3 Ensayo de adherencia de un laminado de material compuesto sobre una viga de hormigón

El fenómeno que se acaba de describir resulta esencial para el desarrollo de los modelos de adherencia utilizados en la prenormativa europea ya que se acepta que, excepto por la curvatura, ese tipo de ensayos son una buena aproximación del comportamiento a flexión de vigas reforzadas con FRP.

A efecto de cuantificar la capacidad resistente de este tipo de refuerzo se admite como modo de fallo dominante el de flexión ya que éste afecta tanto a la capacidad resistente como a la ductilidad de la viga; no obstante, ello no implica que sea el que se produce con más frecuencia. Este modo se puede activar por ruptura del laminado (modo (a)), por aplastamiento del hormigón (modo (b)) o bien por la pérdida de adherencia y posterior despegue del laminado por flexión (modos (e) y (f)). Mediante un cálculo de secciones convencional que satisfaga el equili-

brio y la compatibilidad en la sección, suponiendo que las secciones planas permanecen planas y que existe una adherencia perfecta entre el hormigón y la armadura y entre el hormigón y el laminado, se determina el momento de flexión resistente. Posteriormente se ha de comprobar que para el diseño elegido de refuerzo no se producen los modos de fallo a cortante ((c), (d) y (g)).

En los apartados siguientes se describe alguno de los modelos propuestos por la prenormativa europea para los distintos modos de fallo.

### 3.3 Modo de fallo a flexión por pérdida de adherencia del laminado

Como se ha comentado anteriormente, este modo de fallo junto con los modos (a) y (b) limita la capacidad resistente a flexión de la viga. Por ello, su determinación es esencial para un correcto dimensionamiento del laminado como lo prueban los numerosos estudios llevados a cabo [7, 11].

En las recomendaciones europeas, la longitud de adherencia efectiva,  $L_{anch}$ , y la resistencia de adherencia correspondiente,  $\sigma_{anch,max}$ , se calculan usando las expresiones propuestas por Ros-tasy y Neubauer [12]:

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP} e_{FRP}}{c_2 f_{ctm}}} \quad (\text{mm}) \quad (3.1)$$

$$\sigma_{anch,max} = \alpha_1 c_1 k_c k_b \sqrt{\frac{E_{FRP} f_{ctm}}{e_{FRP}}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.2)$$

en la que

$E_{FRP}$  es el módulo de elasticidad del laminado

$e_{FRP}$  es el espesor del laminado

$f_{ctm}$  es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón

$c_1$  y  $c_2$  son coeficientes experimentales (para laminados de fibra de carbono se toman valores de 0.64 y 2, respectivamente)

$\alpha_1$  es un coeficiente de proyecto que tiene en cuenta la influencia de las fisuras inclinadas sobre la resistencia de adherencia (normalmente se toma un valor de 0.9)

$k_c$  es un coeficiente de proyecto dependiente del grado de compactación del hormigón (para niveles normales se toma un valor unitario)

$k_b$  es un factor geométrico cuya expresión es:

$$k_b = 1.06 \sqrt{[(2 - b_{FRP}/b)/(1 + b_{FRP}/400)]} \geq 1 \quad (3.3)$$

en la que

$b$  es la anchura de la viga

$b_{FRP}$  es la anchura del laminado

En caso de considerar longitudes de adherencia,  $L_e$ , inferiores al valor crítico, el documento europeo sugiere adoptar una variación parabólica de la resistencia de adherencia,  $\sigma_{anch}$ , de la forma siguiente (Figura 3.3)

$$\sigma_{anch} = \sigma_{anch,max} \frac{L_e}{L_{anch}} \left( 2 - \frac{L_e}{L_{anch}} \right) \quad (3.4)$$

Todas estas expresiones, (2), (3), (4) y (5), se utilizan para verificar que la adherencia de la placa en sus extremos es adecuada para evitar el despegue.

La longitud total del laminado viene definida por extenderlo hacia los extremos una cantidad,  $L_{anch}$ , definida según la expresión (2), a partir de un punto de corte,  $a_{cut}$ , definido desde el apo-

yo. Este punto de corte se determina a partir del menor valor de los dos siguientes (Figura 3.4): a) coordenada de la sección de la viga reforzada en la que el diagrama de momentos debido a las cargas de proyecto coincide con el momento para el cual la tensión en el laminado alcanza el valor  $\sigma_{anch,max}$  (Ec.3); b) coordenada de la sección de la viga en la que el momento resistente de la viga no reforzada es inferior al diagrama de momentos producido por las cargas de proyecto.

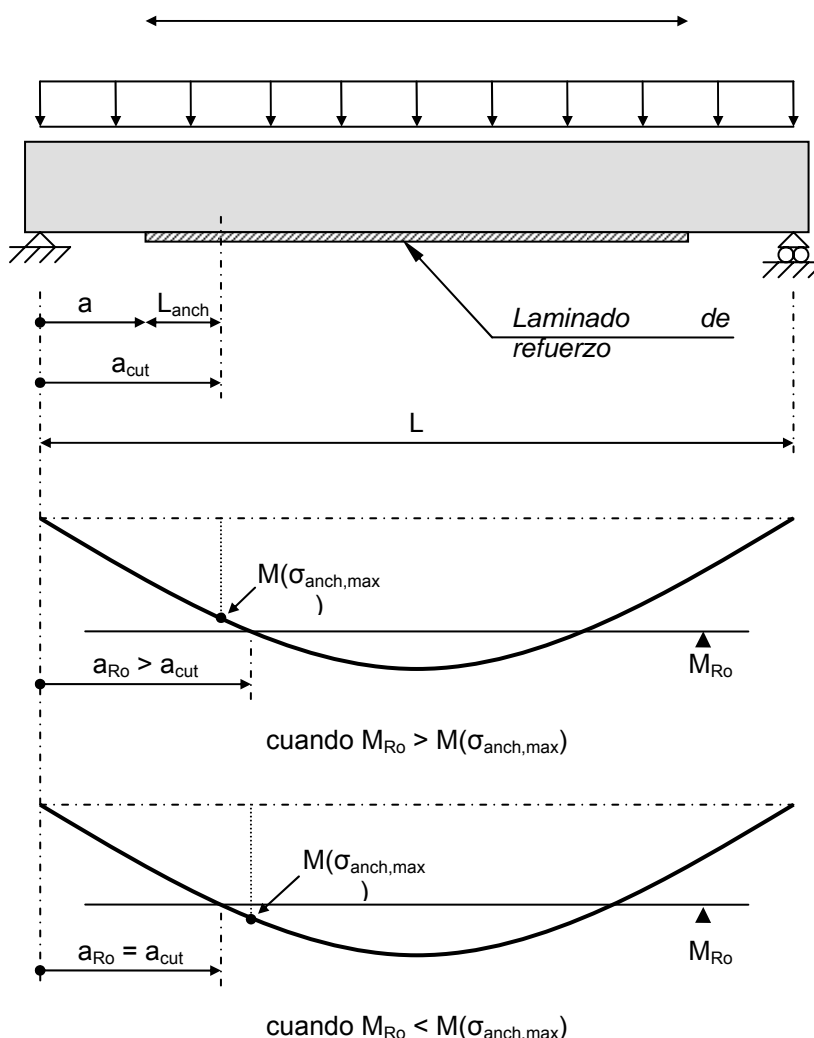


Figura 3.4 Determinación del punto de corte

Por tanto, la longitud de adherencia de la placa,  $L_{anch}$ , no tiene por qué estar extendida sobre una sección no fisurada.

En este modelo, se propone también para limitar la adherencia en secciones intermedias de la viga que la deformación en el laminado no sobrepase en el momento del despegue un valor que, según ensayos del Instituto Alemán de la Construcción, debería estar comprendido entre 0.0065 y 0.0085. Con ello, el momento resistente de cálculo a flexión de la viga reforzada,  $M_{Rd}$ , vendrá determinado por lo que se alcance antes, el aplastamiento del hormigón o un valor límite de la deformación en el laminado dado por:

$$\varepsilon_{FRPlim} = \min(\varepsilon_{FRPud}, 0.0065 - 0.0085) \quad (3.5)$$

en donde  $\varepsilon_{FRPud}$  es el valor de proyecto de la deformación de ruptura en el laminado obtenido a partir de la ecuación (1).

El valor de la deformación de despegue del laminado asumido es muy relativo ya que depende de numerosos parámetros. De hecho, comparado a valores propuestos por otros autores resulta más elevado con lo cual debe ser usado con una precaución extrema

### 3.4 Modos de fallo por cortante

Una vez que se ha proyectado el laminado adecuado para evitar los modos de fallo a flexión de la viga reforzada, se ha de verificar que el diseño seleccionado es adecuado para evitar los modos de fallo a cortante (c), (d) y (g). El modo de fallo (c) es similar al que se produce en vigas de hormigón convencionales y para evitarlo se deben seguir las recomendaciones del EC2.

Sin embargo, los otros dos modos de fallo, (d) y (g), implican el despegue del laminado y, por tanto, son característicos de este sistema de refuerzo. Su caracterización es, sin lugar a dudas, el punto más controvertido de todas las recomendaciones de proyecto editadas hasta la fecha y es un tema abierto sobre el cual se deben aportar bastantes mejoras y modificaciones en el futuro ya que, en la actualidad, no existe un modelo predictivo suficientemente fiable. Por ello, muchas veces es recomendable prevenir estos dos modos de fallo mediante el pegado en U de laminados o tejidos de material compuesto en las secciones extremas del refuerzo longitudinal a modo de anclaje y refuerzo a cortante exterior.

Al igual que para el fallo a flexión, para el modo de fallo a cortante por despegue se han propuesto diferentes modelos en la prenormativa europea que se comentan a continuación.

#### 3.4.1 Despegue del laminado por fisuras de cortante

La presencia de fisuras inclinadas ocasionadas por el efecto del cortante produce desplazamientos horizontales y verticales de apertura de fisuras que pueden provocar el despegue del laminado de refuerzo. Aunque es difícil cuantificar este fenómeno se han propuesto hasta la fecha diferentes modelos aunque los resultados son demasiado dispersos.

Blaschko [13] propuso un modelo muy simple consistente en limitar el valor del esfuerzo cortante en la viga por la resistencia de cálculo a cortante de la viga sin armadura transversal, tomada del EC2, pero con la siguientes modificaciones para la resistencia a cortante característica del hormigón,  $\tau_{Rk}$ , y la cuantía de armadura longitudinal equivalente,  $\rho_{eq}$ :

$$\tau_{Rk} = 0.15 f_{ck}^{1/3} \quad (3.6)$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_{FRP} \frac{E_{FRP}}{E_s}}{bd} \quad (3.7)$$

Según esta última expresión la sección transversal del laminado se transforma en una sección de armadura longitudinal equivalente. Este modelo es muy discutible ya que da un tratamiento similar a las armaduras longitudinales de acero y al laminado de material compuesto cuando, en realidad, la adherencia de las primeras con el hormigón es dúctil mientras la del segundo es frágil. Además, en ningún momento se considera en el modelo el máximo esfuerzo axial que puede soportar el laminado para evitar su pérdida de adherencia lo que puede propiciar el uso de laminados gruesos que podrían despegarse prematuramente.

También en la prenormativa europea se propone el criterio de Matthys [14] para la comprobación de este modo de fallo. Dicho criterio, obtenido a partir de una serie de resultados experimentales se basa en evaluar la resistencia a cortante de despegue,  $V_{Rd1}$ , con la expresión siguiente

$$V_{Rd1} = \tau_{Rp} bd \quad (3.8)$$

siendo  $\tau_{Rp}$  la tensión cortante de despegue del laminado y el valor característico el siguiente:

$$\tau_{Rk} = 0.38 + 151\rho_{eq} \quad (\text{MPa}) \quad (3.9)$$

### 3.4.2. Despegue extremo del laminado y el recubrimiento

El origen de este modo de fallo es una fisura de cortante en el extremo del laminado que se prolonga hasta la armadura de acero a tracción y después se transmite horizontalmente al nivel de la armadura produciendo la separación del recubrimiento de hormigón. Aunque no sea en sentido estricto un modo de fallo ocasionado por la pérdida de adherencia del laminado, sí es evidente que es característico de este sistema de refuerzo.

Aunque parece ser que este modo de fallo puede ocurrir como consecuencia del efecto combinado de la geometría del refuerzo y de la inclinación de las fisuras de cortante, su descripción mecánica no es muy clara lo que provoca que los modelos propuestos hasta la fecha no se ajusten bien con los resultados experimentales. En cualquier caso, se ha comprobado que es un fallo característico de vigas reforzadas con laminados de longitud mucho más corta que la propia viga.

La mayor parte de los modelos propuestos se basan en el valor máximo de la tensión cortante en el extremo. En las recomendaciones europeas el modelo más simple que se propone para comprobar este fenómeno es el modelo de Jansze [20]. Según este modelo, el despegue en el extremo se produce cuando se alcanza el valor crítico siguiente:

$$V_{Rd2} = \tau_{Rd} bd \quad (3.10)$$

en la que

$$\tau_{Rd} = 0.15 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_L} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)} \sqrt[3]{100 \rho_{s1} f_{ck}} \quad (3.11)$$

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_{s1}})^2}{\rho_{s1}}} da^3 \quad (3.12)$$

En esta expresión  $a$  es la distancia desde el apoyo al laminado. Si después de aplicar la Ec.(37) resulta una distancia,  $a_L$ , mayor que la distancia,  $a_v$ , entre los puntos de momento nulo y momento máximo, se debe tomar un valor para  $a_L$  en la expresión (36) igual a  $(a_L + a_v)/2$ .

Una de las deficiencias aparentes de este modelo es su independencia de la sección transversal del laminado. Además, no sería aplicable a vigas reforzadas con laminados muy próximos al apoyo ya que, en ese caso,  $a_L$  tendería a cero aunque, como se comentó anteriormente, este tipo de fallo es característico de laminados cortos.

## 4 Estados límite de servicio

Aunque el diseño de este tipo de refuerzo se concentra fundamentalmente en el ELU de resistencia, es necesario comprobar también los ELS mediante un cálculo elástico lineal de la sección de la viga. Las condiciones de servicio se pueden comprobar utilizando los criterios del EC2 mediante un cálculo de la sección homogeneizada que incorpore el efecto del refuerzo externo.

### 4.1. Limitación de tensiones

Bajo condiciones de servicio se aplican para la tensión compresiva del hormigón y la tensión de tracción en las armaduras internas las mismas limitaciones del Eurocódigo 2:

- Para evitar una compresión excesiva en el hormigón

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} \quad \text{para la combinación de cargas poco frecuente} \quad (4.1)$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} \quad \text{para la combinación de cargas cuasipermanentes} \quad (4.2)$$

- Para evitar la plastificación del acero

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} \quad (4.3)$$

De forma similar, en la prenORMATIVA europea se especifica una tensión límite para el laminado de material compuesto mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{FRP} = E_{FRP} \left( \varepsilon_c \frac{h-x}{x} - \varepsilon_o \right) \leq \eta f_{FRPk} \quad (4.4)$$

siendo  $\varepsilon_o$  la deformación previa al refuerzo en la fibra más traccionada de la viga y  $\eta$  un coeficiente que toma valores iguales a 0.8, 0.5 y 0.3 dependiendo de si se emplean en el laminado fibras de carbono, aramida o vidrio, respectivamente.

## 5 Procedimiento de diseño

Para el diseño del refuerzo externo de una viga de hormigón según lo modelos mostrado anteriormente se podría seguir un procedimiento como el siguiente:

- a) Cálculo de las deformaciones iniciales de la viga antes de reforzarla
- b) Cálculo de la deformación límite del laminado  
Se toma un valor entre 0.0065 y 0.0085
- c) Calcular el momento resistente como aquél que causa el aplastamiento del hormigón o la pérdida de adherencia del laminado cuando se alcanza el valor límite. Para esto, se hace un cálculo iterativo sobre la sección
- d) Evaluar  $V_{Rd1}$  (Ec.(33)) y  $V_{Rd2}$  (Ec.(35)) y comprobar que sus valores no se sobrepasan en la viga reforzada
- e) Comprobar los ELS

## REFERENCIAS

- [1] Teng JG, Chen JF, Smith ST, Lam L, FRP strengthened RC structures, John Wiley and Sons, 2002
- [2] fib bulletin 14, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. Task group 9.3. FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, Switzerland, 2001.
- [3] Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings, BSI Standards, 1992.
- [4] Concrete Society Technical Report 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, The Concrete Society, Crowthorne, 2000.

- [5] Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma, 2004.
- [6] ACI 440.2R-02, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.
- [7] Design Manual No.4, Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers, Isis Canada, The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures, 2001.
- [8] Smith ST, Teng JG: FRP-strengthened RC beams. I: Review of debonding strength models, *Engineering Structures*, 24, 2002, 385-395.
- [9] Smith ST, Teng JG: FRP-strengthened RC beams. II: Assessment of debonding strength models, *Engineering Structures*, 24, 2002, 397-417.
- [10] Teng JG, Smith ST, Yao, J, Chen, JF: Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs, *Construction and Building Materials*, 17, 2003, 447-462.
- [11] Chen JF, Teng JG, Anchorage strength models for FRP and steel plates attached to concrete, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 127 (7), 2001, 784-791.
- [12] Neubauer U, Rostasy FS. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates. *Proceedings 7<sup>th</sup> International Conference on Structural Faults and Repairs*, 2, 1997, 109-118
- [13] Blaschko M, Strengthening with CFRP, Münchner Massivbau Seminar, TU München (in German), 1997.
- [14] Matthys S, Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement, Doctoral Thesis, Ghent University, 2000.



# **REFUERZOS A CORTANTE DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON MATERIALES COMPUESTOS**

José Luis Sánchez Jiménez  
Técnica y Proyectos (TYP SA)

## **1 INTRODUCCIÓN**

El refuerzo frente a esfuerzos cortantes de vigas de hormigón armado, tanto en edificación como en puentes y obra civil en general está siendo cada vez más frecuente. Sin embargo no siempre está claro cuáles son los criterios de diseño a aplicar, o al menos cuáles son las normativas o documentos de referencia.

Se repasan a continuación, partiendo de las configuraciones de refuerzo más habituales, los condicionantes del diseño que deben contemplarse en su dimensionamiento, en relación con distintos modos de fallo. Con el mismo orden, se desglosan cada uno de esos factores en tres documentos de referencia, en la medida que son contemplados en cada uno de ellos.

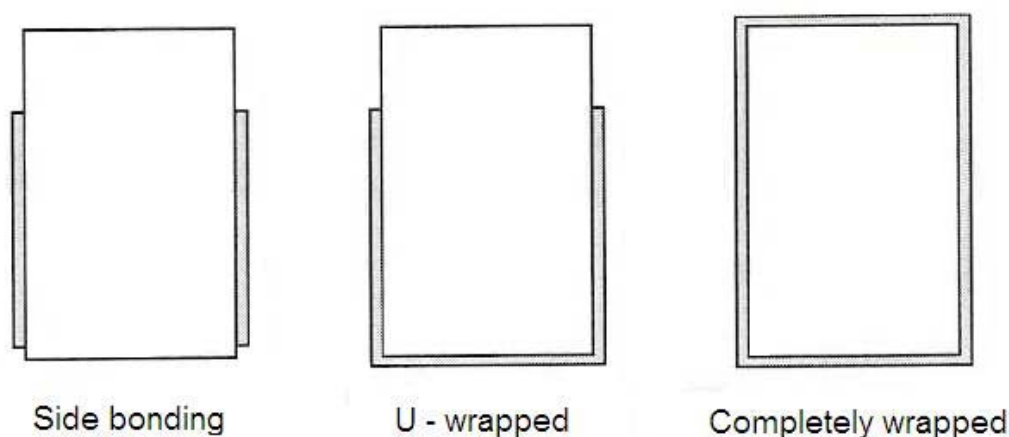
Los documentos de referencia son:

- Bulletin 14 CEB – FIB “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”
- Normativa italiana: CNR-DT 200/2004 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures”
- Normativa Canadiense: CAN/CSA –S806-02 “Design and Construction of Building Components with Fibre – reinforced Polymers”

## 2 CONFIGURACIÓN DEL REFUERZO A CORTANTE

Las configuraciones de refuerzo más habituales y que se han demostrado más eficaces consisten en la fijación de los materiales compuestos mediante adhesivos estructurales. Simplificadamente pueden diferenciarse tres tipos de configuración del refuerzo:

- bandas o láminas ancladas por adherencia en sendas caras laterales de la viga a reforzar ("side bonding");
- banda o láminas en U, ancladas por adherencia en sendas cargas laterales de la viga a reforzar ("U wrapped");
- bandas o láminas eficazmente ancladas en las caras superior y / o inferior de la viga a reforzar: refuerzo envolvente ("completely wrapped");



**Fig. 1. Configuraciones de refuerzo a cortante**

El refuerzo puede estar constituido por láminas o por bandas dispuestas a distancias regulares. En este último caso, pueden disponerse las bandas ortogonalmente al eje longitudinal de la viga o con un ángulo  $\alpha$ , que cose más eficazmente la fisuración por cortante.

En el caso frecuente de que exista una losa de compresión, las bandas o láminas ocuparán parcialmente el canto de la viga. En algunos casos se opta por realizar perforaciones en la losa de manera que puedan pasarse las bandas para conseguir una configuración envolvente del refuerzo ("completely wrapped"). Aunque se gana en eficacia del refuerzo, conlleva inevitablemente una importante complicación constructiva que debe valorarse.

Cuando el refuerzo no queda anclado abrazando el bloque de compresión de la viga, es preciso contemplar la pérdida de canto útil del refuerzo respecto al comportamiento de la estructura original, pero sin que esto suponga la ineficacia de la intervención efectuada.

Si lo que no se alcanza es el anclaje bajo la armadura traccionada, es imprescindible contar con capacidad de tracción que cierre el mecanismo de transmisión de carga, habitualmente asimilado a la celosía equivalente de Ritter – Mosch. En ese caso, lo más adecuado puede ser utilizar un refuerzo con láminas en las que las fibras longitudinales, con cuantía suficiente, queden adecuadamente ancladas para transmitir las tracciones, aunque sea con un canto útil del refuerzo reducido. También es posible reforzar con bandas separadas, completándolas con bandas longitudinales.

### 3 CONDICIONANTES DEL DISEÑO

El diseño y dimensionamiento del refuerzo frente a cortante de la estructura de hormigón exige la comprobación de múltiples modos de fallo asociados, que exigen análisis independientes. A continuación se señalan brevemente los condicionantes fundamentales, sin que puedan descartarse otros en casos menos habituales.

#### 3.1 Agotamiento de las bielas comprimidas de hormigón

El agotamiento de las bielas comprimidas de hormigón se producirá si el esfuerzo cortante efectivo  $V_{rd}$  es mayor que la capacidad resistente del hormigón. Este control puede suponer en la práctica una condición limitativa del refuerzo, al menos sin adoptar medidas complementarias.

#### 3.2 Agotamiento de la armadura pasiva por tracción del alma

Es comúnmente aceptado por las principales líneas de investigación y avalado por la experimentación existente que la contribución resistente del refuerzo que se dispone en las caras laterales de una viga es análogo a la correspondiente a la armadura pasiva. Siguiendo con este razonamiento, el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma de la viga puede evaluarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{Fu} \quad (3.1)$$

donde cada sumando corresponde a la contribución del hormigón, a la armadura pasiva y al refuerzo con materiales compuestos, respectivamente.

Las contribuciones resistentes del hormigón y de la armadura pasiva pueden determinarse en ELU de acuerdo con las formulaciones de las normativas vigentes.

Una vez conocidas o estimadas las características del hormigón y la cuantía de armadura transversal, la necesidad de refuerzo se puede determinar con sencillez de acuerdo con la expresión 3.1.

En general, la ductilidad del acero de la armadura transversal garantizan en la mayor parte de los casos que, en ELU, no sea necesario adoptar precauciones especiales en lo referente al estado tensional del acero antes de la puesta en servicio del refuerzo. Sin embargo pueden plantearse situaciones en las que la predeformación sea muy importante (por ejemplo, con fisuración por cortante claramente desarrollada); en ellas deberá comprobarse que los materiales compuestos pueden alcanzar la deformación de diseño sin que se alcance la deformación máxima de la armadura pasiva, no superior al 10%.

#### 3.3 Agotamiento por tracción del refuerzo de materiales compuestos

La capacidad de las bandas o láminas de refuerzo de materiales compuestos puede determinarse de manera análoga a la contribución de la armadura pasiva, de acuerdo con las expresiones correspondientes a la normativa de aplicación.

En la asignación del valor de la deformación de agotamiento último del material compuesto debe tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Como evidencian las investigaciones de Triantafillou, la rotura por tracción del refuerzo de material compuesto se produce a deformaciones inferiores a la del agotamiento teórico, incluso en configuraciones eficazmente ancladas. Esto se debe a las concentraciones de tensiones que se producen en las proximidades de las fisuras, que no pueden distribuirse por la ausencia de una rama dúctil en el comportamiento del material.
- Para el control de la fisuración por cortante debe limitarse la deformación máxima  $\varepsilon_{Fue}$ . En general habitualmente se recomienda no superar el valor del 4‰ en ELU.

### 3.4 Agotamiento por tracción de la armadura longitudinal. Arrastre por cortante

Al aumentar la capacidad resistente frente a esfuerzos cortantes de una viga o elemento estructural, es preciso comprobar que no se produce el fallo en la armadura longitudinal debido al incremento de tracción asociado al arrastre por cortante, eventualmente superior al previsto en el diseño original de la viga.

En general, la armadura longitudinal debe ser capaz de absorber un incremento de tracción además de la correspondiente a los esfuerzos de flexo – compresión, que puede evaluarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta T = V_{rd} \cot \alpha \theta - \frac{V_{su}}{2} (\cot \alpha \theta + \cot \alpha \alpha_s) - \frac{V_{Fu}}{2} (\cot \alpha \theta + \cot \alpha \alpha_F) \quad (3.2)$$

donde  $V_{rd}$  es el cortante de cálculo, mayorado

$V_{su}$  es la contribución al cortante resistente de la armadura pasiva

$V_{Fu}$  es la contribución al cortante resistente del refuerzo con fibras

$\theta$  es la inclinación de las bielas comprimidas respecto al eje de la viga

$\alpha_s$  es la inclinación de la armadura pasiva transversal

$\alpha_F$  es la inclinación de las bandas de refuerzo transversal

Cuando la armadura existente no sea suficiente para absorber este incremento de tracción en alguna sección del elemento estructural, deberá preverse su refuerzo.

### 3.5 Disposición de refuerzo. Separación de bandas

Para asegurar el adecuado comportamiento de los refuerzos dispuestos en tracción, en el caso de disponer bandas paralelas, es necesario controlar las separaciones máximas.

En general se recomienda que la separación entre ejes de bandas de refuerzo no sean superiores a:

$$s_F \leq w_F + \frac{1}{3} d_{Fe} \cot \alpha \theta \quad (3.3)$$

donde  $w_F$  es el ancho de banda de los refuerzos

$d_{Fe}$  es el canto útil eficaz del refuerzo, descontando las longitudes de anclaje

$\theta$  es la inclinación de las bielas comprimidas respecto al eje de la viga

### 3.6 Configuración del refuerzo. Zonas a reforzar

La zona reforzada se extenderá al menos una longitud de  $0.50 \cdot d_{Fe} \cdot \cot \theta$  a partir del punto en que deje de ser necesario o hasta el apoyo.

Siempre que sea posible se dispondrá una configuración del refuerzo totalmente envolvente o al menos de refuerzo en U, con la cara comprimida en el lado abierto de la U.

Especial consideración merece el caso relativamente frecuente de refuerzo de vigas sometidas a flexión negativa, en la que no es posible alcanzar la cara superior con el refuerzo por la existencia de una losa o forjado o por otras causas. En estas circunstancias, para que pueda desarrollarse el modelo resistente planteado, es imprescindible disponer refuerzos longitudinales adicionales con capacidad suficiente, y no menor a:

$$\Delta T_u \geq \Sigma n_F A_F \cdot E_F \varepsilon_{Fue} \cdot \cot \theta \quad (3.4)$$

donde  $\Sigma n_F A_F$  equivale al área de todas las bandas de refuerzo dispuestas en ese tramo.

Cuando en esta situación el refuerzo se materialice con lámina, debe comprobarse que la longitud sea suficiente para transmitir eficazmente la tracción acumulada, y que la fracción de fibra longitudinal respecto a la vertical no sea menor a  $\cot \theta$ .

### 3.7 Longitud de anclaje

Finalmente, debe considerarse la longitud de anclaje y su incidencia en el canto útil del refuerzo. La longitud de anclaje por adherencia puede venir condicionada, en primer lugar, por las características propias del adhesivo, generalmente epoxídico, que se utilice. Asumiendo que se emplearán adhesivos estructurales con resistencia suficiente y garantizada por el fabricante, correctamente puesto en obra, resultará crítica la resistencia a tracción del hormigón que sirve de base.

Dado que necesariamente los refuerzos se fijan sobre el recubrimiento más meteorizado, se considerar imprescindible sanear la superficie del hormigón, eliminando no solamente cualquier elemento o laja suelta, sino también todo espesor que haya sufrido pérdidas de resistencia significativa por carbonatación o cualquier otro proceso físico – químico.

Este fenómeno, sujeto a múltiples factores, es objeto de intensa investigación en diferentes ámbitos, por lo que existen múltiples formulaciones.

También existen soluciones con anclajes por medios mecánicos, que deben conllevar el análisis local en el hormigón del elemento estructural, además de comprobar la eficacia del sistema que se emplee.

En el caso que no pueda contarse con la longitud de anclaje por adherencia completa, puede suponerse una distribución parabólica de tensiones rasantes  $[(L_b/L_A)^{1/2}]$ , y reducir la deformación máxima eficaz consecuentemente.

## 4 REFUERZO A CORTANTE EN LA NORMATIVA Y DOCUMENTACIÓN DE REFERENCIA

Siguiendo el mismo esquema contemplado en el apartado anterior, a continuación se resume el desarrollo que los principales documentos de referencia de la bibliografía internacional. Por su interés y por representar tres modelos de acercamiento, se analizan:

- Bulletin 14 CEB – FIB “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”
- Normativa italiana: CNR-DT 200/2004 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures”
- Normativa Canadiense: CAN/CSA –S806-02 “Design and Construction of Building Components with Fibre – reinforced Polymers”

### 4.1 CEB – FIB Bulletin 14

#### 4.1.1 Agotamiento por tracción del refuerzo con materiales compuestos

Asumido expresamente que el refuerzo con materiales compuestos puede ser asimilado al comportamiento de la armadura pasiva, en base a las investigaciones de Triantafillou y Täljsten, se evalúa la contribución del refuerzo con la siguiente expresión:

$$V_{Fu} = 0.9d \cdot \sin \alpha_F \cdot (\cot \alpha_F + \cot \theta) \cdot \rho_F \cdot E_{Fu} \cdot \varepsilon_{Fd,e} \cdot b \quad (4.1)$$

donde  $\varepsilon_{Fd,e}$  es la deformación de cálculo efectiva de diseño del material compuesto

$b_w$  es el mínimo ancho de la sección transversal

$d$  es el canto útil de la sección transversal

$\rho_F$  es la cuantía de refuerzo transversal, igual a  $2t_F \sin \alpha_F / b_w$  para láminas de espesor  $t_F$ ,  
ó  $(2t_F / b_w) / (b_F / s_F)$  para bandas de ancho  $b_F$  separadas  $s_F$ .

$E_{Fu}$  es el módulo de elasticidad del refuerzo en la dirección principal

$\theta$  es la inclinación de las bielas comprimidas respecto al eje de la viga

$\alpha_s$  es la inclinación de la armadura pasiva transversal

$\alpha_F$  es la inclinación de las bandas de refuerzo transversal

La deformación de cálculo del material compuesto se obtiene a partir del valor característico aplicando un factor reductor  $\kappa = 0,80$ .

Del mismo modo, el Boletín nº 14 del FIB propone las siguientes expresiones para las deformaciones máximas efectivas, función de la configuración del refuerzo:

- para refuerzos envolventes con fibra de carbono CRFP

$$\varepsilon_{Fue} \leq 0.17 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_F \rho_F} \right)^{0.30} \cdot \varepsilon_{Fu} \cdot \kappa \quad (4.2)$$

- para refuerzos en U o en laterales con fibra de carbono CRFP

$$\varepsilon_{Fue} \leq \min \left\{ 0.65 \cdot \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_F \rho_F} \right)^{0.56} \cdot 10^{-3} \cdot \kappa; 0.17 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_F \rho_F} \right)^{0.30} \cdot \varepsilon_{Fu} \cdot \kappa \right\} \quad (4.3)$$

- para refuerzos con fibras de aramida ARFP

$$\varepsilon_{Fue} \leq 0.048 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_F \rho_F} \right)^{0.47} \cdot \varepsilon_{Fu} \cdot \kappa \quad (4.4)$$

donde  $f_{cm}$  es la resistencia media a compresión del hormigón en MPa  $f_{cm} \approx f_{ck} + 8MPa$

$\rho_F$  es la cuantía de refuerzo transversal, igual a  $2t_F \sin \alpha_F / b_w$  para láminas de espesor  $t_F$ ,  
ó  $(2t_F / b_w) / (b_F / s_F)$  para bandas de ancho  $b_F$  separadas  $s_F$

$E_F$  es el módulo de elasticidad del refuerzo en la dirección principal

$\varepsilon_{Fu}$  es la deformación última característica del FRP

$\kappa$  es el coeficiente reductor igual a 0,80

#### 4.1.2 Separación de bandas

Para garantizar que cualquier fisura inclinada intercepará al menos una banda de refuerzo, se propone que la separación entre ellas no sea mayor que:

$$s_F \leq 0.9d_{Fe} - \frac{s_F}{2} \quad (4.5)$$

Para controlar la fisuración por cortante, en estado límite de servicio se limita la deformación del FRP al 80% de la deformación correspondiente al límite elástico de la armadura pasiva.

#### 4.1.3 Configuración del refuerzo

Dado que no contempla reducción en el canto útil del refuerzo, el Boletín insiste en la conveniencia de acudir a configuraciones envolventes del refuerzo “completely wrapped”. En los casos en los que existe una losa de compresión que lo impide, queda sugerido acudir a anclajes mecánicos a la base de la losa o a realizar perforaciones que permitan anclar las bandas en la zona comprimida.

### 4.2 CNR-DT 200/2004 – Normativa italiana

#### 4.2.1 Agotamiento por tracción del refuerzo con materiales compuestos

Asumiendo el modelo aditivo de las contribuciones del refuerzo con materiales compuestos con las respectivas del hormigón y de la armadura pasiva, de acuerdo con el Código Modelo, esta referencia incluye las siguientes expresiones equivalentes, en función de la configuración del refuerzo.

- Refuerzos en caras laterales ("side bonding")

$$V_{Fu} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \min\{0.9d, h_w\} \cdot f_{fed} \cdot 2t_F \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_F}{p_F} \quad (4.6)$$

- Refuerzos en U ("U wrapped") o envolvente ("completely wrapped")

$$V_{Fu} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9d \cdot f_{fed} \cdot 2t_F \cdot (\cot \alpha \theta + \cot \alpha \beta) \cdot \frac{w_F}{p_F} \quad (4.7)$$

donde  $f_{fed}$  es la tensión de cálculo efectiva de diseño del material compuesto

$h_w$  es el canto del alma en vigas en T

$d$  es el canto útil de la sección transversal

$t_F$  es el espesor del refuerzo

$w_F$  es el ancho de las bandas de refuerzo

$p_F$  es la separación entre bandas, medidas ortogonalmente al eje de las bandas

$\theta$  es la inclinación de las bielas comprimidas respecto al eje de la viga

$\beta$  es la inclinación de las bandas de refuerzo transversal

$\gamma_{Rd}$  es el coeficiente de seguridad, igual a 1,20

La reducción de la deformación útil debida a las concentraciones de tensiones se tiene en cuenta mediante la consideración de unas tensiones de trabajo efectivas, limitando las deformaciones máximas al 0,5%. Además se limita:

- Refuerzos en caras laterales ("side bonding")

$$f_{Fed} = f_{Fdd} \cdot \frac{\min\{0.9d, h_w\} - L_A \cdot \sin \beta + l_{eq}}{\min\{0.9d, h_w\}} \cdot \left[ 1 - 0.6 \cdot \sqrt{\frac{l_{eq}}{\min\{0.9d, h_w\} - L_A \cdot \sin \beta + l_{eq}}} \right]^2 \quad (4.8)$$

$$l_{eq} = 0,2mm \cdot \frac{\sin \beta}{f_{Fdd} / E_F} \quad (4.9)$$

- Refuerzos en U ("U wrapped")

$$f_{Fed} = f_{Fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{L_A \cdot \sin \beta}{\min\{0.9d, h_w\}} \right] \quad (4.10)$$

- Refuerzos envolventes ("completely wrapped")

$$f_{Fed} = f_{Fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{L_A \cdot \sin \beta}{\min\{0.9d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{Fd} - f_{Fdd}) \cdot \left[ 1 - \frac{L_A \cdot \sin \beta}{\min\{0.9d, h_w\}} \right] \quad (4.11)$$

$$\phi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0,5 \quad (4.12)$$

donde  $f_{Fed}$  es la tensión de cálculo efectiva de diseño del material compuesto

$f_{Fdd}$  es la tensión última de diseño del material compuesto

$E_F$  es el modulo de elasticidad del material compuesto

$h_w$  es el canto del alma en vigas en T

$d$  es el canto útil de la sección transversal

$L_A$  es la longitud de anclaje efectiva

$\beta$  es la inclinación de las bandas de refuerzo transversal

$r_c$  es el radio en la esquina de la sección a reforzar

$b_w$  es el ancho de la sección a reforzar

#### 4.2.2 Disposición del refuerzo. Separación de bandas

Para los refuerzos en U y los envolventes, se fija un radio mínimo de 20 mm en las esquinas. Además se establece un ancho de bandas que debe estar comprendido entre 50 mm y 250 mm; las separaciones debe estar comprendidos entre el ancho de banda y el mínimo de la mitad del canto de la sección, tres veces el ancho de las bandas y el ancho de las bandas más 200 mm.

#### 4.2.3 Longitud de anclaje

En la norma CNR-DT 200/2004, se propone la siguiente formulación:

$$L_A = \sqrt{\frac{E_F t_F}{2 f_{ctm}}} \quad (4.13)$$

donde  $E_F$ , módulo de elasticidad del refuerzo, en MPa

$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ , resistencia media a tracción del hormigón, en MPa,

$t_F$ , espesor del refuerzo, en mm

$L_A$ , longitud de anclaje en mm.

### 4.3 CAN/CSA-S806-02 – Normativa canadiense

#### 4.3.1 Agotamiento de las bielas comprimidas de hormigón

La norma canadiense CAN / CSA – S806-02 limita indirectamente las compresiones máximas en la biela de compresión en función de la resistencia del hormigón, al establecer el límite siguiente:

$$V_R = V_c + V_s + V_F \leq V_c + 0.6 \cdot \lambda \phi_c \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w d \quad (4.14)$$

donde  $\lambda$  es un coeficiente corrector en función de la densidad del hormigón, que para los hormigones convencionales es igual a la unidad,

$\phi_c$  es el coeficiente de seguridad del hormigón, igual a 0,60

$f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón

$b_w$  es el ancho mínimo de la sección

$d$  es el canto útil de la sección

$V_c$  es la contribución al cortante del hormigón, que se evalúa como:

$$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_{ck}}b_0d_R \quad (4.15)$$

$V_s$  es la contribución de la armadura pasiva al cortante, que se evalúa

$$V_{su} = \phi_s A_\alpha f_y d \quad (4.16)$$

$A_\alpha$  es la armadura pasiva transversal por unidad de longitud

$\phi_s$  es el coeficiente de seguridad de la armadura pasiva, igual a 0,85

### 4.3.2 Agotamiento por tracción del refuerzo con materiales compuestos

Igual que en las referencias anteriores, y como se deduce de la expresión (4.14), se acepta el modelo aditivo para la evaluación de la resistencia de la sección reforzada. La contribución del refuerzo con materiales compuestos se determina con la siguiente expresión:

$$V_{Fu} = \phi_F \frac{A_F}{s_F} \cdot E_F \varepsilon_F \quad (4.17)$$

donde  $A_F$  es el área de la banda de refuerzo de materiales compuestos

$s_F$  es la separación entre bandas de refuerzo

$E_F$  es el módulo de elasticidad de las bandas de refuerzo

$\varepsilon_F$  es la deformación eficaz de diseño de las bandas de refuerzo

$\phi_F$  es el coeficiente de seguridad del material compuesto, igual a 0,75

Para tener en cuenta el efecto de la concentración de tensiones simplificada, se adopta una deformación última del 0,4% para refuerzos en U y envolventes, y del 0,2% para refuerzos en las caras laterales ("side bonding").

## 5 CONCLUSIONES

Se ha realizado un repaso de las normativas de referencia más habituales para el diseño de refuerzos de vigas de hormigón armado y pretensado frente a esfuerzos cortantes.

Se acepta que la capacidad de la sección reforzada puede obtenerse numéricamente a partir de la resistencia a cortante de la sección original, sumando la contribución adicional del material compuesto utilizado como refuerzo. Aunque de diferente forma y con distinto grado de aproximación, en todas ellas se considera una reducción de la deformación última de rotura de la fibra, debidas fundamentalmente a la falta de capacidad para distribuir los efectos de concentración de tensiones por la propia naturaleza del material, sin rama dúctil en su comportamiento tenso – deformacional.

En cualquier caso, se aprecia un grado de desarrollo poco homogéneo entre ellas, quedando pendiente la profundización en la influencia de las longitudes de anclaje y otros aspectos relacionados con la disposición de las bandas o láminas para las distintas configuraciones de refuerzo.

# **CONFINAMIENTO CON FRP DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A COMPRESIÓN SIMPLE**

Ana de Diego Villalón, Angel Arteaga Iriarte  
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

## **1 Introducción**

Los polímeros armados con fibras (FRP) se utilizan en el refuerzo de pilares de puentes y de edificios para conferirles mayor resistencia y ductilidad. Las primeras aplicaciones significativas de refuerzo de pilares con FRP se hicieron en la década de 1980 en zonas sísmicas, ya que un confinamiento adecuado incrementa la ductilidad, pero el confinamiento es también efectivo en zonas no sísmicas donde deba aumentarse la capacidad de carga axial de los pilares. En los últimos 20 años se ha realizado un importante esfuerzo investigador en este campo al tiempo que crecía en todo el mundo el número de aplicaciones, y recientemente se han publicado ya algunas guías de diseño de refuerzo de estructuras con FRP que incluyen el refuerzo de pilares mediante confinamiento [1-5].

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 transversal 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 la deformación última del hormigón. El refuerzo de FRP no tiene en sí mismo ninguna resistencia a compresión, sino que mediante la acción de confinamiento somete al núcleo de hormigón a un estado triaxial de tensiones que mejora sus propiedades resistentes. La capacidad de carga axial del pilar puede obtenerse por las formulaciones existentes para soportes de hormigón armado tradicional (contribución del hormigón más contribución del acero) pero considerando en el hormigón las propiedades mejoradas por el confinamiento.

## 2 Métodos de refuerzo

Existen varios métodos de refuerzo de pilares con materiales compuestos. En todos ellos la principal dirección de orientación de las fibras es perpendicular al eje del pilar, y la camisa puede cubrir el pilar totalmente o bien parcialmente en forma de espiral o anillos. Si el sistema de refuerzo empleado incluye parte de las fibras en la dirección longitudinal, éstas no deben de considerarse en el cálculo. Si el FRP se aplica de forma helicoidal, sólo se considera la rigidez de las fibras en la dirección perpendicular al eje.

Atendiendo al modo en el que se fabrica la camisa de refuerzo pueden clasificarse en los tres grupos siguientes:

### a) *Wrapping*

Con este término en inglés se conoce la técnica que consiste en impregnar en la resina hojas de fibra unidireccional o tejidos y aplicarlos manualmente sobre el pilar envolviendo el perímetro de la sección. También puede hacerse aplicando una capa de resina sobre la superficie del pilar, colocando a continuación sobre ella la fibra seca y finalmente otra capa de resina encima. El material compuesto se forma in situ alrededor del pilar cuando cura la resina.



**Fig. 2.1 Aplicación de fibra de carbono mediante *wrapping***

Este método de confinamiento es el más comúnmente utilizado debido a su facilidad de aplicación y la flexibilidad para adaptarse a distintas geometrías y dimensiones del elemento a reforzar. Las primeras aplicaciones conocidas se realizaron en Japón a mediados de la década de 1980. Es importante asegurar que la longitud de solape en cada capa sea suficiente, normalmente es superior a 200 mm [1].

### b) Bobinado automático

Es similar al método anterior, pero se utiliza una máquina que impregna las fibras continuas en un baño de resina antes de enrollarlas alrededor del pilar fabricando una camisa de espesor, porcentaje de fibras y orientación de las mismas controlados. Se obtiene así una camisa de mayor calidad y con un mayor porcentaje de fibras. Como desventajas hay que señalar que requiere una inversión en la máquina de bobinado y la dificultad para adaptarse a distintas formas de la sección.



**Fig. 2.2 Bobinado automático de fibra de carbono**

### **c) Encamisado con elementos prefabricados**

La camisa está formada por una o varias piezas prefabricadas que se adaptan a la geometría del pilar. Suele fabricarse bien en dos piezas que se pegan entre sí al colocarlas sobre el pilar, o en una sola pieza con una abertura longitudinal que permite abrirla y envolver el pilar. Para que el confinamiento sea efectivo es esencial que pilar y camisa estén en contacto, lo que se asegura bien pegándola con adhesivos o inyectando un mortero sin retracción en el espacio entre el núcleo de hormigón y la camisa.



**Fig. 2.3 Camisas prefabricadas**

Con esta técnica el control de calidad de las camisas es mejor, pero el coste de la prefabricación, unido a la limitación en cuanto a formas y tamaños de la sección, hace que esta técnica no esté indicada si no hay que reforzar un número elevado de pilares con la misma geometría. Sí se ha utilizado en algunos casos en pilares cuadrados o rectangulares en los que se quiere modificar la forma de la sección para aumentar la eficacia del confinamiento. Se colocan camisas circulares o elípticas que sirven también como encofrado y se hormigona el espacio entre la sección cuadrada o rectangular original y la camisa.

Como aspectos constructivos comunes a las distintas técnicas hay que destacar la preparación de la superficie de hormigón para que esté saneada, limpia y seca antes de aplicar el material compuesto. Las partes de hormigón dañadas o deterioradas deben quitarse y rehacer con un hormigón, mortero o resina adecuados. En el capítulo 8 de la Guía de diseño elaborada por la FIB [1] se dan indicaciones sobre la preparación de la superficie de hormigón.

En pilares cuadrados o rectangulares, y en general en todas las secciones que presenten esquinas, éstas deben redondearse, por una parte para evitar la rotura de las fibras en las esquinas, y por otra parte para aumentar la efectividad del confinamiento, como se explica en el apartado 3.3. Se recomienda un radio de redondeo mínimo de 20 mm. Cuando se forman las camisas con elementos prefabricados, éstos suelen fabricarse con las esquinas redondeadas y con un tamaño ligeramente mayor que el del núcleo de hormigón, con el fin de rellenar después el hueco con mortero o resina.

Tanto si se refuerza mediante *wrapping* como si se hace con elementos prefabricados, existen normalmente una o más uniones verticales en la camisa de FRP. Estas uniones deben diseñarse y ejecutarse de modo que el fallo de la unión no sea nunca el que provoque el fallo del elemento reforzado, sino que se aproveche en el mayor grado posible la resistencia del FRP. Cuando se aplica el FRP mediante *wrapping*, al terminar de envolver la sección se continúa en una longitud de solape adicional que sea suficiente. Cuando se utiliza una camisa prefabricada de una sola pieza con una abertura vertical, o bien se fabrica ya la camisa con la longitud de solape apropiada que se pega con adhesivo, o se pega sobre la unión una banda adicional de FRP (en esta banda vertical las fibras han de estar orientadas horizontalmente, en la misma dirección que en la camisa). Se recomienda una longitud de solape mínima de 200 mm y seguir las indicaciones del fabricante.

Por otra parte, las camisas de FRP pueden aplicar el confinamiento activa o pasivamente. En los refuerzos pasivos, que son los más habituales, la presión de confinamiento es resultado únicamente de la reacción de la camisa contra la expansión lateral de la sección transversal del pilar al ser comprimida axialmente. En los refuerzos activos las fibras se ponen en tensión inicialmente, bien pretensándolas al ser envueltas alrededor del pilar o bien inyectando por ejemplo un mortero expansivo entre la camisa y el pilar. La presión de confinamiento comienza a desarrollarse así antes de que ocurra ninguna expansión en el pilar.

### 3 Presión de confinamiento

#### 3.1 Secciones circulares

En pilares 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 3.1.

Para probetas cilíndricas de hormigón confinadas con acero en forma de cercos o espirales, la presión de confinamiento  $f_l$  se calcula como una función de la cuantía de acero transversal  $\rho_{st}$  y su tensión de plastificación  $f_y$ :

$$f_l = \frac{1}{2} \alpha_s \rho_{st} f_y \quad \text{con} \quad \rho_{st} = \frac{4A_{st}}{sd_s} \quad (3.1)$$

donde

- $\alpha_s$  es un coeficiente que considera la separación entre cercos;
- $s$  es la separación entre cercos o paso de la espiral;
- $A_{st}$  es la sección de acero transversal;
- $d_s$  es el diámetro de los cercos de acero o de la espiral.

El coeficiente  $\alpha_s$  tiene en cuenta la reducción de la sección confinada debido a la separación longitudinal entre cercos. La presión que ejerce la armadura transversal sobre el hormigón no

es uniforme sino que se concentra en los cercos y por efecto arco (figura 3.2) disminuye al alejarse de los mismos.

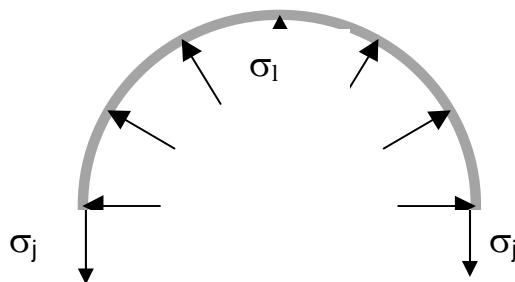


Fig. 3.1 Acción de confinamiento en secciones circulares

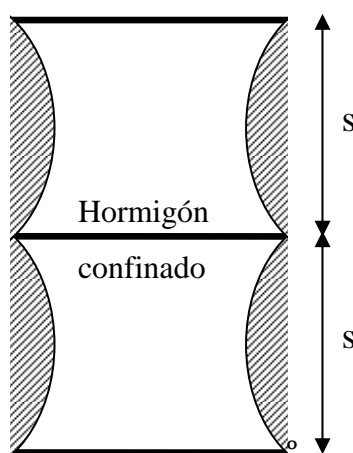


Fig. 3.2 Efecto de la separación de los cercos en el confinamiento

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, en analogía con la ecuación (3.1) como:

$$\sigma_l = \frac{1}{2} \rho_j \sigma_j = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{j=l} \quad \text{con} \quad \rho_{st} = \frac{4t_j}{d_j} \quad (3.2)$$

donde

$\rho_j$ = cuantía volumétrica de FRP

$\sigma_j$ = tensión en el 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

El coeficiente  $\alpha_s$  es igual a 1 ya que la camisa envuelve totalmente al cilindro.

La presión de confinamiento ejercida por la camisa es 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:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{ju} \quad (3.3)$$

### 3.2 Influencia de la envoltura parcial

Si el hormigón es envuelto parcialmente con varias bandas a lo largo de la altura del pilar, se obtiene una menor eficiencia ya que existen zonas confinadas y zonas sin confinar (Figura 3.3). En este caso, para obtener la presión de confinamiento lateral efectiva se introduce un coeficiente similar al utilizado para el efecto de la separación entre cercos  $\alpha_f \leq 1$ . Para obtener este coeficiente [1] se considera que la presión transversal es efectiva sólo donde la presión de confinamiento se desarrolla plenamente debido a la acción arco. El efecto arco se supone descrito por una parábola con una pendiente inicial de  $45^\circ$  tal como se muestra en la figura 3.3. En la sección central entre dos envolturas de FRP consecutivas, el área de hormigón efectivamente confinado  $A_e$  es:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( D - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (3.4)$$

siendo  $s' = s - b_f$  la distancia libre entre las bandas de FRP.

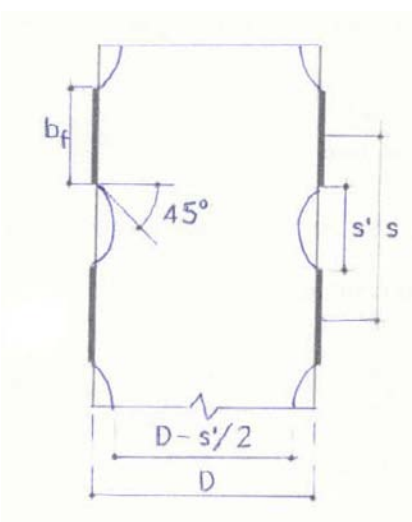


Fig. 3.3 Efecto de la separación entre bandas en el confinamiento

Y el coeficiente de efectividad  $\alpha_f$  se obtiene considerando la relación  $A_e/A_c$  con  $A_c = A_g - A_s$  (área de hormigón sin considerar la armadura longitudinal):

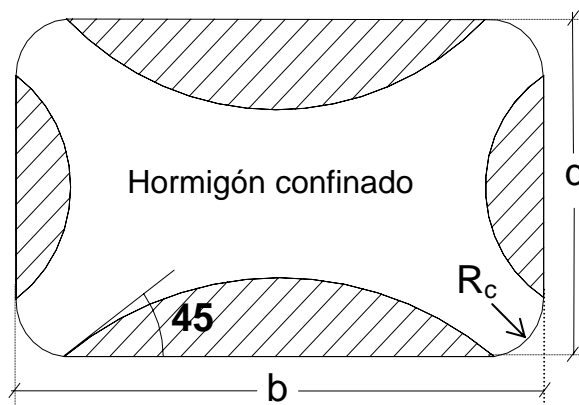
$$\alpha_f = \frac{\left( 1 - \frac{s'}{2D} \right)^2}{1 - \rho_{sg}} \approx \left( 1 - \frac{s'}{2D} \right)^2 \quad (3.5)$$

donde  $\rho_{sg} = A_s / A_g$

### 3.3 Influencia de la forma de la sección

La mayoría de estudios y aplicaciones realizados hasta la fecha se han centrado en los pilares circulares, donde el efecto del confinamiento es más claro. En pilares de sección cuadrada o rectangular los estudios experimentales disponibles son limitados, y han mostrado que, aunque se redondeen las esquinas para evitar la rotura prematura de las fibras, el confinamiento es menos efectivo. En este caso, la presión de confinamiento no se transmite uniformemente, y sólo una parte del núcleo de hormigón es efectivamente confinada.

En la Guía de diseño publicada por la FIB [1], para tener en cuenta la reducción de la efectividad del confinamiento en secciones rectangulares respecto a las circulares, se introduce un coeficiente reductor similar al que se utiliza para el confinamiento con cercos de acero. Los estudios existentes sobre hormigón confinado con acero [6] proponen considerar que en una sección rectangular el hormigón es confinado por la armadura transversal mediante acciones arco, y 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. 3.4 Área efectivamente confinada en secciones rectangulares**

Así, se considera que el área de hormigón sin confinar es la suma de las cuatro parábolas (Fig. 3.4):

$$A_u = \sum_{i=1}^4 \frac{(w'_i)^2}{6} = \frac{b'^2 + d'^2}{3} \quad (3.6)$$

donde  $w'_i$  es la distancia libre entre dos esquinas redondeadas. Para una sección rectangular de lados  $b$  y  $d$  como la de la figura, con las esquinas redondeadas con un radio de curvatura  $R_c$ :

$$b' = b - 2R_c \quad ; \quad d' = d - 2R_c \quad (3.7)$$

Considerando la relación  $(A_c - A_u)/A_c$ , siendo  $A_c = A_g - A_s$  el área de hormigón, se deduce un coeficiente de efectividad  $\alpha_e$  dado por:

$$\alpha_e = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})} \quad (3.8)$$

donde  $\rho_{sg} = A_s/A_g$  es la cuantía de acero longitudinal.

Aunque el coeficiente  $\alpha_e$  derivado del efecto arco así definido lo recogen las guías de diseño y es aceptado por muchos investigadores, algunos autores han propuesto coeficientes diferentes [7] para considerar el efecto de la forma de la sección.

## 4 Comportamiento del hormigón confinado con FRP

El efecto beneficioso de la presión de confinamiento sobre la resistencia y deformación última del hormigón es conocido desde hace mucho tiempo, y en el caso de confinamiento con acero son numerosas las investigaciones realizadas y se han desarrollado modelos y formulaciones que explican satisfactoriamente su comportamiento.

Los primeros estudios sobre confinamiento con FRP trataron de aplicar los modelos desarrollados previamente para el acero, pero pronto se comprobó que no eran válidos. En el caso de

confinamiento con acero, tan pronto como el hormigón comienza a fisurarse, la deformación lateral crece repentinamente y los cercos plastifican. A partir de ese punto la presión de confinamiento aplicada sobre el hormigón es constante.

Los materiales compuestos, a diferencia del acero, tienen un comportamiento elástico hasta rotura, y en consecuencia la acción de confinamiento que ejercen sobre el hormigón es continuamente creciente. Esta acción de confinamiento depende de la expansión lateral del hormigón, que a su vez se ve afectada por la presión de confinamiento.

A la vista de este diferente comportamiento, se han propuesto en los últimos años varios modelos específicos para el confinamiento de hormigón con FRP [8-12], la mayoría de naturaleza empírica. En los modelos el incremento de resistencia del hormigón debido al confinamiento generalmente viene dado por la siguiente expresión, propuesta en 1928 por Richart et al. [13] para confinamiento activo:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (3.1)$$

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

Mientras que Richart et al. obtenían a partir de sus ensayos un valor de 4.1 para el coeficiente  $k_1$ , en los modelos desarrollados para confinamiento con FRP  $k_1$  no suele ser una constante, sino que depende de la presión de confinamiento  $f_l$  o bien de la relación  $f_l/f_{co}$ . En el apartado 4.1 se describe el modelo de Spoelstra y Monti [11], modelo analítico recogido en la guía publicada por la FIB que propone un cálculo iterativo para tener en cuenta la interacción entre el hormigón que se expande lateralmente y el mecanismo de confinamiento.

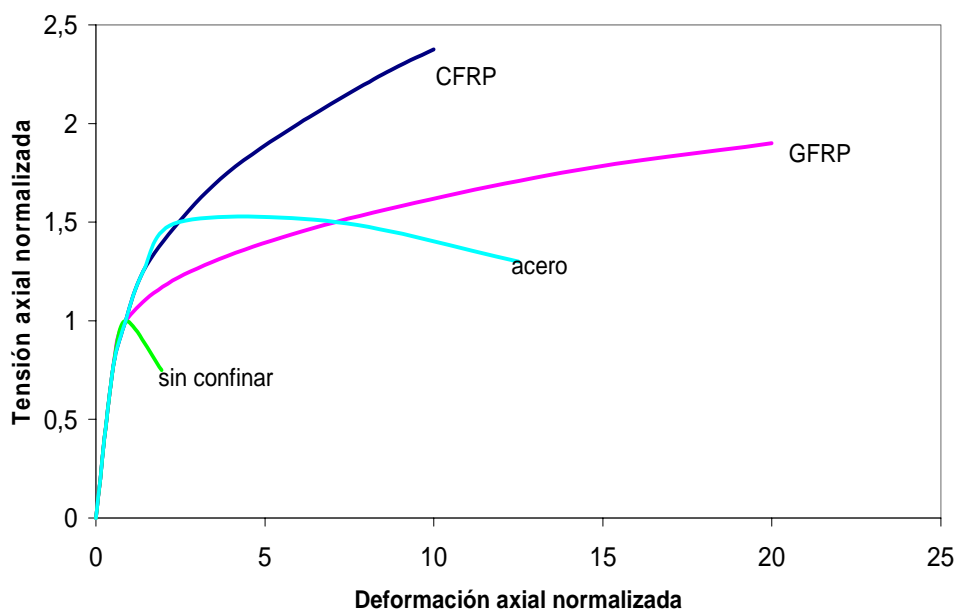
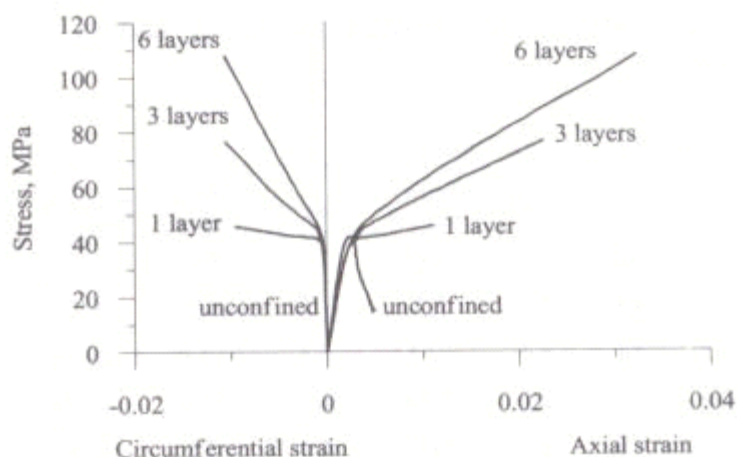


Fig. 4.1 Modelo de Spoelstra y Monti [11]

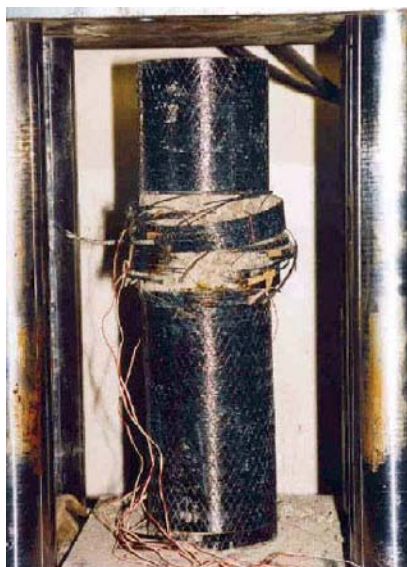
Tanto los modelos como los ensayos publicados sobre probetas de hormigón confinado con FRP muestran que las curvas tensión-deformación tienen una forma característica aproximadamente bilineal con una zona de transición entre las dos partes de la curva que se produce para un nivel de tensiones similar 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 4.1 se comparan las curvas tensión deformación del hormigón sin confinar, confinado con acero y confinado con FRP (vidrio y carbono). En la figura 4.2 pueden observarse curvas experimentales típicas de probetas de hormigón sin confinar y con distintos grados de confinamiento.



**Fig. 4.2 Curvas tensión-deformación de hormigón confinado con FRP [14]**

A medida que el hormigón se comprime, la camisa de FRP 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 (fig. 4.3). En la gran mayoría de estudios publicados se indica este modo de fallo, aunque también se recogen algunos fallos prematuros debido a separación en la unión del FRP por un solape insuficiente.



**Fig. 4.3 Fallo habitual con rotura de la camisa de FRP**

La resistencia última del hormigón confinado con FRP 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  $\varepsilon_{ju}$ ) 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 de

FRP, la calidad de la ejecución o la forma curva de la camisa especialmente en esquinas con radios de curvatura pequeños. Esta Guía indica que para el diseño deberían tomarse valores apropiados de la deformación última efectiva, y que dado que los datos disponibles hasta el momento son limitados, los valores de  $\varepsilon_{ju}$  deberían justificarse experimentalmente. Otras recomendaciones limitan la deformación última efectiva del FRP a un valor de 0.004.

#### 4.1 Modelo de Spoelstra y Monti (1999)

Parte del modelo de Mander [6] para hormigón confinado con acero, basado a su vez en la fórmula:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (4.1)$$

donde

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.2 \text{ a,b})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}}; \quad E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.2 \text{ c,d})$$

siendo  $\varepsilon_{cc}$  la deformación de compresión en el valor pico de resistencia con confinamiento  $f_{cc}$ .

La resistencia pico con confinamiento se expresa en función de una presión de confinamiento efectiva constante  $f_l$  de la siguiente manera:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \quad (4.3)$$

con  $f_{co}$ : resistencia del hormigón sin confinar.

Para tener en cuenta el comportamiento específico del FRP, Spoelstra y Monti [11] proponen un cálculo iterativo que combina el modelo de Mander con un modelo que expresa la deformación circunferencial como una función de la deformación axial. Para hormigón sin confinar, la tensión uniaxial  $f_c$  del hormigón bajo una deformación axial  $\varepsilon_c$ :

$$f_c = E_{\text{sec}} \cdot \varepsilon_c \quad (4.4 \text{ a,b})$$

$$E_{\text{sec}} = E_c \cdot \frac{1}{1 + \beta \cdot \varepsilon_A} = E_c \cdot \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot \varepsilon_l}$$

La deformación del área  $\varepsilon_A$  se toma como una medida del daño interno debido a la fisuración, que reduce el módulo secante  $E_{\text{sec}}$  a partir del módulo tangente inicial  $E_c$ .  $\beta$  es una constante propiedad del hormigón:

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f_{co}|}} - 500 \quad (f_{co} \text{ en MPa}) \quad (4.5)$$

En (4.4 b) se adopta la hipótesis de simetría radial ( $\varepsilon_A = 2\varepsilon_l$ ) que permite introducir la dependencia de la deformación lateral  $\varepsilon_l$ . Según el convenio de signos utilizado  $\varepsilon_c$  y  $f_c$  son negativos (compresiones) y  $\varepsilon_A$  y  $\varepsilon_l$  (expansiones) son positivos.

Las ecuaciones (4.4 a,b) se escriben como:

$$E_{\text{sec}}(\varepsilon_c, f_l) = \frac{f_c(\varepsilon_c, f_l)}{\varepsilon_c} \quad (4.6 \text{ a,b})$$

$$\varepsilon_l(\varepsilon_c, f_l) = \frac{E_c - E_{\text{sec}}(\varepsilon_c, f_l)}{2\beta E_{\text{sec}}(\varepsilon_c, f_l)}$$

y unidas en una ecuación:

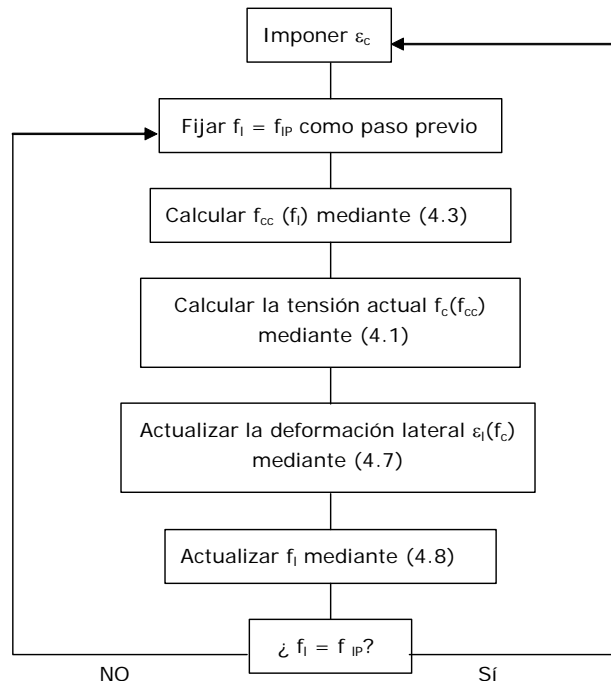
$$\varepsilon_l(\varepsilon_c, f_l) = \frac{E_c \varepsilon_c - f_c(\varepsilon_c, f_l)}{2\beta f_c(\varepsilon_c, f_l)} \quad (4.7)$$

donde se pone explícitamente la dependencia de los valores  $f_c$  y  $\varepsilon_l$  de la deformación axial  $\varepsilon_c$  y la presión de confinamiento  $f_l$ .

Una vez que se calcula  $\varepsilon_l$  mediante (4.7), puede obtenerse la deformación en la camisa  $\varepsilon_j$  (por ejemplo para el caso de cilindros de hormigón cargados axialmente es simplemente  $\varepsilon_j = \varepsilon_l$ ), junto con su tensión  $f_j = E_j \varepsilon_j$ , siendo  $E_j$  el módulo de elasticidad del material compuesto de la camisa. La presión de confinamiento correspondiente  $f_l$  puede evaluarse como:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j f_j = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{j=l} \quad \text{con} \quad \rho_j = \frac{4t_j}{d_j} \quad (4.8)$$

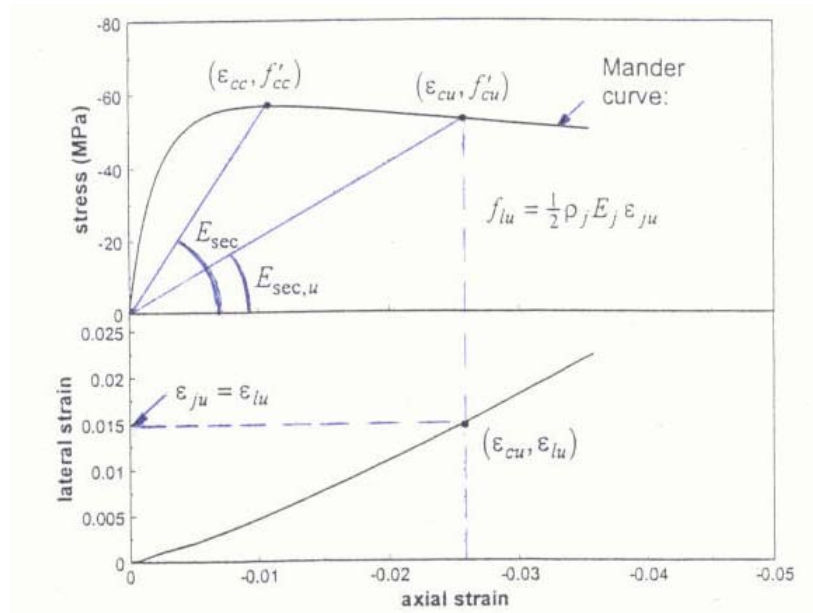
Este valor actualizado de  $f_l$  puede utilizarse para una nueva estimación de  $\varepsilon_l$  mediante (4.7), dando lugar a un procedimiento iterativo (Fig. 4.3) hasta que  $f_l$  converge a un valor estable.



**Fig. 4.4 Procedimiento iterativo del modelo de Spoelstra y Monti [11]**

Todo el procedimiento se repite para cada  $\varepsilon_c$ , sobre la curva tensión-deformación completa (Fig. 4.1). Esta última puede considerarse como una curva que cruza a una familia de curvas de Mander, cada una perteneciente al nivel de presión de confinamiento correspondiente a la deformación lateral en cada momento. Las características de tensión-deformación del meca-

nismo de confinamiento se tienen en cuenta explícitamente, mientras que la deformación lateral del hormigón se obtiene implícitamente a través del procedimiento iterativo. Todos los ensayos numéricos han mostrado que la convergencia es muy rápida para valores razonables de los parámetros.



**Fig. 4.5 Procedimiento de cálculo de la tensión y deformación últimas [11]**

Independientemente de la respuesta tensión-deformación completa, las coordenadas de la tensión y deformación últimas pueden obtenerse directamente de la presión de confinamiento ejercida por la camisa en el momento último como se indica a continuación.

La presión de confinamiento última viene dada por:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j f_j = \frac{2t_j f_j}{d_j} \quad (4.9)$$

Los parámetros del modelo de confinamiento de Mander correspondientes a  $f_l$  son:

$$f_{cc} = f_{co} \left( 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \right) \quad (4.10 a)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.10 b)$$

El módulo secante último se obtiene de (4.4 b):

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1 + 2\beta \epsilon_{ju}} = \frac{E_c}{1 + 2\beta f_{ju} / E_j} \quad (4.11)$$

La intersección de la línea recta con pendiente  $E_{sec,u}$  en la Figura 4.5. y con la curva de Mander en el instante último da la tensión y deformación últimas en el hormigón:

$$\epsilon_u = \epsilon_{cc} \left[ \frac{E_{cc} (E_c - E_{sec,u})}{E_{sec,u} (E_c - E_{cc})} \right]^{1 - E_{cc} / E_c} \quad f_{cu} = E_{sec,u} \cdot \epsilon_{cu} \quad (4.12 a,b)$$

donde  $E_{cc} = f_{cc} / \varepsilon_{cc}$ .

Spoelstra y Monti proponen también unas fórmulas aproximadas para obtener la tensión y deformación últimas, obtenidas mediante análisis de regresión basándose en que los resultados experimentales muestran que ambas tienen una dependencia directa de la deformación última de la camisa  $\varepsilon_{ju}$ , la máxima presión de confinamiento  $f_l$  y el módulo del hormigón  $E_c$ , mientras que dependen inversamente de la resistencia del hormigón sin confinar  $f_{co}$ . Estas ecuaciones son:

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(0.2 + 3\sqrt{\bar{f}_l}\right) \quad (4.13)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co} \cdot \left(2 + 1.25\bar{E}_c \varepsilon_{ju} \sqrt{\bar{f}_l}\right) \quad (4.14)$$

donde los valores normalizados de la máxima presión de confinamiento y del módulo tangente del hormigón son:

$$\bar{f}_l = \frac{f_l}{f_{co}} \quad y \quad \bar{E}_c = \frac{E_c}{f_{co}} \quad (4.15)$$

## 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] CNR-DT 200/2004: 'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures' (2004).
- [4] CAN/CSA-S806, Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, Ottawa, 2002.
- [5] Concrete Society Technical Report 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials, The Concrete Society, Crowthorne, 2000. TR55
- [6] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988), Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), 1804-1826.
- [7] Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., El Echary, H., Mastrapa, J. C. and Pico, O. (1998), Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete, Journal of Composites for Construction, 2(4), 175-185.
- [8] Samaan, M., Mirmiran, A. and Shahawy, M. (1998), Model of Concrete Confined by Fiber Composites, Journal of Structural Engineering, 124(9), 1025-1031.
- [9] Toutanji, H. A. (1999), Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets, ACI Materials Journal, 96(3), 397-404.
- [10] Saafi, M., Toutanji, H. A. And Li, Z. (1999), Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes, ACI Materials Journal, 96(4), 500-509.
- [11] Spoelstra, M. R. and Monti, G., (1999), FRP-Confined Concrete Model, Journal of Composites for Construction, 3(3), 143-150.
- [12] Lam, L. and Teng, J. G. (2003), Design-oriented Stress-Strain Model for FRP-confined Concrete, Construction and Building Materials, 17, 471-486.

- [13] Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L. (1928), A study of the failure of concrete under combined compressive stresses, Engineering Experiment Station Bulletin No. 185. University of Illinois, Urbana.
- [14] Aire, C., Gettu, R., Casas, J.R. (2001), Strudy of the compressive behaviour of concrete confined by fiber reinforced composites, Composites in Construcctions, Figueiras et al. (eds), Lisse 239-243.

# EJEMPLOS DE CÁLCULO

Carles Cots  
CTT STRONGHOLD S.A. VSL  
Departamento Técnico.  
ccots@vslsp.com

## 1 Introducción

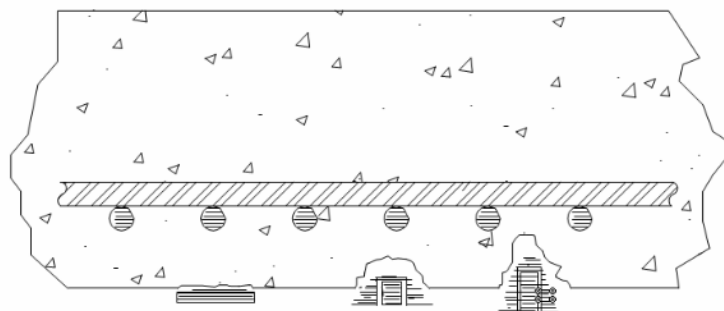
El refuerzo de elementos estructurales armados y pretensados, mediante la adhesión o inserción externa de materiales compuestos (MC), armados con fibras es una técnica habitual y de creciente uso.

Los motivos de su reciente aplicación en construcción a modo de refuerzo general para elementos de hormigón son: su no corrosión y baja densidad, facilitando su puesta en obra, minimizando los requisitos de apuntalado, medios auxiliares y puesta en obra; unido a unas muy elevadas prestaciones resistentes, módulo elástico configurable (según el tipo de fibra resistente a emplear) y infinidad de formatos y geometría de producción.

Asimismo los materiales compuestos presentan limitaciones muy importantes que deben considerarse en la fase de diseño: comportamiento elástico hasta rotura restando ductilidad a la estructura, elevado coste económico, fallo ante temperaturas superiores a su transición vítrea (70-90°C).

Los materiales compuestos (MC) se comercializan en formato de barra o tendón, para hormigón armado y pretensado, y en láminas y hojas para intervenciones de reparación.

La naturaleza n-direccional inherente de estos materiales, fruto de su constitución mixta: formados por n capas matriz-fibra, en capas sucesivas, dificulta y condiciona la definición de detalles constructivos particulares ligados a la eficiencia, en general, del anclaje al soporte: patillas, tendones para el postesado, soportes de mala calidad (mampostería).



**Fig. 1.1 Adhesión/Inserción de cuantía resistente de MC en el paramento de hormigón armado.**

## 1.1 Criterios de diseño

El diseño del refuerzo debe considerar la totalidad de situaciones y combinación de cargas, verificándose todos los estados límites posibles, a partir de una sección original. La sección mixta resultante asumirá una nueva capacidad, verificándose las rasantes generadas y los eventuales modos de fallos por despegue (el caso general) o por agotamiento de éstos. Los modelos disponibles en el estado del arte vigente, se basan en modelos analíticos y modelos semiempíricos.

La caracterización de la sección existente (tras su reparación) será el punto de partida de diseño del refuerzo, determinándose la geometría y la calidad de los materiales (a partir de visitas de campo, ensayos o documentación existente).

### 1.1.1. Estados límites

El diseño del refuerzo debe considerar la totalidad de situaciones y combinación de cargas posibles, verificándose todos los estados límites posibles, a partir de una concepción de refuerzo de una sección existente. La sección mixta resultante asumirá una nueva capacidad resistente, verificándose las rasantes generadas y los eventuales modos de fallos por despegue (el caso general) o por agotamiento de éstos. Los modelos disponibles en el estado del arte vigente, se basan en modelos analíticos y modelos semiempíricos.

Las verificaciones en ELS verificarán: los estados tensionales en los materiales de la sección (acero sin plastificar y, hormigón y materiales compuestos sin problemas de fluencia); deformaciones y flechas máximas en la estructura, y fisuración del elemento que provoque mermas de respuesta resistente (por deterioro de la adherencia), de apariencia o durabilidad al elemento.

Aunque los MC desarrollan, de forma aislada, elevadas tensiones a rotura (2000 – 3900 MPa), es preciso, para movilizarlas, grandes deformaciones (1-2% unitarias). De este modo, y por compatibilidad de deformaciones, es preciso que estas deformaciones se desarrollen en el paramento a reforzar. Dicho de otro modo: este comportamiento permite un elevado aprovechamiento del material de refuerzo en condiciones de rotura, cuando las elongaciones y tensiones en el refuerzo son elevadas, hasta alcanzar el agotamiento del MC o, mayormente, su despegue (con elongaciones correspondientes entre el 0.4 - 0.6% unitarias). Asimismo, esto no es así para actuaciones que requieran control en servicio, cuando las limitaciones tensionales en la armadura interna no permiten superar umbrales de 200 MPa, y mucho menos el umbral, ya irreversible, de plastificación de la armadura interna. Adicionalmente, es preciso considerar, en función del historial de cargas, el estado de cargas previo al realizar el refuerzo, al existir una deformación remanente del paramento traccionado, en el instante de colocación del refuerzo. Esta deformación inicial de la armadura interna, no puede ser empleada por el refuerzo para entrar en carga movilizand tensiones, de no tomarse medidas adicionales tales como el gateo de la estructura o el empleo de un postesado exterior.

La verificación en ELU, propuesta en las distintas recomendaciones (y en función del código a partir del cual partan: criterio de minoración, coeficientes de seguridad, etc.), evalúa la respues-

ta seccional, considerando (con mayor o menor finura, y la correspondiente complejidad) todos los modos de rotura. A grandes rasgos los modos de rotura existentes se diferencian en: plena contribución del refuerzo hasta fallo, por esquema clásico de la sección, o fallo previo ocasionado por súbita pérdida de colaboración por despegue del refuerzo. El fenómeno de pérdida de colaboración del refuerzo es complejo, y, o bien se asumen modelos simplificados y simples (e incompletos) que aporten una primera magnitud, a modo de envolvente respuesta al problema (propuesta ACI 440 americana, o S806 canadiense) o se disocian en un análisis detallado que contemple los distintos mecanismos que originan el problema. Intervienen multitud de variables: respuesta global estructural del elemento y tipología de cargas (cortantes inducidos, tipología constructiva con planos débiles (dovelas), cantos variables y empujes en vacío), factores de forma a nivel seccional y calidad en los materiales, y mecánica de fractura a nivel de interfaces de unión (incluyendo roturas interlaminares inherentes al material de refuerzo).

## 1.2. Ejemplo

Se analiza una tipología de viga simple, biapoyada, empleando la verificación según FIB. Por simplicidad en ELU se analizan tres propuestas de distintas recomendaciones. Las normativas y recomendaciones más antiguas proponen modelos simplificados de fácil aplicación (aunque eventualmente del lado de la inseguridad), hasta el afinamiento de modelos más complejos ajustan con seguridad la respuesta del refuerzo.

## 1.3. Bibliografía y Guías de diseño recomendadas

(2002), CSA,806-02Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers. CSA

(2002 draft), EN 1504, Series: "Productos y sistemas para protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad, evaluación y conformidad." Apartado 4. AENOR

(2003), ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. ACI

(2002), ACI 440.2R-02, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI

(2004) ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures. ACI

(2001) FIB, Bulletin 14 Externally Bonded Structures for Reinforcing Structures. FIB

(2001) The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures: Design Manual nº 4 - Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers. ISIS

(2004) Concrete Society: Technical Report nº 55 Design Guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. Concrete Society.

(2003) Concrete Society: Technical Report nº 57 Strengthening concrete structures using fibre composite materials: acceptance, inspection and monitoring. Concrete Society.

(1996).EUROCOMP. Design Code and handbook. Structural design of polymer composites (Clarke, J. L., ed), E&FN Spon, London,

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN. Criterio General FIB Bulletin 14.  
ccots@vslsp.com

$$l := 9\text{m} \quad \text{luz}$$

▼ CARGAS

Solicitaciones

$$G := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Q := 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \quad \text{ELU}$$

$$p_s := G + Q \quad \text{ELS}$$

$$p_{\text{acc}} := G + 0.7 \cdot Q \quad \text{ACCIDENTAL}$$

▲ CARGAS

▼ LEYES DE ESFUERZO

Determinación de las leyes de esfuerzos en ELS y ELU: Caso biapoyado

Esfuerzos flectores:

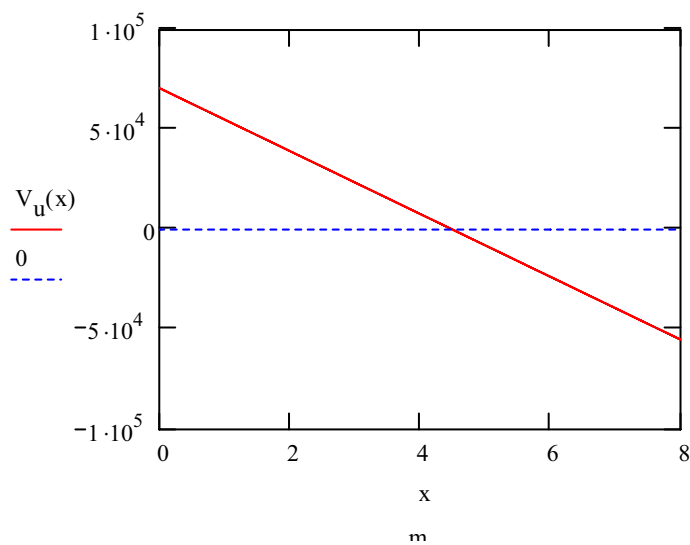
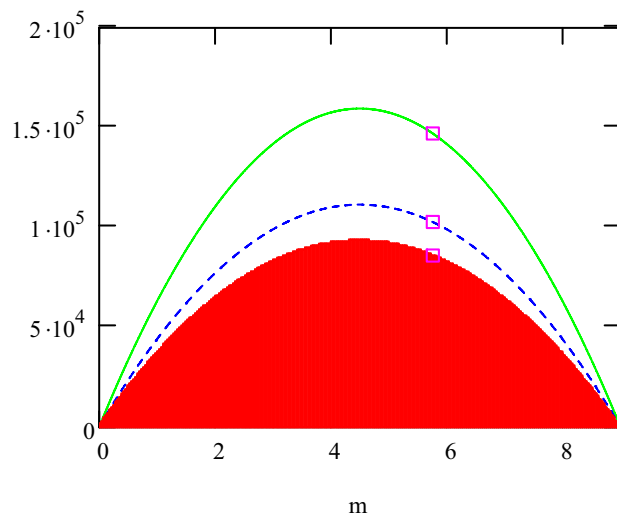
$$M_u(x) := -p \cdot x \cdot \frac{x}{2} + p \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

$$M_s(x) := -p_s \cdot x \cdot \frac{x}{2} + p_s \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

$$M_{\text{acc}}(x) := -p_{\text{acc}} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + p_{\text{acc}} \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_u(x) := -p \cdot x + \frac{1}{2} \cdot p \cdot l$$



LEYES DE ESFUERZO

GEOMETRIA ELEMENTO ORIGINAL

### Definición elemento resistente

#### Elemento

$$b := 300\text{mm}$$

$$h := 500\text{mm}$$

$$A_c := b \cdot h$$

#### Armadura existente

#### Hormigón

$$f_{ck} := 25\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \gamma_s := 1.10$$

Armadura traccionada inferior

$$n_1 := \begin{pmatrix} 4 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \Phi_1 := \begin{pmatrix} 20 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

Armadura comprimida superior

$$n_2 := \begin{pmatrix} 2 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \Phi_2 := \begin{pmatrix} 16 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

$$c_1 := 30 \text{ mm} \quad \text{recubrimiento inferior}$$

$$c_2 := 30 \text{ mm} \quad \text{recubrimiento superior}$$

▲ GEOMETRIA ELEMENTO ORIGINAL

▼ REFUERZO MATERIAL COMPUESTO

Material compuesto

Formato a emplear lámina preformada CFRP

$$E_f := 150000 \text{ MPa} \quad f_{fk} := 2500 \text{ MPa} \quad f_{fd} := \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad \gamma_f := 1.4 \cdot 1.1 \cdot 1.1 \quad \text{Coeficientes EUROCOMP Apdo 3.3.3}$$

$$\varepsilon_{fu} := \frac{f_{fd}}{E_f}$$

$$n_f := \begin{pmatrix} 2 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{Número de láminas} \quad w_f := \begin{pmatrix} 100 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad \text{Ancho de MC} \quad t_f := \begin{pmatrix} 1.4 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad \text{Espesor nominal}$$

$$\text{Cuantía aportada de MC} \quad A_f = 280 \text{ mm}^2$$

▲ REFUERZO MATERIAL COMPUESTO

▶ ADIMENSIONALIZACIÓN VARIABLES

▼ ESTADO PREVIO AL REFUERZO

Estado previo

$$p := \rho \cdot A_c + \rho \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \quad p = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad M_0(x) := -p \cdot x \cdot \frac{x}{2} + p \cdot \frac{1}{2} \cdot x \quad \text{Flector originado por peso propio sin mayorar.}$$

$$M_0(x_v) = 81.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$-\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_e \cdot E_c \cdot \varepsilon_c - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x_e - c_2}{x_e} \right) \cdot \varepsilon_c + A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x_e - c_1}{x_e} \right) \cdot \varepsilon_c = 0$$

$$M_0(x_v) - \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_e \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \cdot \left( h - \frac{x_e}{3} \right) - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x_e - c_2}{x_e} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot (h - c_2) \dots = 0$$

$$+ A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x_e - c_1}{x_e} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot (c_1)$$

$$x_e = 0.141 \text{ m} \quad \text{Posición de eje neutro.}$$

$$\varepsilon_0 = 0.0008 \quad \text{Elongación en paramento traccionado en vacío.}$$

#### ESTADO PREVIO AL REFUERZO

#### SITUACIÓN ACCIDENTAL

##### Situación accidental

Asumiendo plastificación de acero y agotamiento en hormigón, sin minoración de materiales en situación de rotura:

$$\psi := 0.8 \quad \delta_g := 0.4$$

$$x_u := \text{root} \left[ -0.85 \cdot \psi \cdot f_{ck} \cdot b \cdot x_u - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x_u - c_2}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c + A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x_u - c_1}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c, x_u \right]$$

$$x_u = 0.195 \text{ m}$$

$$M_{\text{Racc}} := A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot \left[ (h - c_1) - \delta_g \cdot x_u \right] + A_{s2} \cdot E_s \cdot \left[ \left( \frac{x_u - c_2}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c \right] \cdot (\delta_g \cdot x_u - c_2)$$

$$M_{\text{Racc}} = 258 \text{ m kN} \quad \text{Flector respuesta en rotura sin refuerzo, que no puede ser superado por las nuevas cargas sin mayorar.}$$

#### SITUACIÓN ACCIDENTAL

ELS

ELU

## ELU

Asumiendo plastificación en acero y agotamiento de hormigón.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cu} &:= 3.5 \cdot 10^{-3} & \psi &:= 0.8 & \delta_g &:= 0.4 \\ x_u &:= \text{root} \left[ -0.85 \cdot \psi \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_u - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x_u - c_2}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c + A_{s1} \cdot f_{yd} \dots, x_u \right. \\ &\quad \left. + A_f E_f \left[ \left( \frac{h - x_u}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_0 \right] \right] \end{aligned}$$

$$x_u = 0.172 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &:= A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left[ (h - c_1) - \delta_g \cdot x_u \right] + A_f E_f \left[ \left( \frac{h - x_u}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_0 \right] \cdot (h - \delta_g \cdot x_u) + 0 \dots \\ &\quad + A_{s2} \cdot E_s \cdot \left[ \left( \frac{x_u - c_2}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c \right] \cdot (\delta_g \cdot x_u - c_2) \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 344 \text{ m kN}$$

Flector respuesta en rotura tras refuerzo.

$$877 \text{ MPa}$$

Tensión en MC

$$0.0058$$

Elongación en MC en fallo.

$$\varepsilon_{sla} = 0.0061$$

Elongación en acero en fallo.

Sin la contribución del refuerzo

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cu} &:= 3.5 \cdot 10^{-3} & \psi &:= 0.8 & \delta_g &:= 0.4 \\ x_u &:= \text{root} \left[ -0.85 \cdot \psi \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x_u - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x_u - c_2}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot x_u \right] \end{aligned}$$

$$x_u = 0.108 \text{ m}$$

$$M_{Rd0} := A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left[ (h - c_1) - \delta_g \cdot x_u \right] + A_{s2} \cdot E_s \cdot \left[ \left( \frac{x_u - c_2}{x_u} \right) \cdot \varepsilon_c \right] \cdot (\delta_g \cdot x_u - c_2)$$

$$M_{Rd0} = 246 \text{ m kN}$$

Flector respuesta en rotura sin refuerzo

Asumiendo plastificación en acero y agotamiento del MC

$$\psi(\varepsilon_c) := \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_c \cdot \left(0.5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_c\right) & \text{if } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} & \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases}$$

$$\delta_g(\varepsilon_c) := \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_c}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_c)} & \text{if } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} & \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases}$$

$$-0.85 \cdot \psi(\varepsilon_c) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left(\frac{x - c_2}{x}\right) \cdot \varepsilon_c + A_{s1} \cdot E_s \cdot \left(\frac{h - x - c_1}{x}\right) \cdot \varepsilon_c \dots = 0$$

$$+ A_f E_f \varepsilon_{fu}$$

$$M_{Rde} - 0.85 \cdot \psi(\varepsilon_c) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x \cdot (h - \delta_g(\varepsilon_c) \cdot x) - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left(\frac{x - c_2}{x}\right) \cdot \varepsilon_c \cdot (h - c_2) \dots = 0$$

$$+ A_{s1} \cdot E_s \cdot \left(\frac{h - x - c_1}{x}\right) \cdot \varepsilon_c \cdot (c_1)$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{(h - x) \cdot \varepsilon_c}{x} - \varepsilon_0$$

$$\begin{pmatrix} M_{Rde} \\ \varepsilon_c \\ x \end{pmatrix} := \text{Find}(M_{Rde}, \varepsilon_c, x)$$

▲ ELU

---

▼ PROCESADO GRÁFICOS

$$\sigma_c = 10.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 10 \text{ MPa} \quad w_k = 0.237 \text{ mm}$$

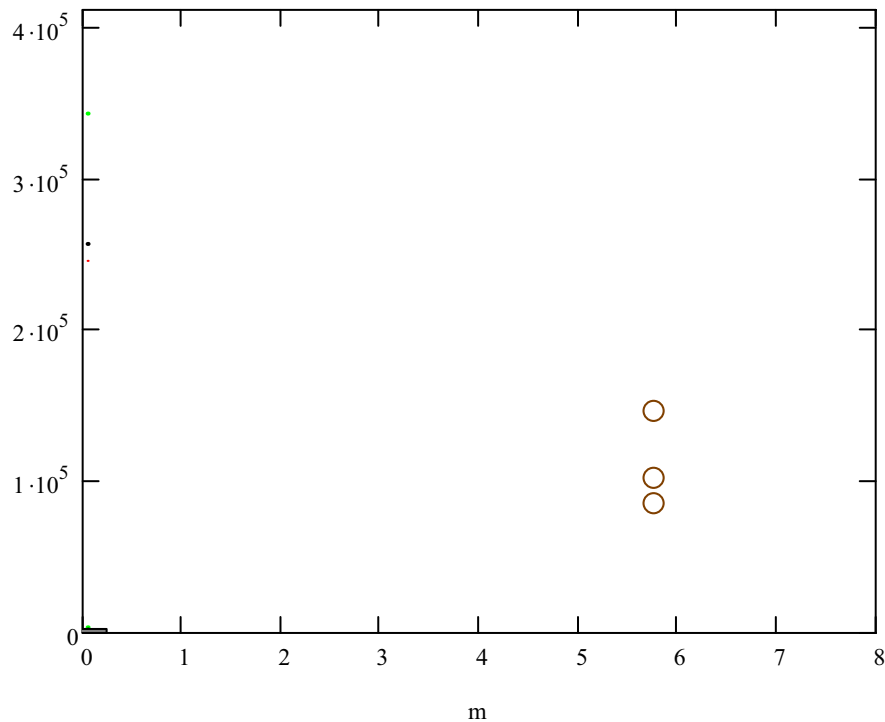
$$\varepsilon_{\text{lim}} := \begin{cases} 0.0043 & \text{if } f_{ck} < 35 \text{ MPa} \\ 0.0065 & \text{otherwise} \end{cases}$$

ELS = "NO CUMPLE FISURAS Y CUMPLE TENSIONES ADMISIBLES"

$$\text{DUCTILIDAD} := \begin{cases} \text{"CUMPLE DUCTILIDAD"} & \text{if } \varepsilon_{s1} > \varepsilon_{\text{lim}} \\ \text{"NO CUMPLE DUCTILIDAD"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

▲ PROCESADO GRÁFICOS

▼ RESUMEN RESULTADOS



	Respuesta	Solicitación
<b>Accidental</b>	$M_{Racc} = 258 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{acc}(x_v) = 86 \text{ kN}\cdot\text{m}$
<b>ELU</b>	$M_{Rd} = 344 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_u(x_v) = 147 \text{ kN}\cdot\text{m}$
<b>ELS</b>	ELS = "NO CUMPLE FISURAS Y CUMPLE TENSIONES ADMISIBLES"	
<b>Ductilidad</b>	DUCTILIDAD = "CUMPLE DUCTILIDAD"	

#### ▲ RESUMEN RESULTADOS

#### ▼ PÉRDIDA DE ADHERENCIA

##### Pérdida de contribución del refuerzo

$$l_{M\text{Capoyo}} := 1\text{m}$$

##### Método 1:

Limitación de la elongación última y comprobación del anclaje.

Fuerza de anclaje, aplicando el modelo de Rôstasy.

$$l_b := 100\text{cm}$$

$\alpha := 1$  Si existe armadura a cortante.

$C_1 := 0.64$

$C_2 := 2$  Obtenidos de la calibración de ensayo rasante-slip.

$k_c := 1$  Si el hormigón es compacto.

Coefficiente geométrico

$$k_b = 1$$

$$N_{famax} := \left( \alpha \cdot C_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_{ad} \cdot \sqrt{E_{fad} \cdot t_{fad} \cdot f_{ctmad}} \right) N \quad N_{famax} = 140.9 \text{ kN}$$

$$l_{bmax} = 0.202 \text{ m}$$

$$N_{faR} := \begin{cases} \left( \alpha \cdot C_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_{ad} \cdot \sqrt{E_{fad} \cdot t_{fad} \cdot f_{ctmad}} \right) N & \text{if } l_b > l_{bmax} \\ \left( \alpha \cdot C_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_{ad} \cdot \sqrt{E_{fad} \cdot t_{fad} \cdot f_{ctmad}} \right) N \cdot \left[ \frac{l_b}{l_{bmax}} \cdot \left( 2 - \frac{l_b}{l_{bmax}} \right) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$N_{faR} = 140.9 \text{ kN} \quad \text{Cota superior de fuerza asumible por el refuerzo adherido en zona de anclaje.}$$

Fuerza de anclaje sollicitación, fruto del equilibrio de la sección para el refuerzo

$$\psi(\varepsilon_c) := \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_c \cdot \left( 0.5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_c \right) & \text{if } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} & \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases}$$

$$\delta_s(\varepsilon_c) := \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_c}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_c)} & \text{if } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} & \text{if } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases}$$

Ajuste de los  
parámetros del  
bloque  
comprimido en la  
verificación.

$$x_v := 0\text{m} + l_{b\max} + l_{MCapoyo}$$

Determinación del punto de comprobación en anclaje.

$$M_u(x_v) = 73.8 \text{ m kN}$$

Flector en el punto de anclaje.

$$-0.85 \cdot \psi(\epsilon_c) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - c_2}{x} \right) \cdot \epsilon_c + A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x - c_1}{x} \right) \cdot \epsilon_c \dots = 0$$

$$+ A_f E_f \left[ \left( \frac{h - x}{x} \right) \cdot \epsilon_c - \epsilon_0 \right]$$

$$M_u(x_v) - 0.85 \cdot \psi(\epsilon_c) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x \cdot (h - \delta_g(\epsilon_c) \cdot x) - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - c_2}{x} \right) \cdot \epsilon_c \cdot (h - c_2) \dots = 0$$

$$+ A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x - c_1}{x} \right) \cdot \epsilon_c \cdot (c_1)$$

$$h - \delta_g(\epsilon_c) \cdot x = 0.44 \text{ m}$$

$$x_e = 0.143 \text{ m}$$

Acero

$$\epsilon_{s1} := \left( \frac{h - x - c_1}{x} \right) \cdot \epsilon_c \quad \epsilon_{s1} = 7.161 \times 10^{-4} \quad \sigma_{s1} := E_s \cdot \epsilon_{s1} \quad \sigma_{s1} = 143 \text{ MPa}$$

MC

$$\epsilon_f := \left[ \left( \frac{h - x}{x} \right) \cdot \epsilon_c - \epsilon_0 \right] \quad \epsilon_f = -4.503 \times 10^{-5} \quad \sigma_f := \epsilon_f E_f \quad \sigma_f = -7 \text{ MPa}$$

$$N_{faS} := A_f \sigma_f \quad N_{faS} = -2 \text{ kN}$$

Fuerza movilizada en el MC en el punto de anclaje.

$$\text{res} := \text{if}(N_{faS} < N_{faR}, \text{"CUMPLE ANCLAJE"}, \text{"NO CUMPLE ANCLAJE"})$$

$$\text{res} = \text{"CUMPLE ANCLAJE"}$$

## Método 2: Determinación de la envolvente de tensiones rasantes solicitadas y resistidas.

Nierdermeier (2000).

Determinación de la separación desfavorable en fisuras a flexión:

$$\begin{aligned}\tau_{sm} &:= 1.85 \cdot f_{ctm} & \tau_{sm} &= 4.7 \text{ MPa} & \text{Adherencia armadura interna.} \\ \tau_{fm} &:= 0.44 \cdot f_{ctm} & \tau_{fm} &= 1.1 \text{ MPa} & \text{Armadura/cohesión del hormigón superficial.} \\ k &:= 2 \cdot 0.82 & & & \text{Mayoración de la adherencia respecto la fisuración.}\end{aligned}$$

$$z_m = 0.4 \text{ m} \quad \text{Brazo mecánico.}$$

$$M_{cr} := \frac{k \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6} \quad M_{cr} = 52.6 \text{ m kN} \quad \text{Flector de fisuración.}$$

$$s_{rm} := 2 \cdot \frac{M_{cr}}{z_m} \cdot \frac{1}{\sum_{i=0}^{\text{length}(n_f)-1} \left( \tau_{fm} \cdot n_{f_i} \cdot w_{f_i} \right) + \sum_{i=0}^{\text{length}(n_f)-1} \left( \tau_{sm} \cdot \Phi_{l_i} \cdot \pi \right)} \quad s_{rm} = 498 \text{ mm}$$

Separación desfavorable de fisuración.

$$s_{rmad} = 497.9$$

Determinación del incremento máximo en la tensión admisible en el refuerzo en la longitud existente entre fisuras.

$$xi := 0, s_{rm} \cdot l$$

Determinación de los puntos entre fisuras.

xi =		M <sub>u</sub> (xi) =	
0	m	0	m kN
0.498		33.3	
0.996		62.8	
1.494		88.3	
1.992		109.9	
2.49		127.6	
2.988		141.5	
3.486		151.4	
3.984		157.4	
4.481		159.5	
4.979		157.7	
5.477		151.9	
5.975		142.3	

$$M := 102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Flector en los puntos entre fisuras.

6.473
6.971
7.469

128.8
111.4
90

$$-0.85 \cdot \psi(\varepsilon_c) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - c_2}{x} \right) \cdot \varepsilon_c + A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x - c_1}{x} \right) \cdot \varepsilon_c \dots = 0$$

$$+ A_f E_f \left[ \left( \frac{h - x}{x} \right) \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_0 \right]$$

$$M - 0.85 \cdot \psi(\varepsilon_c) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot x \cdot (h - \delta_g(\varepsilon_c) \cdot x) - A_{s2} \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - c_2}{x} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot (h - c_2) \dots = 0$$

$$+ A_{s1} \cdot E_s \cdot \left( \frac{h - x - c_1}{x} \right) \cdot \varepsilon_c \cdot (c_1)$$

$$h - \delta_g(\varepsilon_c) \cdot x = 0.438 \text{ m}$$

$$x_e = 0.143 \text{ m}$$

Acero

$$\varepsilon_{s1} = 9.45 \times 10^{-4} \quad \sigma_{s1} = 189 \text{ MPa}$$

MC

$$\varepsilon_f = 2.091 \times 10^{-4} \quad \sigma_f = 31 \text{ MPa}$$

$$N_{faS} := A_f \sigma_f$$

$$N_{faS} = 9 \text{ kN}$$

Fuerza movilizada en el MC en el punto de anclaje.

$$C_2 := 1.44$$

$$l_{bmax} := \left( C_2 \cdot \frac{E_{fad} \cdot t_{fad}}{\sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}} \right) \cdot \text{mm}$$

$$l_{bmax} = 0.202 \text{ m}$$

Longitud efectiva máxima

$$C_1 := 0.23$$

$$\sigma_{fadmax} := \left( \frac{C_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}}} \right) \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{fadmax} = 142 \text{ MPa}$$

Tensión máxima admisible fruto del  
anclaje

$$\max \Delta \sigma_{fdA} := \begin{cases} \left( \frac{C_1}{\gamma_c} \cdot \frac{E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}} \right) \cdot \text{MPa} \cdot \left[ \frac{l_b}{l_{bmax}} \cdot \left( 2 - \frac{l_b}{l_{bmax}} \right) \right] & \text{if } l_b < l_{bmax} \\ \left( \frac{C_1}{\gamma_c} \cdot \frac{E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}} \right) \cdot \text{MPa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\max \Delta \sigma_{fdA} = 142 \text{ MPa}$$

$$C_3 := 0.185$$

$$C_4 := 0.285$$

$$\sigma_{fB} := \left( \frac{C_3 \cdot E_{fad}}{s_{rmd}} - C_4 \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}} \cdot \frac{s_{rmd}}{4 \cdot t_{fad}} \right) \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{fB} = -147.2 \text{ MPa}$$

$$\max \Delta \sigma_{fdB} := \left[ \frac{1}{\gamma_c} \cdot \left( \sqrt{\frac{C_1^2 \cdot E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}} + \sigma_{fBad}^2} - \sigma_{fBad} \right) \right] \cdot \text{MPa}$$

$$\max \Delta \sigma_{fdB} = 271 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{fC} := \sigma_{fB}$$

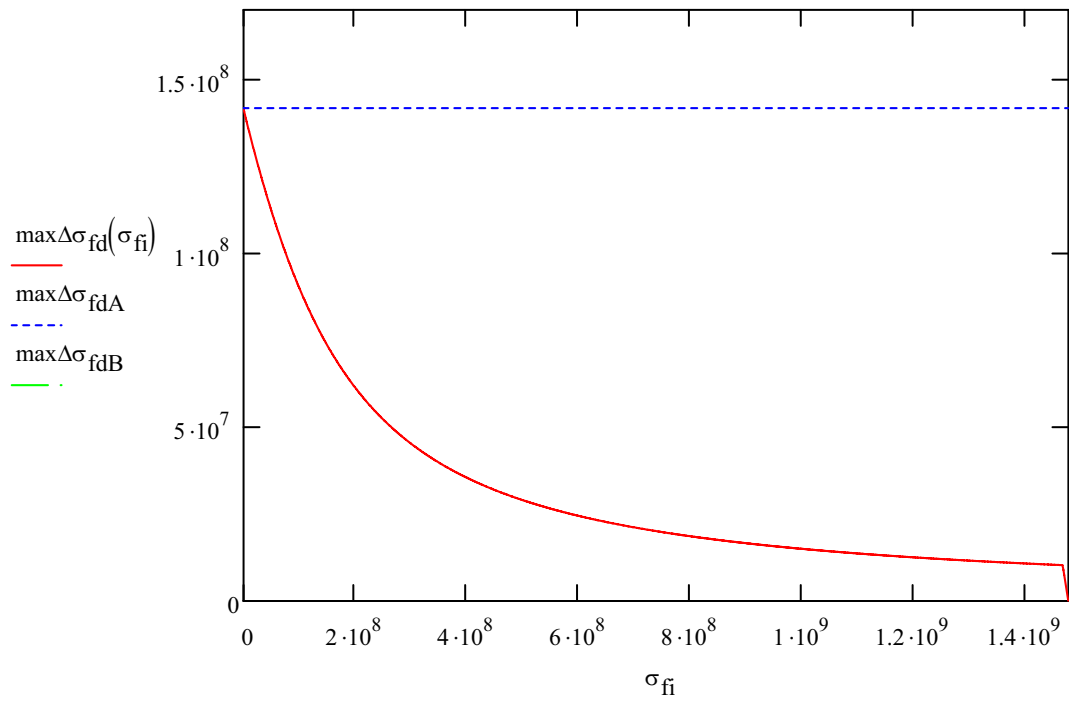
$$\sigma_{fC} := \text{root} \left[ \frac{1}{\gamma_c} \cdot \left[ \sqrt{\frac{C_1^2 \cdot E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}} + \left( \frac{\sigma_f}{\text{UnitsOf}(\sigma_f) \cdot 10^6} \right)^2} - \left( \frac{\sigma_f}{\text{UnitsOf}(\sigma_f) \cdot 10^6} \right) \right] \dots, \sigma_f \right] \\ + 0 - \left( \frac{f_{fd}}{\text{UnitsOf}(f_{fd}) \cdot 10^6} - \frac{\sigma_f}{\text{UnitsOf}(\sigma_f) \cdot 10^6} \right)$$

$$\sigma_{fC} = 1466 \text{ MPa} \quad \sigma_{fB} = -147 \text{ MPa}$$

$$\max\Delta\sigma_{fd} := \begin{cases} \max\Delta\sigma_{fdA} - \frac{\max\Delta\sigma_{fdA} - \max\Delta\sigma_{fdB}}{\sigma_{fB}} \cdot \sigma_f & \text{if } 0\text{MPa} < \sigma_f \leq \sigma_{fB} \\ \frac{1}{\gamma_c} \cdot \left[ \sqrt{\frac{C_1^2 \cdot E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}} + \left( \frac{\sigma_f}{\text{UnitsOf}(\sigma_f) \cdot 10^6} \right)^2} \right] \cdot \text{MPa} & \text{if } \sigma_{fB} < \sigma_f \leq \sigma_{fC} \\ f_{fd} - \sigma_f & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\max\Delta\sigma_{fd} = 122.7 \text{ MPa}$$

$$\max\Delta\sigma_{fd}(\sigma_{fi}) := \begin{cases} \max\Delta\sigma_{fdA} - \frac{\max\Delta\sigma_{fdA} - \max\Delta\sigma_{fdB}}{\sigma_{fB}} \cdot \sigma_{fi} & \text{if } 0\text{MPa} \leq \sigma_{fi} \leq \sigma_{fB} \\ \frac{1}{\gamma_c} \cdot \left[ \sqrt{\frac{C_1^2 \cdot E_{fad} \cdot \sqrt{f_{ckad} \cdot f_{ctmad}}}{t_{fad}} + \left( \frac{\sigma_{fi}}{\text{UnitsOf}(\sigma_{fi}) \cdot 10^6} \right)^2} \right] \cdot \text{MPa} & \text{if } \sigma_{fB} < \sigma_{fi} \leq \sigma_{fC} \\ f_{fd} - \sigma_{fi} & \text{otherwise} \end{cases}$$



▲ PÉRDIDA DE ADHERENCIA



# COMPORTAMIENTO DE LOS REFUERZOS CON FRP EN SITUACIONES ACCIDENTALES

Angel Arteaga

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC)

## 1 La situación accidental de cálculo

Según el Eurocódigo EN 1990 de Bases de cálculo [1] (EC), se definen como situaciones de proyecto accidentales aquellas *“que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o a su exposición, por ejemplo, al fuego, a la explosión, al impacto o a las consecuencias de fallo localizado.”*

Se entiende que son aquellas que tienen una probabilidad reducida, pero no despreciable, de ocurrir a lo largo de la vida útil de la estructura (digamos que del orden del  $10^{-4}$ ), y que pueden producir daños importantes en la estructura.

Se admite que la estructura sufra ante una acción accidental daños, que no sean desproporcionados con la acción cuando está es previsible, como las citadas arriba, que puedan exigir una reparación, o incluso la demolición de la estructura, pero que no pongan en peligro la vida de los usuarios.

### 1.1 Acción de cálculo en situación accidental

Dada pequeña probabilidad de ocurrencia de la acción accidental, se define la combinación de acciones a emplear en el cálculo, con dos criterios fundamentales:

1º Sólo hay que considerar la ocurrencia de una acción accidental simultáneamente, salvo que una de ellas sea efecto o causa de otra ( lo que sería el caso de un impacto de un vehículo que provocase un incendio).

2º Las acciones concomitantes con la accidental no viene definidas por sus valores máximos, sino por valores arbitrarios en el tiempo.

Es decir, según el EC, en vez de la combinación de acciones en situación permanente indicada:

$$\sum_{\forall j} \gamma_{g,j} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{1i} \gamma_{Q,2} Q_{ki} ;$$

la combinación a emplear en situación accidental vendría definida por:

$$\sum_{\forall j} G_{kj} + P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Es decir: se toman los coeficientes parciales  $\gamma$  iguales a la unidad (valores de cálculo de las acciones iguales a los valores característicos) y se reducen los coeficientes de combinación para la acción variable principal de 1 a  $\psi_1$  y de  $\psi_1$  a  $\psi_2$  para las acciones variables concomitantes.

Como indicación se cita que los coeficientes parciales en los ECs y en el CTE toman los valores de  $\gamma_G = 1,35$  (para acciones permanentes) y  $\gamma_Q = 1,50$  (para acciones variables) y los coeficientes de combinación toman los siguientes valores indicados en la tabla 1 para las distintas acciones variables y tipos o zonas de edificios.

**Tabla 1. Valores recomendados de los coeficientes  $\psi$  para edificios**

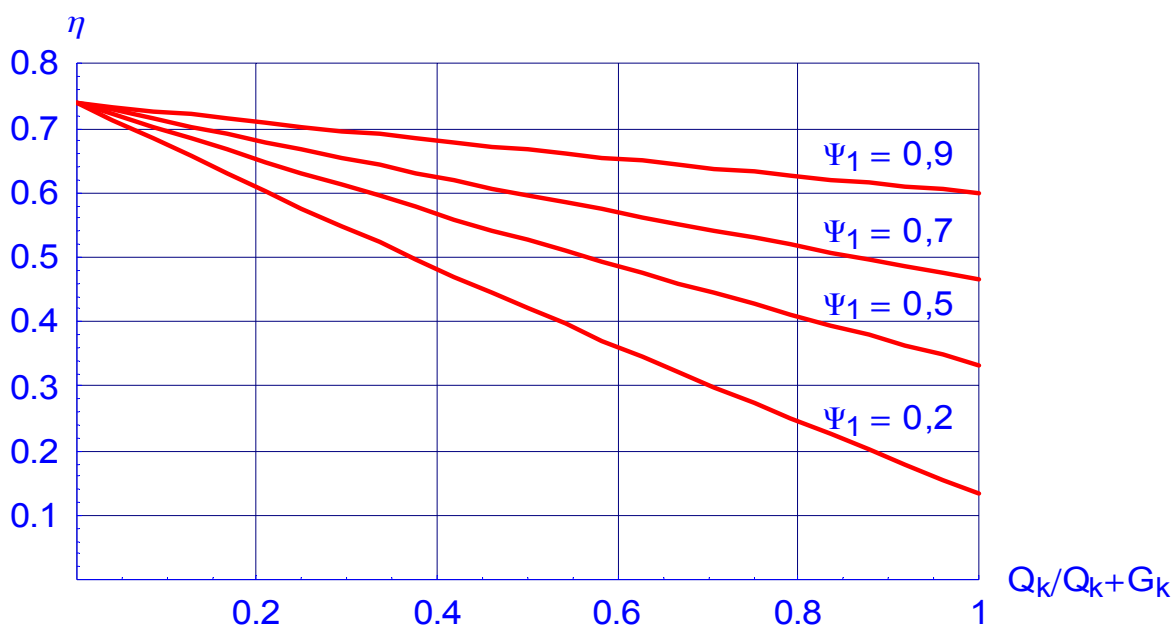
Acción	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cargas exteriores en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)*			
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas $H \leq 1\,000$ m sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la del fuego) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Como simplificación en los cálculos se suele recurrir al coeficiente  $\eta_{fi}$  de relación entre las acciones de cálculo en situación permanente y en situación accidental. Como simplificación se admite obtenerlo considerando únicamente las acciones permanentes y una variable principal.

$$\eta_{fi} = \frac{\text{Comb. accid.}}{\text{Comb. perm.}} \sim \frac{\sum_{\forall j} G_{kj} + \psi_{11} Q_{k1}}{\sum_{\forall j} \gamma_{g,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}}$$

Para dar una idea de la disminución de la carga de cálculo de la situación permanente a la accidental, en la Figura 1 se ha representado la variación del coeficiente  $\eta_{fi}$  con la fracción de la carga característica variable respecto a la suma de la carga característica variable más permanente para distintos valores del coeficiente  $\psi_1$  que corresponde a distintas acciones o usos o zonas del edificio. Como vemos esta relación puede llegar a ser del orden de 1/3 para proporción alta de carga variable y acciones de viento o nieve (cubiertas ligeras, por ejemplo)

**Fig. 1 Variación de  $\eta_{fi}$  con la fracción de carga variable y distintos tipos de acciones.**



## 1.2 Estrategias de refuerzo en situación accidental

La acción accidental: incendio, impacto o explosión puede dañar o dejar inservible el refuerzo con FRP. Sin embargo, la relación entre carga de cálculo en situación accidental y en situación permanente vista arriba indica claramente una primera estrategia de refuerzo frente a la acción accidental. Probablemente, aunque haya que reforzar la estructura para soportar la acción de cálculo en situación permanente, la estructura por si misma, sin reforzar, será capaz de soportar, si no sufre deterioro, la acción de cálculo en situación accidental. Por tanto la primera estrategia sería, en ese caso, admitir que el refuerzo no colabora en soportar la acción accidental e, incluso, que haya que reforzar de nuevo si se llega a producir la ocurrencia de la acción accidental.

Otras veces esta estrategia no será adecuada y habrá que proyectar el refuerzo para que colabore a soportar la acción accidental. El comportamiento del refuerzo dependerá del tipo de acción accidental que se considere.

## 2 Comportamiento del refuerzo en caso de incendio

El comportamiento del refuerzo con FRP, e igualmente otros tipos de refuerzo, en el caso de incendio es causa de preocupación generalizada, aunque esa preocupación no se haya recogido de forma práctica en ninguna de las recomendaciones o guías publicadas hasta la fecha sobre el refuerzo con FRP, que sepamos.

En el caso de refuerzo con FRP son dos los aspectos que interesan fundamentalmente en el comportamiento del refuerzo que podemos sintetizar en los términos habituales de Reacción y Resistencia al fuego.

En el caso de Reacción al fuego nos interesan los aspectos referidos fundamentalmente a la facilidad de ignición, combustibilidad, humos y productos tóxicos generados. En el caso de Resistencia al fuego nos interesará la pérdida de eficacia mecánica del refuerzo, bien por pérdida de adherencia con la estructura o por pérdida de las propiedades del refuerzo en sí.

La reacción al fuego del FRP depende fundamentalmente del tipo y fracción de volumen de matriz y la presencia de aditivos en la misma. Actualmente es posible diseñar FRP con propiedades de reacción al fuego muy adecuadas, pero es necesario tener en cuenta los aspectos económicos y la posible disminución de propiedades mecánicas.

La peligrosidad de los productos de reacción, cantidad de humos y productos tóxicos, depende, naturalmente cantidad de refuerzo y proporción de matriz y de las condiciones en que está situado el refuerzo. En el caso de puentes, en general no serán relevantes, pero sí pueden serlo en el caso de edificios o aparcamientos. La información sobre el comportamiento de los distintos tipos de matrices que se encuentra en la literatura general y en la suministrada por los fabricantes es muy limitada en este aspecto. En [2] se dan los valores indicados en la Tabla 1,

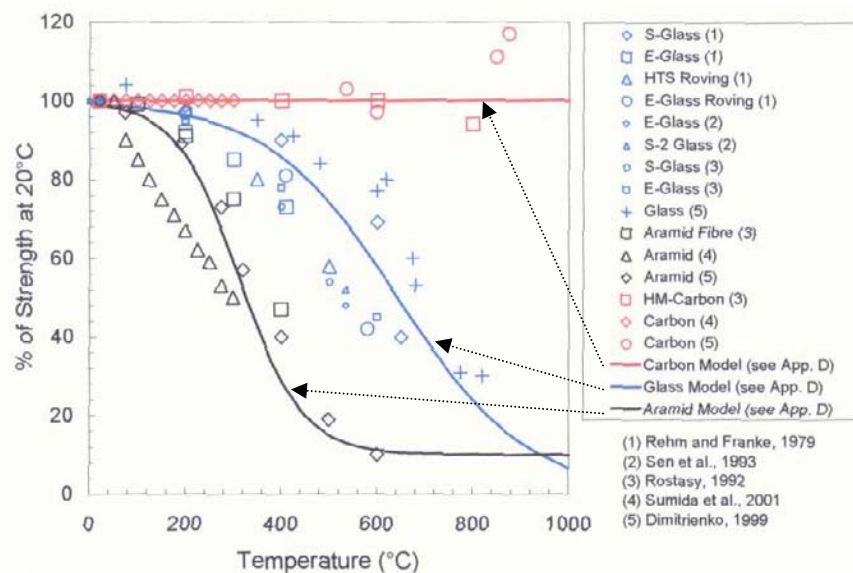
**Tabla 1 Gases producidos durante la combustión de FRP**

Fibra / Matriz	Monóxido de carbono (ppm)	Óxido de carbono (% volumen)	Ácido cianhídrico (ppm)	Ácido clorhídrico (ppm)
Vidrio / Viniléster	230	0,3	Nulo	Nada
Vidrio /Epoxi	283	1.5	5	Nada
Vidrio / Fenólica	300	0.1	7	trazas

Para considerar la pérdida de resistencia de los FRP con el aumento de temperatura se debe tener en cuenta el comportamiento de cada uno de sus componentes las fibras, la matriz y el adhesivo sobre el soporte.

Todas las fibras experimentan una pérdida de resistencia con el aumento de temperatura, sensible en el caso de fibras de vidrio y aramida y menor en el de carbono. En el caso de las de vidrio la pérdida de resistencia es del orden del 50% a 500-600 °C. En la Figura 2 se representan, también tomadas de [2], las variaciones de la resistencia de tracción de distintas fibras con la temperatura.

**Fig. 2 Variación de la resistencia de distintas fibras con la resistencia**



El comportamiento de las matrices es más sensible a las temperaturas. Las matrices termoestables, usuales en estos casos, se degradan, descomponen o carbonizan con el incremento de la temperatura, pero no se ablandan o funden como los termoplásticos. Los poliésteres pueden ser usados hasta temperaturas de 100-140°C, mientras que los vinilésteres pueden serlo hasta temperaturas de 220-320°C. En las epoxisídicas varía el rango de utilización muy ampliamente entre 50 y 260°C, dependiendo de la formulación. Respecto a las fenólicas, aunque en muchos trabajos se indican sus buenas propiedades frente al fuego, no es fácil encontrar datos de utilización, en [3] se indica que frente a los poliésteres y vinilésteres que a 150°C pierden del 50 al 70% de su resistencia, las fenólicas a 200 °C conservan el 90 % de sus propiedades mecánicas.

Pero el componente que define comportamiento de los FRP es el adhesivo. Los adhesivos empuados usualmente, de tipo epoxídico en el rango más bajo indicado arriba, tienen una temperatura de transición vítrea entre 60 a 80 °C. A esa temperatura se degradan y dejan de ser capaces de transmitir tensiones entre el refuerzo y el sustrato. En estas condiciones, si no se toman precauciones especiales, el refuerzo deja de ser efectivo en unos pocos minutos de un fuego desarrollado.

## 2.1 Protección del refuerzo

En el caso de que sea necesario contar con el incremento de resistencia del refuerzo en caso de incendio, son posibles dos estrategias: La primera sería diseñar un material compuesto que fuese suficientemente resistente al fuego y la segunda la protección del refuerzo mediante materiales aislantes similares a los utilizados en otros casos.

Dada la capacidad de adaptación de los FRP, se puede diseñar un elemento eligiendo el tipo de matriz y de fibra y las adicciones de forma que sea poco sensible al fuego. No tiene sentido dar indicaciones aquí, y habría que dirigirse directamente a los suministradores para encontrar el producto con el adecuado comportamiento al fuego, sin perder de vista la posible disminución de las propiedades mecánicas frente al material estándar.

La otra posibilidad es utilizar material de refuerzo estándar y protegerlo frente al fuego de forma similar a las estructuras en general. La resistencia al fuego de un elemento protegido depende no sólo del tipo y espesores de la capa de protección, sino, también, del propio elemento protegido y de la situación de tensiones en que se encuentra. Es decir, el tiempo de resistencia al fuego que se indica para un tipo de protección se refiere, en general, para perfiles metálicos sometidos a tensiones del orden del 60 % de su resistencia de cálculo, (este último aspecto no siempre es tenido en cuenta y se dan como resistencias las obtenidas sin someter a carga el elemento).

En el caso de FRP hay que tener en cuenta, de forma fundamental, que no son válidos los valores dados con carácter general porque se trata de proteger el refuerzo para que el adhesivo no llegue a temperaturas próximas a la de transición vítrea (inferiores a 100 °C) mientras que en el caso de perfiles de acero la limitación estaría en el orden de los 500° C.

Por la forma de trabajo del refuerzo puede que esa protección sea sólo necesaria en la zona de anclajes de los refuerzos ya que si éstos trabajan adecuadamente, pueda considerarse la eficacia del refuerzo hasta temperaturas en el resto de la sección determinadas únicamente por la pérdida de resistencia de las fibras.

## 2.2 Cálculo de la resistencia en caso de incendio

El cálculo de la capacidad mecánica en caso de incendio de una sección cuando no se tiene en cuenta el refuerzo, pueden seguirse las indicaciones dadas en los eurocódigos correspondientes, o en la EHE en el caso de hormigón.

Para la consideración de la resistencia de una sección reforzada, en el tiempo mientras que puede considerarse que la colaboración del refuerzo, pueden utilizarse las expresiones indicadas en las distintas ponencias de esta Jornada, con la variación adecuada de las fibras en función de la temperatura. Posiblemente, el refuerzo deje de colaborar antes de que la estructura inicial se vea muy afectada y, por tanto, el comportamiento de ésta pueda ser considerado como en frío, si no es así sería necesario utilizar las expresiones que se ha indicado figuran en los Eurocódigos o la EHE.

### **3 Comportamiento estructural en otras acciones accidentales**

Se pretendía dar en esta charla indicaciones sobre el comportamiento de los refuerzos en caso de impacto y explosiones. La búsqueda efectuada para estudiar este comportamiento, tanto en las guías de proyecto o cálculo como en la literatura especializada, ha dado resultados nulos. Algunas indicaciones se han encontrado en la literatura sobre el comportamiento de perfiles de FRP frente a impacto. La falta de publicaciones sobre este aspecto, así como la limitada en cuanto a fuego, pueden ser debidos a que buena parte de las investigaciones esté dirigida a intereses militares o comerciales en empresas muy competitivas con tecnología punta (léase aeronáutica). En este estado del conocimiento público no nos atrevemos aquí a hacer ninguna recomendación en cuanto el comportamiento del refuerzo frente el impacto o las explosiones.

### **Referencias**

- [1] UNE-EN 1990: Bases de cálculo de estructuras. Madrid, 2005.
- [2] LA Bisby, VRK Williams, VRK Kodur, MF Green, E Chowdhury. RR-179 (2005) 59.
- [3] P Wilson. in: AG Gibson (Ed.), CIF-4, Fourth International Conference on Composites in Fire 2005. Conference Proceedings, Composite Link, Newcastle, UK., 2005, pp. 175-180.

# STRENGTHENING CONCRETE AND MASONRY WITH FRP, A NEW CODE OF PRACTICE IN ITALY

Giorgio Monti  
Sapienza Università di Roma

## Synopsis

In 2004 the National Research Council (CNR) of Italy issued a regulatory document on the use of FRP for strengthening structures: 'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures'. Given the great extension and importance of the architectural heritage in Italy, such Guidelines are maybe the first one dealing with both concrete and masonry structures. The document sets for the first time in Italy some standards for production, design and application of FRP in constructions, that were dramatically needed in a rapidly growing (and, sometimes, unruly) market. It is also conceived with an informative and educational spirit, which is crucial for the dissemination of the mechanical and technological knowledge needed in the professional sphere for an aware and competent use of such materials.

The paper illustrates the factors that played a key role in the elaboration of the document, as well as the chapters composing it, in particular the seismic section. This part follows the approach of the most recent Italian and International codes, such as: assessment techniques, safety requirements (limit states), seismic protection levels, analysis methods, and verification criteria (distinction between ductile and brittle elements).

**Keywords:** Design guidelines, FRP code, Fiber Reinforced Polymers, Assessment, Retrofitting, Seismic strengthening.

## 1 Introduction

Although Earthquake Engineering does not have a long history, the urgency of a theoretical development and the relevance of the availability of guidance documents, are achievements of the last few years. If one considers the even shorter history of composites in construction, which naturally lend themselves as effective strengthening materials for such situations, the need for a specialized normative action appears more than clear.

In Italy – but this statement can be straightforwardly extended to other industrialized countries – the number of existing buildings that has been designed and built without considering seismic action, and/or has not followed adequate design rules, and are consequently at high risk, is largely superior to the number of new and correctly conceived and designed buildings. By common sense one can easily envisage that in the next decade the research in the field of earthquake engineering will necessarily redirect its focus towards the development of approaches for effectively strengthening the existing structures at risk.

It is worth noting the great differences that exist between the development of methods for the design of new structures, an area in which earthquake engineering has achieved substantial progress and harmonized and consolidated approaches, and the development of methods for the retrofitting of the existing building stock.

While for the design of new structures procedures are available for proportioning the relative strength of structural elements so as to control the overall behavior, existing structures are often penalized by mistakes, both in the structural conception and, mostly, in the detailing of the elements. Discovering these mistakes and determining the way they should be fixed is a process completely original and different from the one required for the design of new structures.

Even more complex is the task of redirecting the structure towards a safe behavior by means of strengthening measures, especially if these are made from FRP, applicable only locally on deficient elements. In both cases, the task does not consist in checking compliance with some normative prescriptions, which would seldom be satisfied, but in a performance assessment of the structure exploiting its own resources, with and without additional strengthening materials.

Starting from the above described problem, the first studies in Italy have started in the beginning of the 1990s by some pioneering groups, with the distinction in the two main fields of FRP research, namely, strengthening of reinforced concrete and masonry. Researchers strived at finding new solutions for increasing the safety of existing constructions, that could compete with the more developed and usual techniques of mortar injections, concrete jacketing, steel tying and plating, base isolation, integrative bracings (dissipative or not).

In ten years, the interest has spread so widely and rapidly that nowadays FRP has become one of the most active and prolific research fields throughout the Country. In the last three years, ten interuniversity research projects have been funded on a three year basis by the Italian Ministry of University and Scientific Research, and therefore recognized as of national interest. They have gathered more than twenty different University Departments nationwide to cooperate on the most diverse FRP-related topics.

As a consequence of this intense commitment, a series of remarkable outcomes also resulted at the European level, with at least ten universities constantly involved in European initiatives dealing with FRP, from both the research and the educational standpoint.

One such example is the ENCORE joint program under the 6th Framework Program of the EU, with the participation of two major Italian Universities, Roma and Naples, which has the goal of bridging the three sectors – material science, construction and academic research – currently active on FRP research, so to accelerate the industrial adoption of new materials, by means of training activities, dissemination of results and knowledge transfer throughout Europe.

Another notable recent achievement is the fib Bulletin no. 14, 'Design and Use of Externally Bonded FRP Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures', issued in 2001 as result of the activity of the fib Task Group 9.3 'FRP Reinforcement for Concrete Structures', to which the Italian delegates have valuably contributed.

### **The code CNR-DT 200/04**

The most important testimony of the intense activity in Italy in using FRP for repair and strengthening is the recent CNR-DT 200/2004: 'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures' (2004), issued by the

National Research Council (CNR), that is discussed in this paper. It is a code of practice with a volunteer character but at the same time an official normative value, also because it is linked to the new Italian seismic code.

The code tries to offer the designers a set of clear procedures aiming at enhancing the performance of under-designed buildings, in both reinforced concrete and masonry, through the application of composites as strengthening materials and techniques.

Of particular importance and innovativeness is the section devoted to seismic retrofitting.

It should be underlined that this code applies once the requirement to assess a particular building has been established. The conditions under which seismic assessment of individual buildings – possibly leading to retrofitting – are required are addressed in the recently issued Italian seismic code.

Here a distinction is needed between “active” and “passive” seismic assessment and retrofitting programs, as introduced in the recently approved Eurocode 8 - Part 3 (EN 1998-3).

An “active” program requires owners of certain categories of buildings to meet specific deadlines for the completion of the seismic assessment and – depending on its outcome – of the retrofitting. The categories of buildings selected to be targeted may depend on seismicity and ground conditions, importance class and occupancy and perceived vulnerability of the building (as influenced by type of material and construction, number of stories, age of the building with respect to dates of older code enforcement, etc.).

A “passive” program associates seismic assessment – possibly leading to retrofitting – with other events or activities related to the use of the building and its continuity, such as a change in use that increases occupancy or importance class, remodeling above certain limits (as a percentage of the building area or of the total building value), repair of damage after an earthquake, etc.

The choice of the Limit States to be checked, as well as the return periods of the seismic action ascribed to the various Limit States, depends on the program for assessment and retrofitting. The relevant requirements are less stringent in “active” programs than in “passive” ones; for example, in “passive” programs triggered by remodeling, the relevant requirements usually gradate with the extent and cost of the remodeling work undertaken.

Going back to Italy, it should be underlined that a unique situation exists regarding the preservation of existing constructions, which results from the combination of two aspects:

- seismic hazard over the whole of the national territory, recently refined by a new seismic zonation, with medium-high intensity over a large portion of it, the highest expected PGA being 0.35g for a 475 years return period;
- extreme variety of the built environment, perhaps with no comparison in the entire world.

Construction typology in Italy encompasses examples reckoned as Country’s (and world’s) historical, architectural and cultural heritage – which include buildings of various function and importance, such as palaces, temples, churches, cloisters, theatres, spas, memorials, city walls, castles, simple dwellings, civil engineering works as bridges harbors and aqueducts – dating back to more than 2000 years ago, throughout the ancient- middle- modern- and contemporary ages, down to those built in the 20th century.

The former are largely made of masonry, although under this name again a great quantity of techniques and materials are indicated, from those using stone of various natures, squared or not, regularly placed or loose, or clay bricks of different quality, or combinations of them, and binders extremely different in nature, in application and in ageing conditions.

Instead, the latter mainly consist of reinforced concrete constructions, if not uniform, at least more homogeneous.

This has motivated the growth of two clearly distinct fields of research and application of fiber-reinforced polymers (FRP): one for (generally old) masonry and one for (relatively recent) reinforced concrete constructions.

The former is more peculiar, apart from the complexity of the subject, as for the case of masonry structures, this research has less alternatives of strengthening means and has received less applications and studies.

It is evident that for the historical, cultural and architectural heritage, the issue of structural safety is only one aspect included in the broader needs of restoration, preservation and conservation up to now. In this respect, it should be underlined that these concepts do not allow a systematic use of innovative materials, such as FRP, for strengthening purposes, unless one can demonstrate that they comply with the basic principles of restoration related with formal and materials compatibility, reversibility and authenticity.

These essential considerations have so complex and articulated implications that they deserve the deeper considerations expressed in the final section, where an attempt is made to describe the philosophical and methodological bases of preservation of historical construction in Italy and the constraints posed to the use of FRP in this field.

## **2 The new FRP code in Italy**

The CNR-DT 200/2004: 'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures' (2004) is composed of the following chapters:

1. Materials (with Annex),
2. Basic concepts of FRP strengthening and special problems,
3. Strengthening of reinforced concrete and prestressed concrete structures,
4. Strengthening of masonry structures.

Both last two chapters include a seismic section, which is the object of the discussion presented in this paper.

### **2.1 Materials**

The section on Materials has mainly informative character and contains the fundamental information on composite materials, on their components (fibres, matrices and adhesives) and on their physical and mechanical properties. It also includes an Annex, describing the most usual production techniques and some basic notions on mechanical behaviour of composites.

The most notable aspect is that a possible classification of usual composites for structural strengthening is proposed and some appropriate criteria for products qualification and acceptance are introduced. Moreover, the concept is introduced of FRP as a strengthening system, enforcing all applicators to sell fiber-reinforced material and bonding agent as a certified package.

### **2.2. Basic concepts**

It is stated that the design of the FRP strengthening intervention must meet with the requirements of strength, serviceability and durability. In case of fire, the strengthening resistance must be adequate to the prescribed exposure time.

The design working life of the strengthened structure is taken equal to that of new structures. This implies that the design actions to be considered are those of the current design codes for new constructions.

The safety verifications are performed for both the serviceability and the ultimate limit states. The format is that of the partial factor method, established in the Eurocodes. The design properties of both the materials and the products are obtained from the characteristic values, divided by the appropriate partial factor.

A fundamental aspect in assessing the safety of existing structures is the treatment of all uncertainties related to: the mechanical properties of the material, the geometry of the structure, the amount and detailing of reinforcement, and possible deterioration of the materials. The documents deals with the problem through a rather innovative approach (following the indications of EN 1990) is that the design properties  $X_d$  of the existing materials in the structure to be strengthened are obtained as function of the number of tests performed to acquire information on them:

$$X_d = \frac{\eta}{\gamma_m} m_X (1 - k_n V_X) \quad (2.1)$$

where  $\eta$  ( $<1$ ) is a conversion factor, accounting for special design problems (related to environmental conditions and long duration phenomena),  $\gamma_m$  is the material partial factor,  $m_X$  is the mean value of the property  $X$  resulting from the number  $n$  of tests,  $k_n$  accounts for the epistemic uncertainty in the determination of that property depending on  $n$ , and the coefficient of variation  $V_X$  is supposed known. This latter can be assumed equal to 0.10 for steel, to 0.20 for concrete and to 0.30 for masonry and timber.

The partial factor  $\gamma_m$  of FRP for ultimate limit states verifications, in case the failure mechanism is FRP rupture, is taken as 1.1 under quality control and to 1.25 in other situations; while it is taken as 1.2 under quality control and to 1.5 in other situations, in case the failure mechanism is FRP debonding.

The above formula deserves some comments regarding the determination of the parameters. The performances of concrete, which often represents the most uncertain material to evaluate, may be estimated using non-destructive tests (for example by measuring the ultrasonic pulse velocity). The reliability of the results of these measurements depends in turn on the degree of correlation existing between the magnitude measured and the one to be assessed. The calibration of the curves of correlation by comparison with direct measurements carried out on the same structure, often improves the correlation considerably and reduces the risk of presence of systematic errors; however, it comes up against the opposite requirement of strictly limiting the number of destructive tests, both for economic reasons, and in order to limit any damage to the structure.

A similar situation arises regarding the determination of the quantities and arrangement of the reinforcements. In “old” buildings, constructed in the absence of norms imposing detailed executive design drawings, it is quite rare that any direct information be available on the geometry of the reinforcement. In such cases, the quantities of reinforcement can be estimated exclusively on the basis of a simulated project based on the norms in force at the time. Any such estimate is undoubtedly highly uncertain and needs to be validated by means of *in situ* investigations, which in turn may be direct (clear exposure of the steel reinforcements by elimination of the material covering them) or indirect (for example by magnetic inductance measurements using pacometer). For these measurements, considerations similar to the earlier ones should be made relative to resistances, since direct measurements are partially destructive and imply damage to the structure.

Once the material parameters are assessed and the new applied materials are selected, the design capacity is given by:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_{d,i}\} \quad (2.2)$$

where  $R\{\cdot\}$  is the function describing the relevant mechanical model considered (e.g., flexure, shear, confinement, etc.) and  $\gamma_{Rd}$  is a partial factor accounting for the uncertainties in the above capacity model (equal to 1.0 for flexure, to 1.2 for shear, and to 1.1 for confinement); the function arguments are, in general, a set of mechanical and geometrical properties, of which  $X_{d,i}$  and  $a_{d,i}$  are the design value and the nominal value of the  $i$ -th quantity, respectively.

An essential and innovative aspect is related to the safety verifications in presence of fire. It is suggested that the load combination for exceptional situations, where  $E_d$  is the design value of the indirect thermal action due to fire, refers to the following situations:

- Exceptional event in the presence of strengthening ( $E_d \neq 0$ ), in case the strengthening was designed for a predefined fire exposure time. In this case, the service actions of the *frequent combination* are to be considered. The elements capacity, appropriately reduced to account for the fire exposure time, should be computed with the partial factors relevant to the exceptional situations.
- After the exceptional event ( $E_d = 0$ ), in the absence of strengthening. In this case, the service actions of the *quasi-permanent combination* are to be considered. The elements capacity, appropriately reduced to account for the exposure time to fire, should be computed with the partial factors relevant to the exceptional situations.

## 2.3 Reinforced concrete structures

### Anchorage

The optimal anchorage length is given as (lengths in mm):

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}} \quad (2.3)$$

where  $E_f$  and  $t_f$  are the modulus and the thickness of FRP, respectively, and  $f_{ctm}$  is the concrete mean tensile strength. The design debonding strength is:

$$f_{fdd} = \frac{0.25 \cdot k_{cr}}{\gamma_{f,d} \sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{E_f k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} \quad (2.4)$$

where  $\gamma_{f,d}$  is the partial factor for debonding,  $k_{cr} = 3$  in cracked concrete zones and  $= 1$  otherwise,  $k_b$  is a scale/covering coefficient  $\geq 1$ ,  $\gamma_c$  is the concrete partial factor, and  $f_{ck}$  is the concrete characteristic strength.

### Flexure

The flexural capacity is attained when either the concrete compressive strain or the FRP tensile strain reach its ultimate value  $\varepsilon_{fd} = \min(\eta_a \varepsilon_{fu} / \gamma_f, f_{fd} / E_f)$ , where the first value corresponds to failure and the second to debonding as previously defined. The flexural capacity is then given as (notation in Figure 2.1):

$$M_u = \psi b x f_{cd} (d - \lambda x) + A_{s2} \sigma_{s2} (d - d_2) + A_f \sigma_f d_1 \quad (2.5)$$

where the neutral axis position  $x$  is found by solving:

$$0 = \psi b x f_{cd} + A_{s2} \sigma_{s2} - A_{s1} f_{yd} - A_f \sigma_f \quad (2.6)$$

in which  $\psi$  and  $\lambda$  are non-dimensional coefficients representing the intensity and the position of the compressive concrete resultant, respectively. However, the strengthened capacity cannot be considered greater than twice the initial capacity.

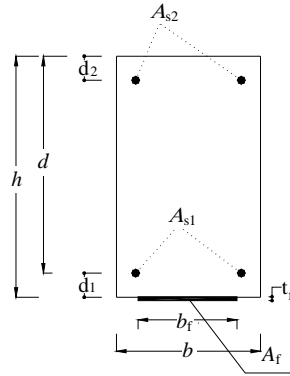


Figure 2.1. Notation for flexural strengthening.

### Shear and Torsion

Shear strengthening configurations can be in the form of side bonded, U-jacketed and wrapped FRP strips/sheets. The design shear strength of the strengthened element is given as:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,ct} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,max} \} \quad (2.7)$$

where  $V_{Rd,ct}$ ,  $V_{Rd,s}$  and  $V_{Rd,f}$  are the contributions of concrete, transverse steel and FRP, respectively, while  $V_{Rd,max}$  is the shear producing collapse in the compressed diagonal concrete strut.

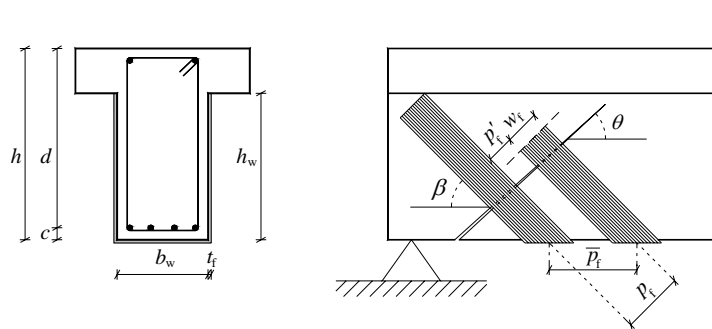


Figure 2.2. Notation for shear strengthening.

The FRP contribution to the overall strength is based on the chosen strengthening configuration. For side bonding (notation in Figure 2.2):

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \min \{ 0.9d, h_w \} \cdot f_{fed} \cdot 2t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{p_f} \quad (2.8)$$

while for U-jacketing and wrapping:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9d \cdot f_{fed} \cdot 2t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{w_f}{p_f} \quad (2.9)$$

where  $f_{fed}$ , termed effective debonding strength, is given, in the case of side bonding, as:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{\min\{0.9d, h_w\}} \cdot \left(1 - 0.6 \sqrt{\frac{l_{eq}}{z_{rid,eq}}}\right)^2 \quad (2.10)$$

with:

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + l_{eq}, \quad z_{rid} = \min\{0.9d, h_w\} - l_e \cdot \sin \beta, \quad l_{eq} = \frac{s_f}{f_{fdd} / E_f} \cdot \sin \beta \quad (2.11)$$

while, in the case of U-jacketing and wrapping, respectively, it is given by:

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \frac{l_e \sin \beta}{\min\{0.9d, h_w\}}\right] \quad (2.12)$$

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \frac{l_e \sin \beta}{\min\{0.9d, h_w\}}\right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \sin \beta}{\min\{0.9d, h_w\}}\right] \quad (2.13)$$

where  $f_{fd}$  is the FRP design strength, and:

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \frac{r_c}{b_w}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b_w} \leq 0.5 \quad (2.14)$$

is a coefficient depending on the rounding radius  $r_c$  with respect to the beam web width  $b_w$ .

For as regards strengthening in torsion, this is obtained through the application of wrapping strips/sheets at an angle of  $90^\circ$  to the element axis. The design torsional strength of the strengthened element is given as:

$$T_{Rd} = \min\{T_{Rd,s} + T_{Rd,f}, T_{Rd,max}\} \quad (2.15)$$

where  $T_{Rd,s}$  and  $T_{Rd,f}$  are the transverse steel and FRP contribution, respectively, while  $T_{Rd,max}$  is the torque producing collapse in the compressed diagonal concrete strut. The FRP contribution to the torsional strength is given as:

$$T_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 2 f_{fed} \cdot t_f \cdot b \cdot h \cdot \frac{w_f}{p_f} \cdot \cot \theta \quad (2.16)$$

where  $f_{fed}$  is given by (2.13).

### Confinement

This aims both at increasing the ultimate strength in elements under axial load, and the ductility in FRP-confined elements under axial load and flexure. In case of elements with circular cross-section of diameter  $D$ , the confined/unconfined concrete strength ratio is:

$$\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} = 1 + 2.6 \left( \frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \quad (217)$$

while the ultimate concrete strain is:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}} \quad (2.18)$$

where both depend on the confinement pressure exerted by the FRP sheet, given as:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l, \text{ with: } f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{fd,rid} \quad (2.19)$$

where  $k_{eff}$  is an efficiency factor ( $\leq 1$ ),  $E_f$  is the FRP modulus of elasticity,  $\varepsilon_{fd,rid}$  is the FRP reduced design strain, defined in the following, and  $\rho_f$  is the geometric strengthening ratio, depending on the cross-section shape (circular or rectangular):

$$\rho_f = \frac{4t_f b_f}{D \cdot p_f} \text{ or } \rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b+d) \cdot b_f}{b \cdot d \cdot p_f} \quad (2.20)$$

with  $t_f$  and  $b_f$  thickness and height of the generic FRP strip,  $p_f$  strips distance,  $D$  diameter of the circular section, or  $b$  and  $d$  transverse dimensions of the rectangular section.

The efficiency factor is given as:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_v \cdot k_\alpha \quad (2.21)$$

where  $k_H$ , horizontal efficiency factor, is equal to 1.0 for circular sections and to:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3 \cdot A_g} \quad (2.22)$$

for rectangular sections, with  $b' = b - 2r_c$ ,  $d' = d - 2r_c$  and  $A_g$  = area of the cross-section; and the vertical efficiency factor,  $k_v$ , is:

$$k_v = \left( 1 - \frac{p'_f}{2 d_{min}} \right)^2 \quad (2.23)$$

where  $p'_f$  is the net distance between adjacent strips and  $d_{min}$  is the minimum transverse dimension of the element; the angle efficiency factor,  $k_\alpha$ , when the fibers are wrapped at an angle  $\alpha_f$  with respect to the element axis, is:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2} \quad (2.24)$$

Finally, the reduced design strain is:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \varepsilon_{fk} / \gamma_f; 0.004\} \quad (2.25)$$

where  $\eta_a$  and  $\gamma_f$  are the environment conversion factor and the partial factor of the FRP strengthening, respectively.

## 2.4 Masonry structures

Application of FRP on masonry walls has the primary aim of increasing their strength and, secondarily, of increasing their collapse displacements.

The objectives of FRP strengthening are: a) transmission of stresses either within the structural elements or between adjacent elements, b) connection between elements, c) in-plane stiffening of slabs, d) limitation of cracks width, e) confinement of columns.

It is again emphasized that the choice of the strengthening FRP material should avoid any incompatibility, physical or chemical, with the existing masonry.

The strengthening intervention can include: a) strength increase in walls, arches or vaults, b) confinement of columns, c) thrust reduction of thrusting elements, d) transformation of non structural into structural elements, e) stiffening of slabs, f) application of horizontal ties in the building at floors and roof levels.

### Safety criteria and verifications

Verification criteria concern both local and global failure modes, with consideration of the following material failures, which can occur in combination:

- cracking of masonry in tension,
- crushing of masonry in compression,
- shear-sliding of masonry,
- failure of the fibre-reinforced composite,
- debonding (or decohesion) of FRP from masonry.

Masonry is characterised by non-isotropic and non-linear behaviour, even under low deformation. The stress-strain law of masonry can significantly vary, depending on its composition, i.e., on both the type/aggregation of artificial or natural blocks and the type of mortar.

In the pre-normative document, it is stated that the tensile strength of masonry is neglected. This is confirmed, especially in ancient and monumental buildings, by the actual randomness of the tensile strength and by its progressive degradation in time.

The compressive behaviour, for design purposes, is described by a linear branch up to the design strength  $f_{md}$ , followed by a flat branch until the ultimate strain  $\varepsilon_{mu} = 0.0035$  is reached. The possibility of increasing the compressive strength through confinement is foreseen.

The shear strength is made to depend on the acting compressive stress.

As for FRP, the design failure strain is given as:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (2.26)$$

where  $\varepsilon_{fu}$  is the ultimate strain and  $\varepsilon_{fdd}$  is the debonding strain.

Safety verifications are carried out at the ultimate limit state, by considering two possible cases, as function of the structural analysis adopted, either non-linear or linear; while verification of the damage limit state is only required in seismic zones.

### Evaluation of anchorage strength

When strengthening masonry elements with composite plates or sheets, the role of adhesion between masonry and FRP is crucial, because debonding is a brittle failure mode, to be avoided.

If one considers the great variety of existing masonry typologies, debonding depends on the interaction among different materials. In case of irregular masonry faces, an even bonding surface should be prepared, with mortar, before applying the FRP strengthening. As a matter of

fact, an FRP strip can be bonded along its length to different materials, each one characterized by different interface properties.

Two debonding modes can be identified: plate end debonding and intermediate crack debonding. This latter can occur either at the mortar bed joints or at transverse cracks in the masonry. In either mode, the FRP-masonry interface is subjected to high bond stresses, localised along lengths of the order of 50-200 mm from the discontinuity section.

Debonding strength drops under combined stresses, i.e., in presence of stresses normal to the plate axis. Namely, in case of sheets applied on curved surfaces or of plates with high bending stiffness, significant peeling stresses can develop, which reduce the debonding strength.

Shear debonding, which develops at the plate ends (anchorage), can be accompanied by the removal of a superficial layer of brick (rip-off failure). Such failure mode produces high tensile stresses, due to the diffusion of the anchorage stresses, which can cause cracks in the bricks (Figure 2.3).

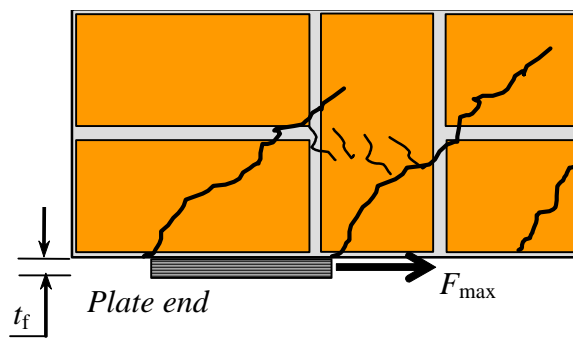


Figure 2.3. Rip-off failure mode.

Debonding strength depends on the length  $l_b$  of the bonded length; it increases as  $l_b$  increases, up to a maximum value, corresponding to an optimal anchorage length  $l_e$ : further increases in  $l_b$  do not produce any strength increase. The length  $l_e$  is given as:

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{mtm}}} \quad [\text{lengths in } mm] \quad (2.27)$$

where  $E_f$  = elastic modulus of FRP,  $f_{mtm}$  = mean tensile strength of masonry (usually, 10% of the characteristic compressive strength  $f_{mk}$ ).

With reference to a debonding phenomenon that involves the first masonry layers, the characteristic value of the fracture energy of the FRP-masonry bond-slip law is:

$$\Gamma_{Fk} = c_1 \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{mtm}} \quad [\text{forces in } N \text{ and lengths in } mm] \quad (2.28)$$

where  $c_1$  is an experimentally determined factor (between .0075 and .045).

The fracture energy enters in the definition of the anchorage strength, as:

$$f_{dd} = \frac{k_m}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 E_f \Gamma_{Fk}}{t_f}} \quad (2.29)$$

where  $\gamma_{f,d}$  = partial factor, and  $k_m$  = modifying factor accounting for the masonry surface conditions (usually, between 0.3 and 0.6).

In case a stress  $\sigma_{sd}$  is acting normal to the bonding plane, the debonding strength is reduced:

$$f_{fpd} = f_{fdd} \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_{sd}}{f_{mtd}} \right) \quad (2.30)$$

where  $f_{mtd}$  = tensile design strength of masonry.

In case a plate under constant stress  $\sigma_f$  is applied on a curved surface with radius  $r$ , one has:

$$\sigma_{sd} = \sigma_f t_f \frac{1}{r} \quad (2.31)$$

### Verification of typical structural elements

Rules are given for FRP-strengthened masonry walls, to prevent the out-of-plane collapse modes, due to: overturning, vertical flexure and horizontal flexure (Figure 2.4).

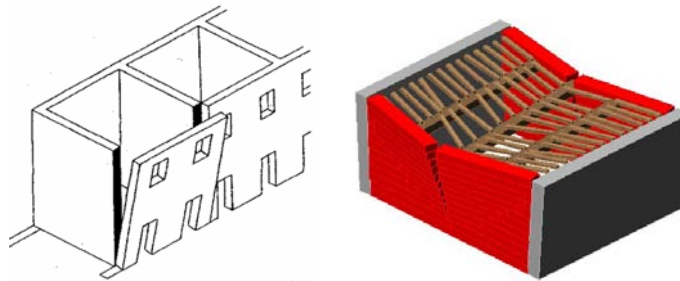


Figure 2.4. Collapse modes of masonry walls: overturning (left) and horizontal flexure (right).

In these cases, the design of the FRP strengthening is performed through simple equilibrium between the acting forces and the resisting force of FRP strips, located on top of the wall to restrain its rotation. The strips must be bent around the corners, to provide adequate anchorage (the strength in this case is given by  $f_{fpd}$ ).

When checking the equilibrium of walls under horizontal flexure, if the applied (seismic) distributed load  $q$  is higher than that resisted through arching action  $q_{arch} = 2t^2 f_{md}^h / L^2$ , then a collapse mode as in Figure 2.5 can develop.

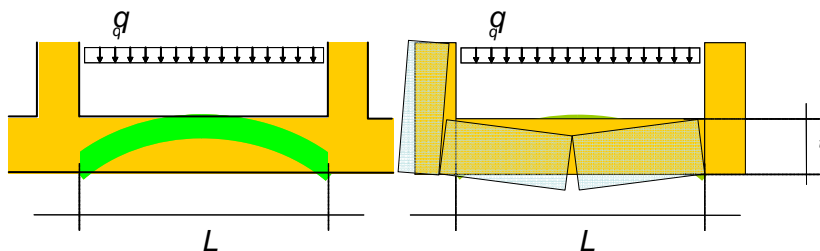


Figure 2.5. Arching action (left) and collapse mode (right) in a wall under horizontal flexure.

In such cases, the application of FRP strips can contrast this mechanism, by giving bending capacity to the masonry strip at the wall top, transformed into an FRP-strengthened masonry beam. The moment capacity to account for is that in absence of axial load, which drops to zero if the transverse walls are not capable of providing adequate horizontal restraint.

For as regards the in-plane collapse modes of masonry walls, these are due to flexure and shear. Generally, in order to increase the shear strength of walls, FRP-strengthening is applied so to resist both flexure-generated tension and shear, with the aim of developing a truss-like resisting mechanism. In this case, the shear strength  $V_{Rd}$  of the strengthened masonry is computed as the sum of the contributions of masonry  $V_{Rd,m}$  and of the FRP-strengthening  $V_{Rd,f}$ , up to a limit value  $V_{Rd,max}$  producing failure in the compressed struts:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,m} + V_{Rd,f}, V_{Rd,max} \} \quad (2.32)$$

If the shear strengthening is placed parallel to the mortar bed joints, the above defined contributions can be evaluated as:

$$V_{Rd,m} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} d t f_{vd} \quad \text{and} \quad V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \frac{0.6 d A_{fw} f_{fd}}{p_f} (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (2.33)$$

where  $\gamma_{Rd}$  = partial factor = 1.2;  $d$  = distance between compression zone and flexural strengthening;  $t$  = wall thickness;  $f_{vd}$  = design shear strength of masonry =  $f_{vk}/\gamma_M$  ( $\gamma_M$  being the partial factor for masonry = 1.2);  $A_{fw}$  = FRP strip area;  $p_f$  = FRP strip spacing;  $f_{fd}$  = FRP design strength;  $\alpha$  = FRP angle to the shear force direction. Note that  $V_{Rd,max} = 0.3 f_{md}^h t d$ .

When strengthening elements with either single (barrel vaults, in Figure 2.6) or double (groin and cross vaults, in Figure 2.7) curvature, the FRP strips should contrast the relative rotation at the hinge zones that develop where the limited tensile strength of masonry is attained. Thus, application of FRP strips over the outer (inner) surface of the vault thickness can prevent formation of hinges on the opposite inner (outer) surface.

FRP-strengthening of arches includes two possible structural schemes: a) arch on fixed restraints; b) arch supported by columns.



Figure 2.6. FRP strengthening of a masonry barrel vault.



Figure 2.7. FRP strengthening of a masonry cross vault.



**Figure 2.8. FRP strengthening of a masonry dome.**

The aim is to avoid the formation of four hinges, which would imply collapse. The FRP-strengthening is applied on either the outer (preferably) or the inner surface, in form of fabric, that adapt better to curved shape than prefab strips.

FRP-strengthening of domes should increase the capacity of both the membrane and the flexural regimes. For the former, FRP strips should be applied circumferentially around the dome base (Figure 2.8) while, for the latter, FRP strips should be applied along the meridians.

The load bearing capacity of masonry columns can be increased by confining them with FRP. The confined strength (which cannot be taken  $>1.5$  the initial strength) can be computed as:

$$f_{mck} = f_{mk} + k_1 k_V k_H f_l \leq 1.5 f_{mk} \quad (2.34)$$

where  $f_{mk}$  is the unconfined masonry compressive strength. The confining pressure  $f_l$  is:

$$f_l = \rho_f E_f \varepsilon_{f,lim} \quad (2.35)$$

where  $E_f$  = FRP modulus;  $\varepsilon_{f,lim} = 0.004$ , and:

$$\rho_f = \frac{2 t_f b_f}{\max(b, d) s_f} \quad (2.36)$$

is the FRP strengthening ratio,  $t_f b_f$  being the area of each confining strip,  $b d$  the masonry cross section dimensions, and  $s_f$  the strip spacing. The coefficients in the formula are:

$$k_1 = \frac{g_m}{1250} \quad (2.37)$$

with the masonry mass density  $g_m$  in  $\text{kg/m}^3$ , while:

$$k_V = \left( 1 - \frac{s_f - b_f}{2 \min(b, d)} \right)^2 \quad (2.38)$$

$$k_H = \begin{cases} 1 & \text{circular} \\ 1 - \frac{(b - 2r_c)^2 + (d - 2r_c)^2}{3 b d} & \text{others} \end{cases} \quad (2.39)$$

where  $r_c$  is the corners rounding radius.

### 3 FRP strengthening in seismic zones

The code offers the possibility, as an alternative to more traditional strengthening techniques, to use composite materials to seismically upgrade under-designed reinforced concrete structures. The objective is the strengthening of buildings that do not meet the safety requirements currently stated by the seismic codes, with respect to one or more limit states, under the design seismic action.

It is assumed that a preliminary analysis has been performed on the existing structure and that the strengthening intervention is designed based on the outcomes of the assessment phase.

Both the assessment and the retrofitting analyses must comply with the indications given by the most recent seismic codes, with particular reference to: a) assessment of the seismic safety, b) safety requirements, c) protection levels (intensity of the seismic action), d) methods of analysis, e) verification criteria, f) material characteristics to be used in the safety verifications.

Regarding the criteria for the selection of the FRP strengthening, it is recognized that stiffness irregularities cannot be solved by applying FRP. An intervention performed with FRP is classified as a selective technique. Strength irregularities can be adjusted by strengthening a selected number of elements, however, attention should be paid that the global ductility is not reduced.

The design of a strengthening intervention with FRP should include the following activities: a) justification of the intervention type, b) selection of techniques and/or materials, c) preliminary dimensioning of the strengthening intervention, d) structural analysis accounting for the characteristics of the upgraded structure.

The above principles apply to any construction typology, both reinforced concrete, masonry, steel and timber. In the following sections, specific rules for buildings made from reinforced concrete and masonry, respectively, are dealt with.

#### 3.1 Reinforced concrete buildings

From the seismic standpoint, FRP strengthening is regarded as a selective intervention technique, aiming at: a) increasing the flexural capacity of deficient members, with and without axial load, through the application of composites with the fibers placed parallel to the element axis, b) increasing the shear strength through the application of composites with the fibers placed transversely to the element axis, c) increasing the ductility (or the chord rotation capacity) of critical zones of beams and columns through FRP wrapping (confinement), d) improving the efficiency of lap splice zones, through FRP wrapping, e) preventing buckling of longitudinal rebars under compression through FRP wrapping, f) increasing the tensile strength of the panels of partially confined beam-column joints through the application of composites with the fibers placed along the principal tensile stresses.

A relevant innovation concerns the definition of the inspiring principles of the intervention strategies: a) all potential brittle failure mechanism should be eliminated, b) all potential “soft story” collapse mechanism should be eliminated, and c) the global deformation capacity of the structure should be enhanced, either by: c1) increasing the ductility of the potential plastic hinge zones without changing their position, or, c2) relocating the potential plastic hinge zones by applying capacity design criteria. In this latter case, the columns should be flexure-strengthened with the aim of transforming the frame structure into a high dissipation mechanism with strong columns and weak beams.

Failure of brittle mechanisms such as shear, lap splicing, bar buckling, joint shear, should be avoided. For shear, the same criteria apply as for the non-seismic case, with the exception that side bonding is not allowed and FRP strips/sheets should only be applied orthogonal to the element axis.

For case a), when eliminating potential brittle failure mechanisms, the relative strengthening modalities are quite straightforward. The most common case is that of potential shear failure, for which a strengthening of the shear mechanism should be sought. More peculiar cases are those of longitudinal bars lap splices and buckling. In the former case, due to either bond degradation in splices or insufficient splice length, the relevant regions of potential plastic hinge formation should be adequately confined through an FRP wrapping; in the latter case of bar buckling, the strengthening intervention should consist in confining the potential plastic hinge zones where the existing transverse reinforcement cannot prevent the bars post-elastic buckling.

For case b), specific consideration should be given to potential “soft story” collapse mechanisms, which can develop in the absence of walls, due to the contemporary formation of plastic hinges on top and bottom of all columns at a certain story. In such cases, the strengthening intervention should aim at increasing the flexural capacity in those zones, with the objective of inhibiting the hinges formation. It is emphasized that in no case one should aim at increasing the ductility of such collapse mechanisms.

For case c), when all possible brittle and story mechanisms are eliminated, one could ascertain to which extent the structure could exploit its ductility. This can be done, for example, through a nonlinear pushover analysis, now adopted and codified in the most modern seismic codes. Usually, one is requested to check if the structure can actually ensure a given ductility, expressed by a pre-selected behavior factor, or, which is the same, it is able to attain a given target displacement obtained from the displacement spectrum. Such analysis allows to identify all those elements whose local collapse, due to ductility exhaustion, prevents the structure from exploiting its global ductility and from reaching the target displacement.

At this stage, one could face two different situations: c1) the number of local collapses is not significant, or c2) the number of local collapses is significant.

In the former case (c1), it comes all too natural to increase the deformation capacity of only those elements that collapse before the global target displacement is attained. The deformation capacity of beams and columns can be measured by the chord rotation  $\theta$ , that is, the rotation of the chord connecting the element end section with the contraflexure section (shear span). Generally, the plastic deformation capacity is controlled by the compressive behavior of concrete. An intervention of FRP-confinement on such elements (usually columns) increases the ultimate compressive strain of concrete, thus determining a ductility increase of the element.

In the latter case (c2), the collapses are so numerous that a different strategy should be pursued: the overall resisting mechanism is changed into one where the request of ductility is spread over a larger number of elements. This can be achieved by relocating all potential plastic hinges in the columns to the framing beams, by applying the capacity design criteria. The application of the capacity design criteria implies the elimination of all potential plastic hinges in columns. In “weak column-strong beam” situations, typical of frame structures designed for gravity loads only, the columns sections are under-designed both in geometry and reinforcement. In such case, it is necessary to increase their flexural strength with the objective of changing the structure into a “strong column-weak beam” situation. It should be noted that, pursuing this strategy implies an increase of shear demand on columns due to the flexural capacity increase. It is therefore necessary to perform the required shear verifications, and to eventually increase the shear strength in order to avoid brittle failure modes.

It might be superfluous to mention the dramatic importance of a unified approach in the mechanical models describing the ultimate deformability and strength of FRP-strengthened elements.

As a matter of fact, for what concerns the evaluation of the deformation capacity of FRP-strengthened existing RC elements under cyclic load, this has been deemed as a research priority for over 10 years now; as a result, a relatively large number of analytical models that describe the “axial load - bending - shear” cyclic response of RC structural members with FRP

has been proposed, together with empirical formulae derived from experimental observations. However, such large number of available models and related research work denotes also the difficulties that currently exist in finding a unified and undisputed approach, which should include both a mechanics-based view of all FRP-strengthening modalities and a sound reliability-based framework. This stems in part from the relatively limited accuracy shown by some of the proposed models, as well from the difficulty in extrapolating results obtained from a limited experimental sample, which, for as much complete as it might be, always fails short of representing the full range of peculiarities of the response of FRP-strengthened RC elements under cyclic actions.

## 3.2. Masonry buildings

Starting from the same principles as for RC buildings, when FRP-strengthening a masonry building one should also consider that: a) masonry walls inadequate to resist vertical and horizontal actions should be strengthened or rebuilt, b) orthogonal and corner walls should be adequately connected, c) slab/wall and roof/wall connections should be ensured, d) thrusts from roofs, arches and vaults should be counter-reacted by appropriate structural elements, e) slabs should be in-plane stiffened, f) vulnerable elements that cannot be strengthened should be eliminated, g) irregularity of buildings cannot be corrected by FRP applications, h) local ductility increase should be pursued whenever possible, i) the application of local FRP strengthening should not reduce the overall structural ductility.

Generally, the strengthening measures with FRP have the objective both of strengthening, replacing, or rebuilding entire or parts of some elements (selective interventions) and of modifying the structural body by connecting different structural elements.

In seismic areas, the application of FRP on masonry structures is mainly finalized at attaining the following objectives: a) increasing the flexural and shear strength of masonry panels by ensuring a correct stress path within single elements or between adjacent elements, b) removing thrusts or forces applied orthogonal to the masonry panel, c) connecting elements that collaborate in resisting the horizontal actions so to obtain a box-like behavior of the building, d) in-plane stiffening of slabs in order to obtain a diaphragm-like behavior, e) limiting the crack opening in order to increase the energy dissipation capacity, f) confining masonry columns in order to enhance both strength and ductility of the material.

It is also stated that the intervention strategy with FRP should be inspired to the principle of increasing the strength of under-designed elements, with the aim of attaining, at the same time, both a higher structural regularity and the elimination of potential local collapse modes of either single walls or structural elements.

The seismic effectiveness of the design intervention can be estimated by the horizontal displacement increase at collapse after the application of FRP.

It is always necessary to evaluate if the strengthening measures, aiming at increasing the lateral resistance of the structural schemes, do not cause a reduction of the general ductility, instead, which may result in a higher seismic vulnerability. To this aim, particular care should be devoted both to the interventions aiming at joining the blocks of the vertical columns and to the interventions aiming at prevent formation of hinges in arches and vaults. In general, interventions aiming at enhancing the ductility of hinges in columns and vaults are preferable. By the same token, in lateral-resisting walls of ordinary buildings it is suggested to design the interventions in a way that the overall ductility is increased, by preventing that collapse of columns precedes that of the floor beams.

Some comments are needed regarding the importance of a unified approach in the mechanical models describing the ultimate deformability and strength of FRP-strengthened masonry elements and buildings.

Regarding the assessment of the capacity of FRP-strengthened masonry elements, this has been predominantly based on the definition of element (in-plane loaded masonry panel) and structural ductility factors. The element ductility factors usually vary between a wide range of values, be it from one masonry type to another, but also within the same masonry type category. Moreover, following the relatively intense experimental research activities that characterized the 80's and early 90's, recent years have seen only a limited number of testing programs being carried out in this field, at least in Italy, whereas at this stage it would be of extreme importance to develop test programs aiming at assessing the beneficial effects of FRP on existing masonry elements.

Particularly, in the case of historic masonry buildings, where there is a great need for systematic experimental records, ideally treated in a statistic manner for as far as the in-plane deformation capacity of masonry panels is concerned. In addition, there is a strongly felt exigency to revisit the available tests databases and to process their results in a methodical way with a view to identify reliable values of panel drift associated to different performance limit states.

With regards to the out-of-plane response of masonry panels, most published works have focused on the strength evaluation (maximum force resistance), when in reality collapse does not coincide with the attainment of first cracking or with the onset of overturning. Hence, the rational definition of a damage/collapse limit state as a function of displacements, or any not necessarily strength-related parameter, is still an argument open to research and discussion.

This amounts to saying that, regarding the FRP-strengthening of masonry constructions in seismic zones, the indications given by the present code are necessarily conditioned and limited by the current degree of knowledge in this field and certainly deserve further improvements in future revisions of the code.

## 4 Preserving the historical heritage

As a comment to the strengthening interventions with FRP on masonry buildings described above, an attempt is made in what follows to shortly illustrate the philosophical and methodological bases of preservation of historical constructions in Italy.

Being a matter of extreme complexity, the approach discussed herewith is open to debate and evolution. It might as well hold a different view from other approaches accepted in Italy.

The objective of this discussion is to encourage (seismic) assessment studies of historical buildings and environments, that could guide towards the identification of a strengthening strategy – be it of conservation, upgrading, retrofitting or reconstruction – in harmony with cultural feelings.

Ancient constructions bear the evidence of the past under many aspects: urban impact, architectural appearance, functional use, historical events, building techniques, materials availability, effects of ageing, etc. The actual problem is how to live them while adapting them to the present context, which implies to retain some of their features and to efface others. Choice depends on the balance between the importance of the different conservation and reuse needs. It is difficult to codify methods, which depend on cultural and, in the end, political judgment.

Our standpoint views structural resistance. According to its philosophy, in principle, safety levels of restored buildings should be the same as for new constructions. However, reasoned exceptions are possible if relevant conservation issues prevail. We must also remember that not only the appearance but also structural conception and behaviour of the old construction should be maintained as far as possible, though enhanced, as well as the original composition and function of the constitutive elements: materials, components and elements should not be replaced but integrated, in a distinguishable way.

In this respect, interventions using FRP should be carefully chosen, trying to minimise their invasiveness and impact. However, there is a general consensus that FRP bonded to masonry

structural elements complies with the principles of the Chart of Athens (CIAM - 1933), as opposed to conventional (steel and concrete) solutions, because of “reversibility” of the intervention and easy recognition of its different epoch.

Here, the relationship between *shape* and *matter* acquires a strong and meaningful value. When selecting an intervention strategy with FRP, one should avoid relying on its remarkable strength for locally strengthening possibly cracked masonry members. One should rather remember that, in the seismic behaviour, the shape-related features of an artefact (global geometry, in-plan and elevation configurations, ...) are often more relevant than the material-related properties (strength properties, masonry typology, ...).

Global seismic performance of a masonry artefact primarily depends on shape-related aspects: symmetry, relative and absolute in-plan location of walls, height-wise thickness variations, presence of voids, holes, etc. It is perhaps superfluous to recall that the safety verification of walls against collapse by overturning is based solely on geometrical data, totally disregarding the characteristics of the constituent materials. Thus, the choice of FRP ‘because it is a strong material’ becomes meaningless; more important is rather to place it in the right locations, according to equilibrium considerations.

Another important objective, when strengthening a masonry building, is to enhance the connections between orthogonal walls at their X-, T-, L- joints. This can be attained, for example, by ‘sewing’ inadequate connections by means of FRP strips. In order to correctly design the intervention, one should clearly identify all inadequate connections throughout the structure.

This requires in-situ verifications and inspections tests, that sometimes would be invasive and destructive; but in most cases, this so-called ‘cultural sacrifice’ is deemed unacceptable. Alternatively, one can try to ‘read the building texture’ and to reconstruct the stratification, growth and aggregation modalities in the course of centuries. The recognition of the prolongation, rotation, intersection, and sliding of walls helps at correctly defining the connection degree between adjacent walls. Also, walls identified as ‘synchronic’, i.e., built at the same time, can be supposed to be adequately connected and collaborating, whereas walls recognized as ‘diachronic’, i.e., built at different times, can be considered as detached and not collaborating. This in turn affects, both the outcome of the safety assessment of local and global collapse mechanisms, and the extent of the eventual FRP-strengthening intervention.

## 5 Conclusions

The peculiarity of Italy, highly seismic and endowed with a unique, extremely various and rich of cultural value built environment, renders all research in this field a continuous and challenging task.

This nationwide effort has resulted in a first regulatory document (CNR-DT 200/2004), that was conceived for regulating a rapidly growing professional and technical market, as well as with an informative and educational purpose. The document is deemed of great importance for the dissemination, in the professional sphere, of the physical and technological knowledge necessary to a conscious and competent use of FRP in strengthening.

The document is the result of a remarkable joint effort of almost all academics and researchers involved in this emerging and promising field and of the representatives of major production and application companies, as well as of contractors using FRP for strengthening artifacts.

Thus, the code naturally incorporates the experience and knowledge gained in three decades of seismic engineering in Italy plus ten years of studies, researches and applications of FRP in the country.

A version in English of the document has been issued in 2006.

## 6 References

[1] CNR-DT 200/2004: 'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures' (2004).

# REFUERZO DE OTROS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

J. Tomás San-José, Iñaki Marcos y Jesús Díez  
Labein-tecnalia

## 1 Escenario

Los materiales compuestos son de uso habitual en campos tales como aeronáutica, náutica o automoción (Figura 1.1). Por el contrario, su aplicación en la construcción es mucho más limitada, siendo difícil sustituir los materiales tradicionalmente empleados (acero y hormigón, en general), principalmente, por el desconocimiento y la desconfianza que provocan.

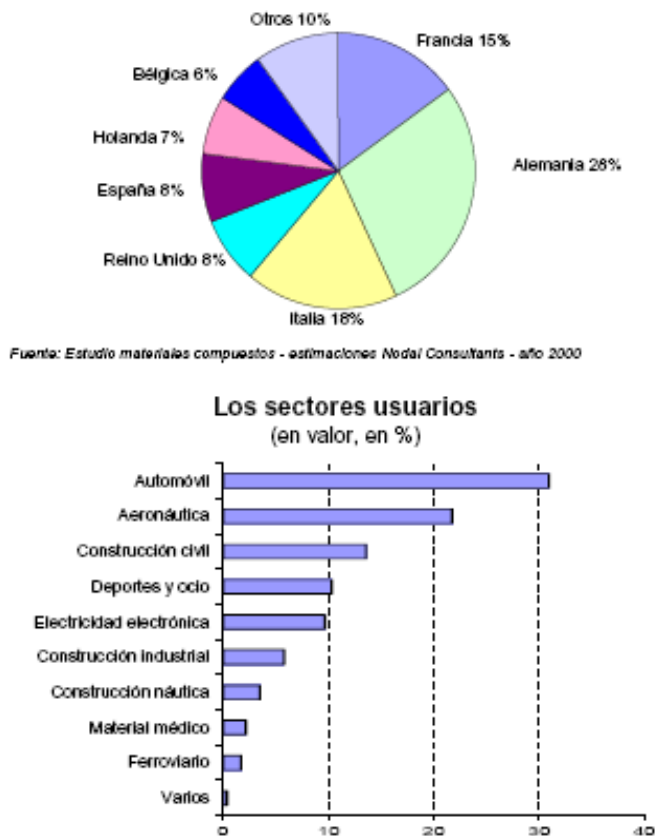


Fig. 1.1 Cuotas de mercado en Europa de los materiales compuestos

## 2 El material

Se entiende como material compuesto, la combinación de dos o más materiales para obtener un nuevo producto, que mejore las propiedades individuales de cada uno ellos. Se está comenzando a emplear el material compuesto (fibroplástico - FRP), formado por una matriz de tipo polimérico o resina reforzada con fibras, como elementos estructurales, pero con reticencias, originadas por las incertidumbres existentes en la actualidad, relativas a su resistencia, deformabilidad y durabilidad.

### 2.1 Componentes

Los FRPs constan de un gran número de fibras continuas, direccionadas y no metálicas, embebidas en una matriz de resina. Los tipos de fibra son la aramida, el vidrio y el carbono. Las fracciones de fibra oscilan en los 50-70% en volumen para los laminados ("Laminates" o "Strips") y un 25-35% para los tejidos ("Sheets"). Las fibras son el elemento reforzante y la resina tiene la función de transmitir las cargas entre las fibras y protegerlas. Sus propiedades mecánicas básicas pueden estimarse con relación a la regla de mezclas a partir de las de ambos constituyentes y su contenido.

Los formatos básicos de estos materiales compuestos (FRP) pueden ser rígidos ó flexibles. Los primeros, en forma de laminados o bandas, suelen utilizarse en el refuerzo a flexión. Para los refuerzos a cortante o como confinamiento de pilas, se utilizan las telas flexibles de laminación manual e "in situ". En cualquiera de los casos, dependiendo del tipo de fibra empleado, su denominación será CFP, GFRP ó AFRP, cuando se tratare de fibra de carbono, vidrio o aramida. Los tipos de fibras más comunes son las de carbono, vidrio y aramida:

- Vidrio E, el más utilizado en el refuerzo de compuestos.
- Vidrio AR, álcali resistente, diseñado para entornos como el del cemento.
- Fibras de aramida, disponible en Europa como Kevlar de DuPont y Twaron de Akzo, resistentes a los ambientes alcalinos, pero sensibles al hinchamiento por humedad.
- Fibras de carbono, ya existen una gran variedad de grados desarrollados para el sector aeronáutico. No obstante, recientemente, se ha avanzado en tipologías de menores costes, para Europa.

En los laminados o bandas rígidos, las fibras son rectas aunque en el manual se producen ciertas ondulaciones. Sin embargo, en ambos casos, debido a la presencia de las fibras de carbono, puede conseguirse absorción de tensiones de tracción a deformación mínima.

El tipo bidimensional (tejido, comúnmente de fibra de vidrio), se da una ondulación durante su producción que hace que la absorción de la tensión se realice a mayores deformaciones que las dos anteriores. Por esto motivo, éstas son adecuadas para incrementar la ductilidad de un elemento estructural, por lo que son aplicadas en condiciones de carga sísmica (cargas de vaivén).

Este tipo de laminado de fibra de vidrio también es adecuado para el refuerzo de edificios históricos o para el incremento de la capacidad a cortante de paredes ejecutadas con ladrillos o mampostería.

Las matrices del FRP pueden ser resinas del tipo termoestable o termoplástico, siendo el primero el más empleado. Las resinas más comunes para la matriz del FRP son las epoxídicas, poliéster y vinilester. Son polímeros termoestables con una buena procesabilidad y resistencia química. En general las epoxídicas son de mejores prestaciones y más caras que el poliéster y vinilester.

Por lo tanto, pueden darse multitud de combinaciones de fibras y resinas, sin embargo, cada combinación debe tratarse como un sistema único. La durabilidad de un composite supone una

interacción compleja, que depende de la matriz (resina), las fibras y la interfase entre ambas. Los formatos más comunes se muestran en la Tabla 2.1.1

**Tabla 2.1.1 Formatos en que se presentan los FRPs**

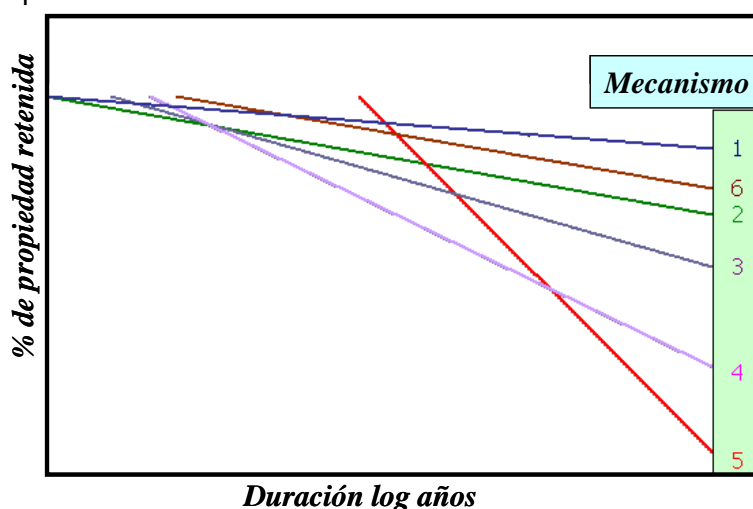
Tipos de FRP	Dirección fibras	Conformación fibras	Aplicación típica
CFRP Tejido (flexible)	uni-direccional	rectas	Incremento rigidez
AFRP Tejido (flexible)	uni-direccional	rectas	Aplicaciones especiales
GFRP Tejido (flexible)	bi-direccional	Onduladas	Incremento ductilidad
CFRP laminado (rígido)	uni-direccional	Rectas (parcialmente postesas)	Incremento rigidez

## 2.2 Propiedades físico-químicas

Las características físico-químicas de la resina (viscosidad, reactividad con las fibras, T<sup>a</sup> curado, etc.) determinan la elección del sistema de producción. En lo relativo a las fibras, las características físico-químicas fundamentales quedan indicadas a continuación:

- Vidrio–E: corroible en ambientes alcalinos, no es apto para reforzar al hormigón. Se usa en el refuerzo de asfaltos.
- Vidrio–AR: adecuado para el refuerzo del hormigón (incrementando su ductilidad) en combinación con una matriz de resina epoxi y una matriz permeable al vapor de agua. Se ha analizado su resistencia al ataque de diversos agentes químicos con excelentes resultados.
- Aramida: es un material muy duro y resistente que proporciona una buena solución para el refuerzo de columnas rectangulares. A causa de su elevado precio están siendo sustituidas por las de carbono.
- Carbono: utilizadas como fibras básicas del FRP para el refuerzo del hormigón. Presentan un alto módulo de elasticidad, mínimo coeficiente de expansión térmica, excelente respuesta a fatiga, excelente resistencia al ataque químico, no corroible y resistente a las sales del deshielo.

En la Figura 2.2.1 se presentan varios de los estudios de envejecimiento acelerado, llevados a cabo en laboratorio para varillas de FRP:



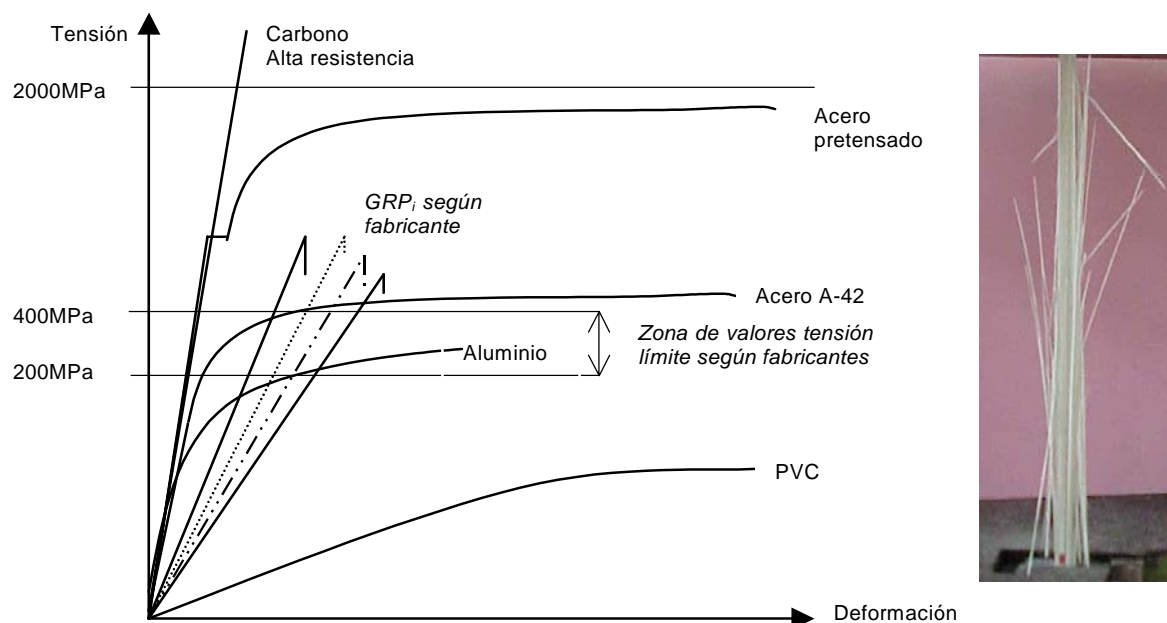
**Fig. 2.2.1 Respuesta de las varillas de FRP frente al ataque acelerado**

- Ambiente 1: ataque con iones  $\text{OH}^-$  presentes en ambientes alcalinos.
- Ambiente 2: permeabilidad de iones alcalinos, a través del velo protector de la varilla FRP, hacia su núcleo.
- Ambiente 3: ataque de la interfase fibra-matriz, reduciendo su capacidad interlaminar.
- Ambiente 4: ataque de las fibras de refuerzo principales por disolución.
- Ambiente 5: ataque del núcleo de resina por saponificación.

Otro aspecto a contemplar es la influencia de las variaciones térmicas y de las temperaturas alcanzadas. Se destaca la diferencia entre los coeficientes de dilatación térmica entre el hormigón y las del FRP, y además los polímeros pueden cambiar sus características, a veces de forma irreversible, al pasar de ciertas temperaturas. Esto puede llevar a la necesidad de pinturas o de otros recubrimientos en casos de intemperie. Piénsese que, por ejemplo, una banda con fibra de carbono es casi un cuerpo negro y que expuesta al sol puede adquirir temperaturas muy elevadas. Estas consideraciones se refieren tanto a la FRP como al adhesivo.

## 2.3 Propiedades mecánicas

El aporte mecánico a tracción del refuerzo del fibroplástico de FRP se atribuye a las fibras, siendo la acción de la resina la de “encapsularlas” para así incrementar su durabilidad y, por otro lado, liderar las propiedades transversales y a compresión del compuesto. Por ello, son las fibras las que tienen un papel resistente fundamental en el conglomerado de FRP. Las propiedades mecánicas básicas de las fibras se concretan en su módulo de elasticidad, como indicador de ductilidad, y su resistencia a tracción. El comportamiento mecánico de estos materiales difiere de manera notable de lo que sucede en el acero (Figura 2.3.1).



**Fig. 2.3.1 Comportamiento resistente comparativo entre el FRP y otros materiales**

Los FRPs son anisótropos, debido a la orientación de sus fibras en: barra, laminados o los perfiles pultruidos, que configuran. Además, se caracterizan por tener elevadas resistencias en la dirección de la fibra (éste es su papel), pero afecta a la resistencia a cortadura en la dirección transversal a la fibra, que es baja, por lo que debe cuidarse, especialmente, la orientación y forma de trabajo del paquete de fibras del FRP.

### 3 Campos de aplicación de los FRPs

La restauración, refuerzo o rehabilitación de estructuras resulta ser uno de los aspectos de mayor interés y más directamente relacionados con los nuevos materiales compuestos. La resistencia, ligereza y el comportamiento ante los agentes climáticos y la corrosión hacen de éstos unos serios candidatos para su utilización en este tipo de proyectos. Canadá, Japón y EE.UU. son los países en los que más se ha avanzado en este campo. En Europa, países como Suiza, Alemania e Italia han llevado a cabo numerosas actuaciones de refuerzos de estructuras, principalmente puentes y edificios.

Un tipo de refuerzo habitual es el de flexión, pegando bandas preimpregnadas o rígidas en las zonas de tracción. El 5% de los puentes deteriorados en Europa pueden ser reforzados de esta forma empleando los nuevos materiales compuestos, en lugar de las convencionales láminas de acero. En España, ya se han realizado algunos refuerzos de este tipo.

Los FRPs, en ambiente agresivos, muestran buenos comportamientos a lo largo del tiempo, mientras que el acero acaba por corroerse. Otra desventaja que presentan las láminas de acero es su limitada longitud (raramente se sobrepasan los 6 - 8 m), mientras que con los FRPs se puede conseguir grandes longitudes. Algunas de sus realizaciones se presentan a continuación:

- Zunchado de pilas, envolviéndoles en bandas de fibras preimpregnadas, con objeto de mejorar la ductilidad de las pilas ante acciones sísmicas.
- Ambientes marinos o sumergidos (muelles de atraque), debido al uso de grúas móviles de gran capacidad y al aumento del tamaño de los barcos.
- Bandas rígidas de CFRP en el refuerzo de estructuras antiguas de ladrillo sometidas a distintos tipos de esfuerzos.

Cables u otros elementos pretensados (bandas rígidas de CFRP), con objeto de mejorar el aprovechamiento de su capacidad resistente. Un caso particular, y que está siendo objeto de investigación y desarrollo en la actualidad, es la aplicación del laminado postesado. Se está planteando como un sistema que puede servir para recuperar deformaciones en elementos a flexión o para poder aumentar la capacidad de carga de los mismos, sin apenas deformación. A este respecto, la problemática actual se centra en determinar los sistemas de aplicación del postesado más adecuados al objeto de aumentar su eficiencia. Fruto de ello son las patentes y grupos de trabajo que están generándose en este entorno y que, básicamente, describen al sistema formado por tres componentes (Figura 3.1):

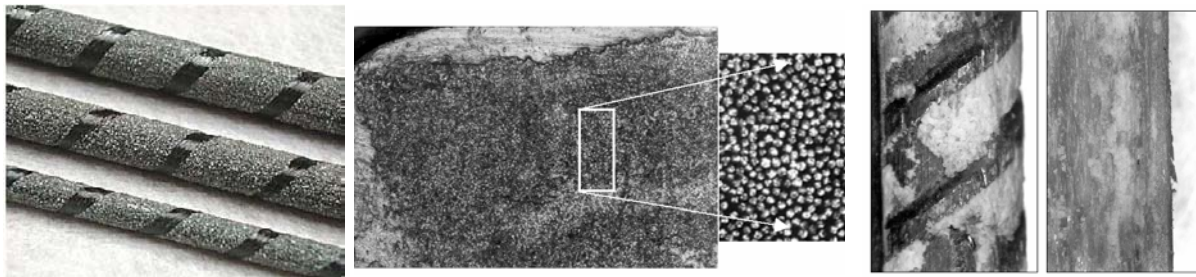
- Anclaje fijo, una placa de acero que se ancla al sustrato de hormigón.
- Anclaje móvil, sobre el que desliza el laminado FRP formando un sándwich entre dos placas de acero.
- Sistema de postesado, fijado a placa de acero anclada al sustrato hormigón.



Fig. 3.1 Operativa para la aplicación de laminados postesados

## 4 Armaduras no metálicas en el hormigón, mampostería y madera

Un ámbito muy notable de estudio en el hormigón armado lo constituye la incorporación de armaduras no metálicas, que no presenten problemas de durabilidad (Figura 4.1). No obstante, como se decía anteriormente, habrá que considerar la fragilidad que incorporan en ausencia de escalón de cedencia en su curva tensión-deformación en tracción.



**Fig. 4.1 Varilla GFRP enarenada (izq.), sección (x10) y restos adherentes vs acero (dcha.)**

Las varillas de FRP se componen en peso de, aproximadamente, un 80% de fibra y un 20% de resina, teniendo una capa protectora final (primer) de acabado. La primera aporta la resistencia (comportamiento direccional), y la resina hace las veces de envoltorio, que le da forma al empaquetamiento, y protege frente a ataques externos. Las propiedades mecánicas de las GFRP, comparadas con las de acero, se incluyen en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Propiedades de varillas de GFRP vs acero**

Propiedad	Acero	GFRP – enarenada cuadrada	GFRP - Lisa redonda
Resistencia a tracción	550 MPa	1.100 MPa	1.000 MPa
Módulo Young a tracción	200 MPa	45 MPa	45 MPa
Def. Máxima (%)	22,0%	2,5 %	2,5 %

Otro posible campo de aplicación, es la utilización de las varillas de FRP como refuerzo en mamposterías de muros a flexión por medio de su incorporación a las juntas (tendeles), según se muestra en la Figura 4.2.



**Fig. 4.2 Barra de GFRP pultruida incorporada en los tendeles de una fábrica**

Durante siglos la madera ha sido, junto con las obras de fábrica en piedra y mortero, el material básico para la construcción de edificaciones de toda índole. Es por ello que, en la actualidad, existe un parque edificatorio con una presencia notable de estructuras de madera, tanto en los núcleos históricos como en los ensanches de ciudades y pueblos de finales del siglo XIX. La

realidad constructiva y uso de estas edificaciones en muchos casos, lleva parejo un importante nivel de deterioro que exige la reparación y refuerzo de sus estructuras. Existen además cambios de uso que incrementan los niveles de solicitaciones.

**Tabla 4.2 tipos de deterioros presentes en la madera**

Tipo daños	Agentes causantes
Bióticos*	Hongos xilófagos
	Insectos de ciclo larvario, sociales y otros
	Xilófagos marinos
Abióticos	Agentes atmosféricos y meteorológicos
	Productos químicos
	Fuego
Estructurales	Sección insuficiente
	Deformaciones excesivas y roturas a largo plazo
	Fallos en las uniones
	Roturas en piezas con defectos locales
	Arriostramiento insuficiente

\*Los daños bióticos generan problemas mecánicos que acaban provocando daños estructurales.

En la actualidad, existe una fuerte tendencia a incluir a la estructura de madera como una parte importante del edificio a conservar. Pero esto no ha sido siempre así, anteriormente, el escaso conocimiento del material y su patología, hacía que en muchos casos se optara por sustituir completamente la estructura por otras nuevas de madera, hormigón o metálicas. Los tres tipos de intervención para acometer los daños estructurales son:

- Sustitución de las piezas
- Consolidación cuyo objetivo es la recuperación de la capacidad portante original
- Refuerzo encaminado a incrementar la capacidad de carga o limitar la deformación de la estructura.

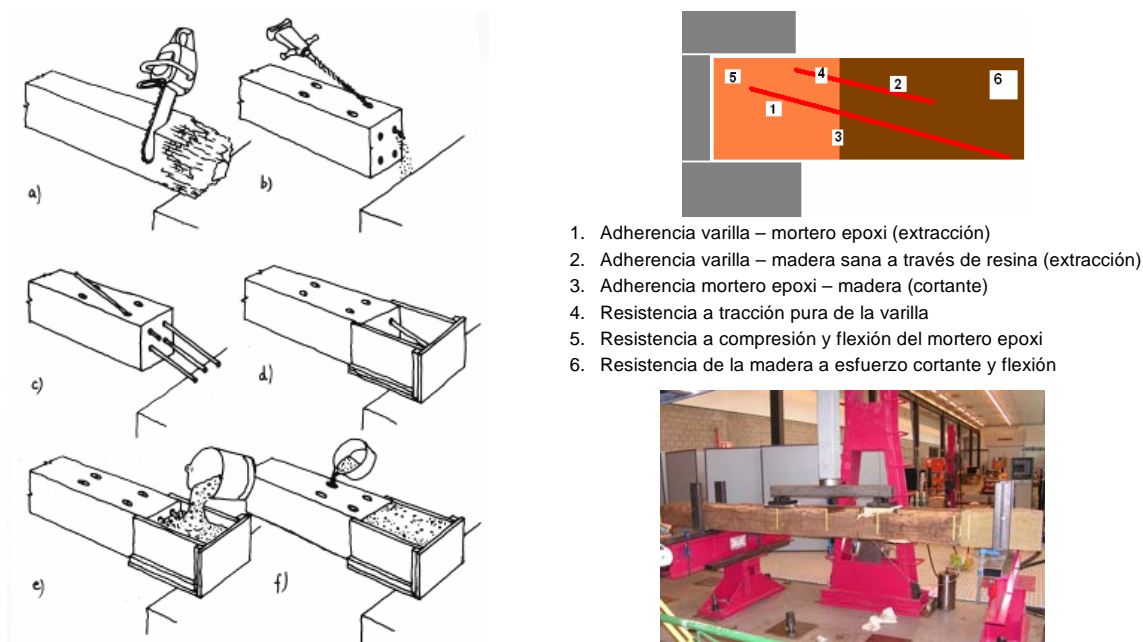
En el campo de la consolidación y el refuerzo de estructuras de madera está implantándose con gran éxito la aplicación de una tecnología de refuerzo basada en la utilización de los materiales compuestos de matriz polimérica reforzada con fibras de vidrio, o carbono, embebidos en formulaciones epoxídicas.

Básicamente, estos métodos consisten en la instalación de materiales compuestos embebidos en formulaciones epoxi en el interior de la madera, y en la sustitución de zonas degradadas por morteros epoxi. De esta forma, es posible recuperar la capacidad resistente de las piezas que han sufrido daños, y aumentar la capacidad portante de aquellas estructuras que se ven sometidas a mayores exigencias resistentes con mínimas modificaciones del elemento.

Actualmente, el campo de aplicación se centra en la recuperación de estructuras de madera con cierto interés o valor histórico, artístico y tecnológico, no obstante, es de esperar que esta técnica pronto se extienda a todo tipo de estructuras de madera (incluidas las modernas de madera laminada encolada), ya que en muchas ocasiones, su costo es menor frente a otras soluciones tradicionales de consolidación o sustitución.

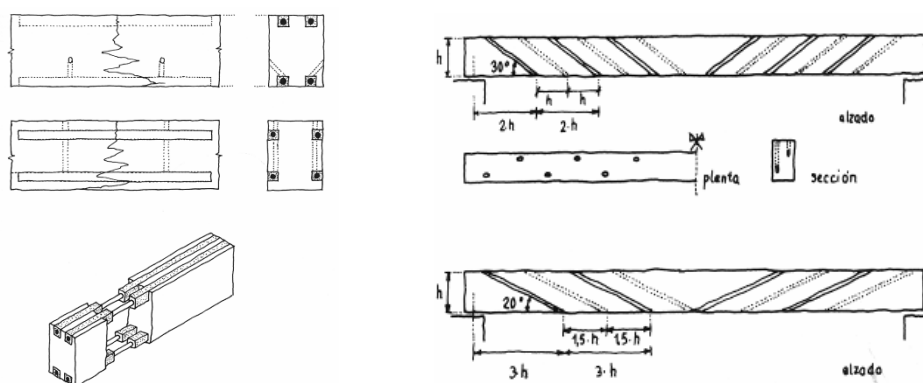
La utilización de esta tecnología en el hormigón se encuentra más extendida y con abundantes experiencias prácticas. En el caso de las maderas, las primeras aplicaciones en Europa se

realizaron hace apenas 30 años mediante el sistema beta, con patente holandesa desarrollado por el Bureau Beta (Figura 4.3).



**Fig. 4.3 Sistema Beta de refuerzo de apoyos (izq.) y modos fallo (dcha.)**

En estas primeras aplicaciones, la matriz de resina del material compuesto se encontraba reforzada con fibra de vidrio. Los primeros ensayos se realizaron en el año 1987 en Suiza, y la primera aplicación en la reparación de un puente antiguo de madera se realizó en el año 1991. Se incluyen, también, en la figura 4.4 algunos ejemplos de refuerzos a flexión o cosido de vigas, que se da en vigas con secciones de grandes dimensiones, con aparición de grandes grietas (consecuencia del secado de la madera). Éstas grietas tienden a dividir la sección original en dos partes acopladas, disminuyendo de manera importante la rigidez de la viga.



**Fig. 4.4 Refuerzo de vigas en flexión (izq.) y cosido de grietas de secado (dcha.)**

## 5 Laminados y tejidos de FRP en otras aplicaciones

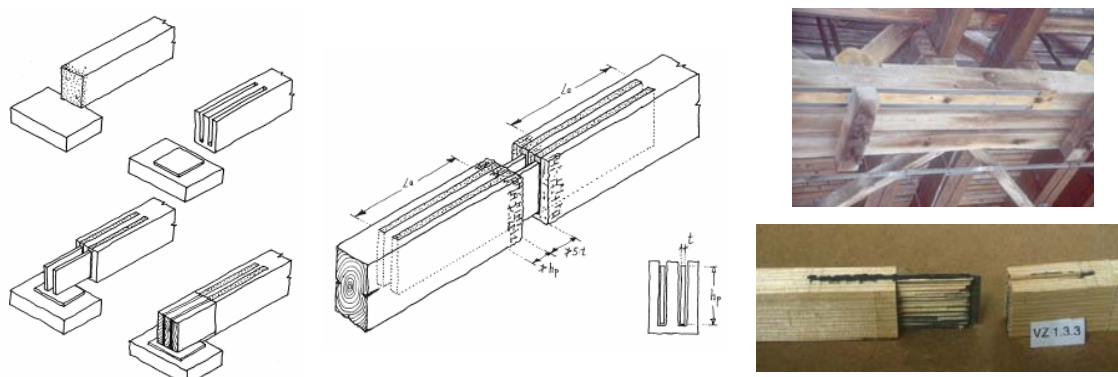
Según los principios universalmente aplicables para la protección y la conservación de las estructuras históricas, respetando su significado cultural (ICOMOS 1999 y ss), el empleo de nuevas tecnologías de rehabilitación debe respetar la compatibilidad integral con el acervo

cultural allí existente. A este respecto, el empleo de los FRPs, resinas, morteros, etc. deberá regirse por estos principios. De este modo, lo aquí presentado requiere de un estudio particular para cada intervención, enmarcada dentro del patrimonio construido, tenga o no valor histórico-cultural. El “desembarco” del FRP en el ámbito de las estructuras antiguas se ha producido debido a las características de las que carece el acero: ligereza, durabilidad y flexibilidad (transportable en rollos).

## 5.1 Madera

En el caso de refuerzo de estructuras de madera, la aplicación del FRP puede realizarse por aplicación interna o externa. En el primer caso, la aplicación tiene mayor complejidad pero proporciona importantes ventajas tales como: mejor respuesta al fuego, invisible, etc. En el caso de aplicación externa, decir que es el procedimiento común de utilización del FRP como sistema de refuerzo de las estructuras de madera.

Puede plantearse, por ejemplo, el empleo de láminas para la consolidación de la madera o la recuperación de vigas de piso rotas localmente, por consolidación con láminas de refuerzo introducidas en su sección (Figura 5.1.1)



**Fig. 5.1.1 Consolidación con laminados FRP (izq.), refuerzo en flexión y uniones (dcha.)**

Los requisitos que se le exigen al sustrato de madera son: regularidad, sequedad, aplicación a temperaturas superiores a los 10°C y eliminación de cualquier tensión en líneas de pegado durante su curado. Suele ser importante el tiempo de curado de la unión en caso de bajas temperaturas por lo que, en dichas situaciones, se utilizan métodos de curado acelerado por medio de corrientes directas entre los extremos del laminado que consiguen temperaturas de hasta 70°C, reduciendo el tiempo de curado a 2 horas.

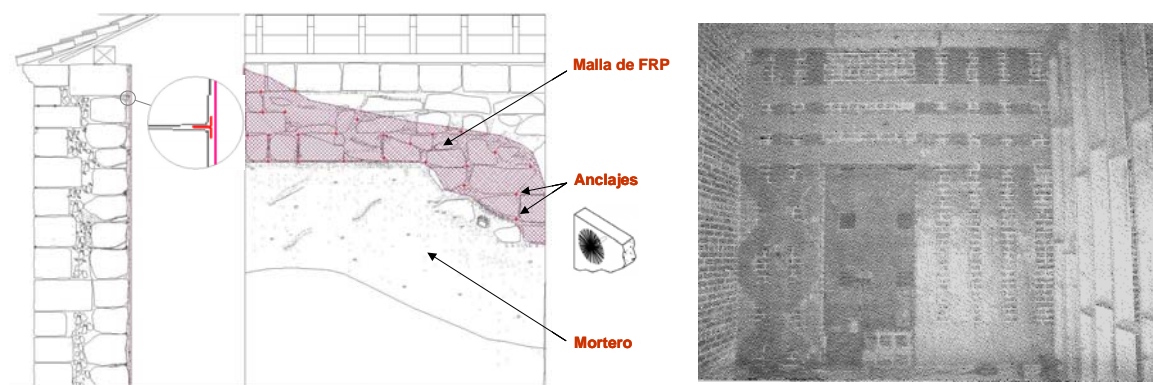
Para las colas comerciales, las  $T_g$  están entre 40 y 55°C para las resinas epoxídicas curadas a 20°C. Dicho valor podría incrementarse por activación térmica: post-curado a 80°C, durante 4 horas. Lo que permitiría temperaturas de servicio mayores. Los adhesivos y refuerzos de mayor rigidez proporcionan los mejores resultados de los ensayos realizados hasta el momento en este tipo de uniones. Otro campo de innovación dentro del ámbito FRP-madera es su uso como sistema de unión entre elementos estructurales.

## 5.2 Fabricas

Las construcciones en mampostería de piedra y ladrillo siguen siendo el conjunto más numeroso en el patrimonio edificado de España. Son construcciones en piedra la mayoría de los monumentos históricos, muchos edificios de viviendas, pero también un enorme patrimonio de obra civil: puentes, muros de refuerzos, muros de contención de carreteras etc. Por otra parte, dichas estructuras son grandes desconocidas. En las últimas décadas se está prestando especial atención a las estructuras de fábrica y los técnicos que se dedican a su estudio son

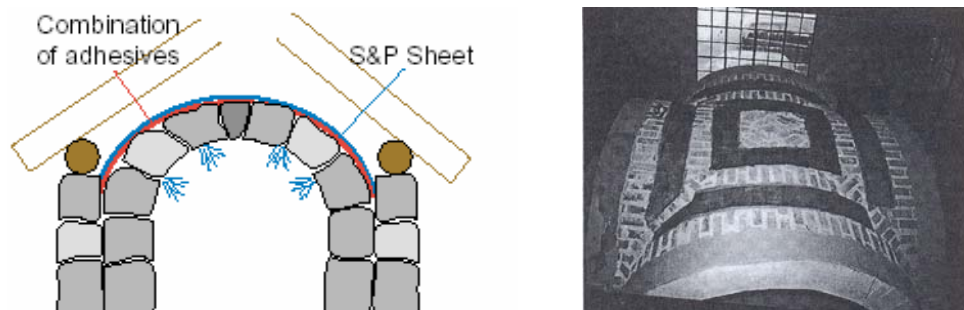
conscientes de que su comportamiento es muy diferente a las estructuras habituales de hormigón y metálicas. Además no se disponen de las herramientas de cálculo tan detalladas y validadas como las existentes para las estructuras de hormigón y acero por lo que los técnicos que se dedican a la valoración de los niveles de seguridad de las estructuras de fábrica tienen que valerse de otros parámetros para su evaluación estructural.

Aparte de los métodos tradicionales de refuerzo, cabe abordar otras soluciones menos intervencionistas, más durables y con cierto grado de reversibilidad. Estos aspectos cobran mayor interés en el ámbito de construcciones del patrimonio construido (especialmente si tienen valor histórico artístico), Figuras 5.2.1. y 5.2.2.



**Fig. 5.2.1 Refuerzo de fábricas de piedra (izq.) y ladrillo (dcha.)**

En estas aplicaciones de fábricas, el empleo de tejidos de FRP puede resultar ventajoso. Para ello, es indispensable conseguir unos niveles de rigidez similares a los de la fábrica, siendo el GFRP ó el BFRP, de nuevo cuño, soluciones apropiadas, con los cuidados necesarios.



**Fig. 5.2.2 Refuerzo de bóvedas de piedra (izq.) y ladrillo (dcha.)**

## Referencias

<http://www.compositecenter.org>  
<http://www.fortius.be>  
<http://www.creativepultrusions.com>  
<http://www.empa.ch>  
<http://www.martinmarietta.com>  
<http://www.vetrotexeuropa.com>  
<http://www.fiberline.com/gb/newsroom/news2635.asp>

# REALIZACIONES (I)

Ricardo Masson Leal  
Freyssinet S.A. Departamento Técnico

## 1 Materiales Freyssinet

Los materiales compuestos ocupan un lugar importante entre las técnicas empleadas en el mantenimiento de estructuras, reparación y refuerzo. El procedimiento está basado en el principio de adición de un material resistente encolado sobre la zona de la estructura que debe ser reforzada. Esto es, tiene un papel de refuerzo estructural, tanto frente a los esfuerzos generados por los efectos de flexión como a los esfuerzos cortantes.

Los productos compuestos de Freyssinet utilizan las fibras de carbono, tanto en forma de laminados como de tejidos. La densidad de los compuestos de fibra de carbono es 30 veces menor a la del acero. Esto hace que los compuestos de fibra de carbono sean una solución de refuerzo ideal debido a la gran facilidad de transporte y colocación, la rapidez del proceso y la gran resistencia que añaden a la estructura.

La labor de Freyssinet en el refuerzo con fibras de carbono se ha visto recompensada, por su aplicación en Francia, con la certificación de producto de la construcción IVOR concedida en 1997 por la Direction de la Recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques del Ministerio de Transportes francés.

### 1.1 TFC

El TFC®, tejido de fibras de carbono, es un material desarrollado por Freyssinet en 1996 junto a un grupo de colaboradores; LCPC/LREP (laboratorios especializados en la experimentación), SOFICAR (fabricante europeo de fibras de carbono) y AUTOFINDLEY (una de las empresas líderes en pegamentos y adhesivos).

El tejido TFC® es una malla ortogonal de fibras de carbono. Cada fibra es una mecha compuesta por ~12000 monofilamentos de 5 a 7 micras de diámetro.

El material es suministrado en anchos estándares de 40, 75, 150, 200 y 300mm. En la dirección principal (longitud) tiene un 70% de fibras, mientras que en la dirección secundaria (ancho) tiene 30%.

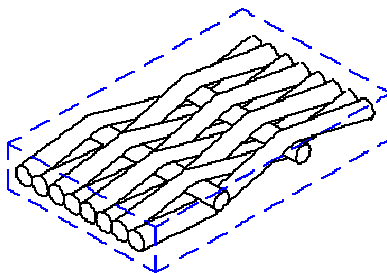


Fig. 1. Estructura del TFC®

El compuesto TFC® es el material formado in situ por tejido TFC® impregnado con resina epoxi. El material final tendrá una composición de ~40% de fibra de carbono y ~60% de resina epoxi.

Tabla 1. Características del TFC®

Característica	Unidad	Tejido TFC	Compuesto TFC
Espesor	mm	0,48	0,48
Rotura a tracción	MPa	4510	$\sigma_r=1700$ ; $\epsilon_r=16,20/00$ $\sigma_d=913$ ; $\epsilon_d=8,70/00$
Módulo de elasticidad	MPa	221000	105000
Límite de alargamiento en rotura	o/oo	18,0	$\epsilon_u= 10,0$ (*) $\epsilon_d=8,7$
Límite de alargamiento en servicio	o/oo	-	1,2 a 1,8(**)
Resistencia al fuego	°C	650	80

(\*) EHE 42.1.3

(\*\*) Conforme límites de fisuración: EHE:  $w_k \leq 0,1; 0,2$  ó  $0,3$  mm, según ambiente;

BAEL :  $s_s=240\text{MPa}/(\epsilon_s=200\text{GPa})$

## 1.2 LFC

El LFC, laminado de fibra de carbono, es un compuesto obtenido por pultrusión de fibras de carbono impregnada con resina epoxi.

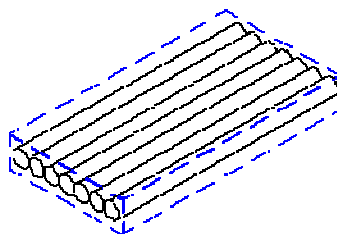


Fig. 2. Estructura del LFC

Los laminados LFC son fabricados con el espesor de 1,2 mm en dos anchos: 25 y 50 mm.

Tabla 2. Características del LFC2

Característica	Unidad	Laminado Material LFC2	Laminado Aplicado LFC2
Espesor	mm	1,2	1,2
Rotura a tracción	MPa	3000	1260 ( $\epsilon_{fd}=7,0$ o/oo)
Módulo de elasticidad	MPa	180000	180000
Límite de alargamiento en rotura	o/oo	16,7	$\epsilon_{fu} = 10,0$ ( $\epsilon_{fd}=7,0$ o/oo)
Límite de alargamiento en servicio	o/oo	-	1,2 a 1,8(*)
Resistencia al fuego	°C	650	80

(\*) Conforme límites de fisuración: EHE:  $w_k \leq 0,1; 0,2$  ó  $0,3$  mm, según ambiente; BAEL:  $\sigma_s=240\text{MPa}$ /  $\epsilon_s=200\text{GPa}$ .

### 1.3 Adhesivo

El adhesivo (Eponal) es una mezcla de dos componentes (resina epoxi + endurecedor) pre dosificados y suministrados en bolsas de 1,8 kg;

El consumo medio es de  $1,5 \text{ kg/m}^2$  por capa de refuerzo TFC y  $3,5 \text{ kg/m}^2$  por lámina de LFC2.

El rango de temperaturas para aplicación : 5 a  $50^\circ\text{C}$ , y la temperatura máxima en que se garantizan sus propiedades :  $80^\circ\text{C}$ ;

Resistencia ultima a tracción :  $\sigma_{ta} = 30 \text{ MPa}$

## 2 Criterios de dimensionamiento

1) Comprobar la importancia del refuerzo en fibra de carbono en el comportamiento de la estructura en servicio (fisuración).

2) Si el refuerzo de fibra de carbono es importante para controlar la fisuración, entonces el dimensionamiento, en general, será definido por el límite de apertura de fisura deseado (comprobar conforme apartado 4.6 del Bulletin 14 de la FIB, por ejemplo, utilizando los límites de tensión y deformación en servicio característicos del material elegido).

En tal caso es importante considerar si será necesario colocar un apeo previo al refuerzo, puesto que de este modo será posible aumentar la eficacia del refuerzo con materiales compuestos con fibras de carbono.

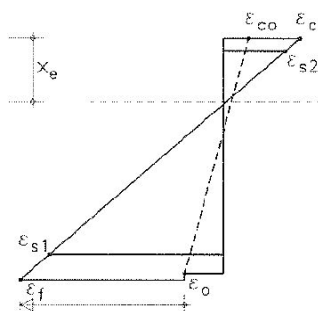


Fig. 3. Eficacia del refuerzo en fibra de carbono

Con apeo:  $\varepsilon_0$  menor,  $\varepsilon_f$  mayor

$$\sigma_f = E_f \left( \varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \quad (1.n)$$

Otro aspecto a tener en cuenta es la existencia de un estado de fisuración previo al refuerzo. La separación media  $s_{rm}$  entre fisuras no cambiará con el refuerzo y debe ser utilizada para el cálculo de aperturas  $W_k$  (ver punto 4.6.4 del Bulletin 14)

3) Comprobar el ELU en flexión y cortante (conforme el apartado 4.4 y 5 del Bulletin 14 de la FIB, por ejemplo, utilizando los límites de tensión y deformación en servicio característicos del material elegido).

$$M_{rd} = A_s f_{yd} Z_s + A_f E_f \varepsilon_{fd} Z_f$$

$Z_s$   $Z_f$  se calculan por iteraciones conforme a Bulletin 14, 4.4.1.1 ó se adopta

$$Z_s \cong 0,9d \quad y \quad Z_f \cong Z_s + r$$

siendo  $r$  el recubrimiento mecánico del acero pasivo.

Expresión válida para secciones rectangulares usuales o secciones T con  $X_e < h_f$

### 3 Métodos de aplicación

Una buena aplicación de productos de fibras de carbono solo es posible si se realiza sobre un soporte bien preparado. Por ello los trabajos previos a la impregnación del adherente son muy importantes.

**Tabla 3. Elección de material de fibra de carbono**

Material	Ventaja	Desventaja
TFC	Adaptabilidad a superficies irregulares	Menor módulo de elasticidad
LFC2	Mayor módulo de elasticidad	No se adapta a superficies irregulares

La aplicación de las láminas de fibra de carbono no requiere de una segunda capa de resina (punto 3.6).

#### 3.1 Comprobación del soporte

El hormigón debe tener una resistencia característica a compresión de al menos 20 Mpa ( $f_{ck} \geq 20$  MPa), lo que se traduce en una resistencia tangencial de diseño de 2 Mpa ( $\tau_{tk} \geq 2$  Mpa). Si la adherencia es menor se debe reducir en cálculo la capacidad de la fibra y el calculista deberá indicar las precauciones y limitaciones.

La temperatura del soporte tiene que ser superior a 5°C, y la ambiental entre 5°C y 45°C. Si el soporte se calienta, se debe asegurar el mantenimiento de la temperatura durante la polimerización de la resina.

El grado de higometría es un factor condicionante, hay que cerciorarse que no existe chorreo de agua sobre el soporte (respetar la regla de +3°C respecto a la temperatura del punto de rocío).

#### 3.2 Preparación del soporte

El soporte debe responder a ciertos criterios de recepción geométricos, mecánicos y fisico-químicos. El refuerzo de fibra de carbono puede aplicarse sobre varios tipos de soportes (hormigón, piedra, madera, acero) preparados y exentos de pintura, barniz, grasa, desencofrante, y en general, de cualquier sustancia orgánica o vegetal.

El estado de la superficie del soporte y los defectos geométricos locales deben ser tratados antes de la aplicación mediante diversos métodos.

### 3.2.1 Aplicación de chorro de arena

El grado del chorro debe permitir descubrir los agregados del hormigón sin que la profundidad sea excesiva para no despegarlos. Otras alternativas son el chorro de agua o el de aire comprimido.



Fig. 4. Aspecto de una reparación con chorro de arena

### 3.2.2 Eliminación de los defectos locales

Después de la preparación general, los defectos locales como hoyos, jorobas etc. quedan expuestos y tienen que ser resanados o aplanados. Los pequeños defectos se pueden eliminar con un mortero epóxico. Para los defectos más grandes, el resaneamiento se debe hacer teniendo en cuenta el sentido de tracción del refuerzo de fibra de carbono.

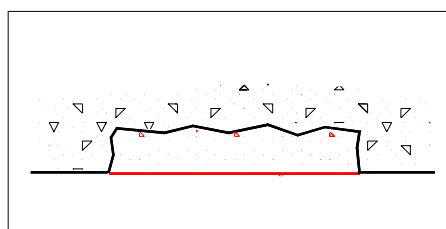
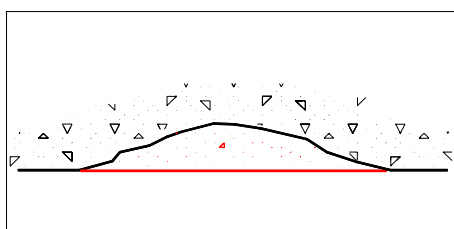


Fig. 5. Cómo no se deben eliminar los defectos, y manera correcta de hacerlo

### 3.2.3 Alisamiento de la superficie

No es necesario resanar siempre. Lo normal es eliminar las ondulaciones de más de 5 mm, y luego regularizar dejando la superficie rugosa. Para ello se utilizan lijas, cepillos mecánicos, etc. La regla general es evitar el empuje al vacío del refuerzo y aprovechar al máximo el área de adherencia.

## 3.3 Mezcla de la resina

Normalmente, las resinas se entregan en un conjunto de dos partes (resina y endurecedor). El fabricante deberá especificar su consumo. Las dos partes deben estar mezcladas totalmente antes de su aplicación. El tiempo de vida medio de la mezcla es de 2,5 horas.

### 3.4 Aplicación de la 1ª capa del adhesivo

Esta primera capa, llamada capa de encolado, se realiza con rodillos de modo que la resina penetre en las irregularidades del soporte, y asegure así una buena impregnación de la superficie. El aplicador deberá indicar los espesores máximos y mínimos de la capa. En caso de no darse este dato, se aplica a razón de 700 gr/m<sup>2</sup>.

### 3.5 Aplicación de la 1ª capa del material compuesto

El tejido siempre deberá ser aplicado sobre una capa de resina húmeda. La colocación se realiza mediante el desenrollador, desde una extremidad hacia la otra por aplacado del reverso de la mano sobre la resina de encolado según se avanza. La banda del tejido debe colocarse sin pliegues, pero tampoco con un estiramiento excesivo, sobre un soporte perfilado previamente cuando fuera necesario.

Una vez el tejido está colocado, es necesario aplastarlo con un rodillo de pintor seco protegido con un revestimiento de banda adhesiva. Esta operación permite que el exceso de resina colocada sobre el soporte impregne el tejido.

### 3.6 Aplicación de la 2ª capa del adhesivo

La segunda capa, llamada de cierre, aporta la materia epoxídica que permite terminar la impregnación del tejido. Esta segunda capa se aplica inmediatamente después de la colocación del tejido; y en ningún caso después de la polimerización de la primera capa.

La capa de cierre se aplica mediante una espátula en el sentido de las fibras sin una presión excesiva. La cantidad de puesta en obra de esta capa deberá ser indicada por el aplicador. En caso de no darse este dato se aplicará a razón de 700 g/m<sup>2</sup>.

### 3.7 Revestimiento final

Los materiales compuestos pueden ir revestidos con un acabado complementario por razones estéticas o de protección.

Una vez terminada la polimerización del adherente se le puede aplicar cualquier sistema de pintura compatible con un soporte epoxy

El revestimientos con arena también es muy utilizado. En el caso del Parking del Centro Comercial de Bercy 2, se empleó este sistema.

La resistencia al fuego de la estructura reforzada puede justificarse según el DTU Fuego Hormigón, calculado con el ELU con cargas sin ponderar teniendo sólo en cuenta los aceros existentes.

Si esta justificación no fuera satisfactoria, el material compuesto deberá ir protegido con un producto aislante para que su temperatura sea inferior a 80°C, que es la temperatura máxima, comprobada por ensayos en que el adhesivo mantiene sus características. Otro revestimiento que se suele aplicar en la protección antiincendios son las pinturas intumescentes. Este es el caso de la referencia de la acería de Sollac.

## 4 Realizaciones

Freyssinet lleva desde hace más de 10 años realizando refuerzos con sus compuestos de fibra de carbono, TFC® y LFC. La prestación usual de Freyssinet en estas realizaciones va desde el desarrollo e industrialización del producto hasta el análisis y propuesta de reparación, para finalmente ejecutar la obra y aplicar el producto. Por lo tanto, en cada proyecto que realiza la responsabilidad de Freyssinet suele ser total.

A su vez, Freyssinet proporciona siempre los criterios de cálculo y aplicación de sus productos con el fin de dar a nuestros clientes y los proyectistas que utilizan nuestros productos unas bases de diseño y unos criterios de control rigurosos.

### REFUERZO DE OCHO PUENTES EN LA VÍA VERDE DE GUIPÚZCOA

Aprovechando la instalación de una tubería para unir las presas de Ibai-Eder en Azkoitia y Barrendiola en Legazpi, la Diputación Foral de Guipúzcoa adaptó la antigua vía del ferrocarril de Urola como vía verde destinada a ciclistas y excursionistas. El recorrido transitaba por ocho puentes de hormigón que debían ser rehabilitados y reforzados. Los puentes estaban compuestos de uno a tres tramos isostáticos (17 en total) con tablero en doble T de 3,6m de ancho.



**Fig. 6. Laminado de fibras de carbono en Puente en Zumárraga**

La solución recomendada consistía en un refuerzo de la flexión y cortante para que los tableros pudieran resistir las nuevas cargas de uso. La solución técnica se basaba en la utilización de materiales compuestos y en el conjunto de la obra se aplicaron 2.864 m de láminas de fibra de carbono (LFC) y 122,70 m<sup>2</sup> de bandas de tejido de fibras de carbono (TFC)

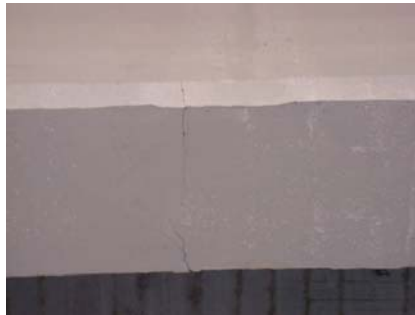
En las zonas donde el hormigón estaba deteriorado, los aceros se recubrieron previamente mediante agentes basados en resina epoxi, para colocar, a continuación, morteros tixotropados de altas prestaciones con pintura acrílica para dar protección anticarbonatación.

## REFUERZO DE LAS VIGAS DE UN PUENTE EN GIRONA

Proyectista: Pedelta.

Fabricante / Aplicador: Freyssinet S.A.

El puente estaba compuesto por dos tableros: el primero con una luz de 24 metros y 19 vigas y el segundo de 15 metros tenía 7 vigas. En las vigas pretensadas prefabricadas aparecieron fisuras producidas por la longitud excesiva de las vainas aislantes de la armadura activa durante la fase de fabricación.



**Fig. 7. Fisura en la viga del puente**

Para repararlas se optó por una solución compuesta por el sellado de las fisuras y el refuerzo de las vigas mediante la aplicación de laminados de fibra de carbono LFC2 de dimensiones de 25,4 x 1,2.

La superficie se preparó con el sistema del chorro de arena. Posteriormente se procedió al sellado de las fisuras y la limpieza del polvo con el procedimiento del chorro de aire. Una vez limpia y preparada la superficie, se aplicó la resina, tanto en el soporte como en la cara rugosa del laminado de fibra de carbono. Tras la colocación del laminado, éste se fijó mediante la presión de un rodillo.

La colocación del laminado fue realizada por un equipo de 3 operarios con un rendimiento de 640 metros al día.



**Fig. 8. Colocación del LFC**

## HOSPITAL DE LA PRINCESA

Proyectista: Freyssinet S.A.

Fabricante / Aplicador: Freyssinet S.A.

La remodelación interior de la planta baja del Hospital de la Princesa en Madrid, tenía como objetivo crear espacios mas diáfanos para servir como zona de archivo. Para ello se derribaron las separaciones de tabiquería. Debido al elevado peso de la documentación que forma el archivo se hizo necesario reforzar la estructura conformada por un forjado macizo de 10cm de canto armado, que reposa sobre vigas de 20cm de ancho y 50cm de canto armadas.

La losa se recreció con el fin de mejorar la distribución de las cargas puntuales y de los rieles de los archivadores, y aumentar la resistencia de la losa a cortante.

Para aumentar la capacidad resistente de flexión a positivos de las vigas y losas, y el estado límite de agotamiento frente a cortante de las vigas se utilizaron bandas de tejido de fibra de carbono sistema TFC® de Freyssinet.

El TFC® se dispuso sin apeo tras el saneado de las vigas y del intradós de losa de sótano. En total se colocaron 66,52m<sup>2</sup>: 40,41m<sup>2</sup> de 150mm de espesor y 26,11m<sup>2</sup> de 200mm. Una vez finalizado el refuerzo con TFC® se recreció la losa.

En zonas de luz importante, de mayor deficiencia estructural para resistir las nuevas cargas, se dispusieron pilares adicionales.



**Fig. 9. Refuerzo con TFC®**

## ESTACIÓN DEL AVE EN ATOCHA

Constructor: ACS

Proyectista: Freyssinet S.A.

Fabricante / Aplicador: Freyssinet S.A.

En la obra de ampliación de la estación de Atocha en Madrid para la nueva estación del AVE se reforzó la unión entre la nueva losa de prolongación y la losa existente, con el fin de crear continuidad entre ambas, por medio de láminas de Polímeros Reforzados con Carbono (PRC) pegadas en la cara superior de las losas.

El planning de construcción obligaba a pegar las láminas lo antes posible y antes del proceso de desapuntalamiento.

El refuerzo con fibras de carbono se había utilizado muy poco sobre hormigones jóvenes. Por ello, fue necesario la realización de diversos ensayos previos para definir el tiempo mínimo a partir del cual el pegado con la resina epoxy de las láminas de fibra de carbono no fuese perturbado por las reacciones físico-químicas de hidratación del hormigón.



**Fig. 10. Refuerzo con TFC® en la unión de las dos losas**

Tanto la cara superior de la losa existente, como la nueva fueron preparadas conforme los procedimientos usuales: chorro de arena, limpieza por chorro de aire. Posteriormente se realizaron ensayos superficiales de tracción para comprobar la bondad del soporte. Para realizar, acto seguido, el pegado de las láminas de fibra de carbono con uso de la resina.

Las caras exteriores del PRC se revistieron con sílice para permitir la aplicación de los suelos y otras cargas muertas.

## PARKING GAMBETTA EN MONTPELLIER

Fabricante / Aplicador: Freyssinet Francia

El parking subterráneo de Gambetta es una estructura de hormigón armado de 700 m de longitud, 15 m de ancho y 500 plazas. Bajo él existe un colector de aguas. Tras las inundaciones de 1997, la sobrecarga del colector provocó el levantamiento y la rotura de la placa de cubierta en una longitud de 28 m. Lo que impuso la realización de un fortalecimiento general y una reparación de los hormigones.



**Fig. 11. Aplicación de segunda capa de resina**

Con el fin de responder a la sobrepresión solicitada de  $9T / m^2$  en situación accidental, el refuerzo de la placa consistió en fijar el muro de contención del colector con perfiles metálicos dispuestos cada 0,40 m a 1 m de profundidad (3 500 clavos en total). Posteriormente la super-

ficie se desbastó 8 mm para recibir la aplicación de bandas de TFC® de 30 cm de anchura, colocadas perpendicularmente al eje longitudinal del colector (3800 m<sup>2</sup> del TFC® en total).

El conjunto del refuerzo se recubrió con una capa de protección hecha de ligante hidráulico.

## VULCANIA

Gobierno de la Región Auvergne

Fabricante / Aplicador: Freyssinet

Vulcania es el primer parque científico dedicado al vulcanismo y la geología, localizado en la región de Auvergne, a 15 Km de Clermont-Ferrand. El complejo está formada por ocho edificios, en los que se encontraron algunos fallos estructurales.

El refuerzo de cinco edificios fue realizado por Freyssinet para lo que se utilizaron distintas soluciones tales como hormigón proyectado o barras de pretensado. El refuerzo de una losa de 600 m<sup>2</sup> se realizó pegando 300 m<sup>2</sup> de Tejido de Fibra de Carbono (TFC®) en la parte inferior.

## SOLLAC

Sollac Lorraine

Fabricante / Aplicador: Freyssinet Francia

La acería Sollac, en Lorraine, Francia, transporta el hierro fundido en sus instalaciones a través de un sistema de railes. Los vagones pasan por encima de un puente en forma de Y. En 1998, el departamento de producción de Sollac decidió incrementar la capacidad de los vagones de 160 a 235 Tm, lo que implicaba el rediseño del puente



**Fig. 12. Puente en la acería de Sollac**

Los ingenieros de Freyssinet, junto a los de Sollac, propusieron una solución mixta que combinaba el postesado con la aplicación de tejido de fibra de carbono en ciertas partes. El refuerzo de la barra de tracción se realizó con la aplicación de 3 capas de TFC® de 200 mm de espesor. Las vigas bajo el paso por el cual circula el vehículo que transporta el hierro fundido a 800°C, fueron protegidas con las láminas de TFC® y mediante un refuerzo de mortero hidráulico para mejorar su resistencia al fuego.

## BAYONA ARENA

Ville de Bayonne

Fabricante / Aplicador: Freyssinet Francia

El Bayona Arena es una estructura circular de 40 m de diámetro construida a principios del siglo XX en hormigón armado. La capacidad de carga de las escaleras era de  $250 \text{ kg/m}^2$ . Su nuevo uso como espacio multiusos dedicado a la representación de diversos espectáculos, provocó el aumento de esta capacidad hasta los  $400 \text{ kg/m}^2$  a causa de la presión dinámica.

Para la operación de refuerzo se emplearon  $1.500 \text{ m}^2$  de TFC®

Los espectáculos que se llevarían a cabo durante los trabajos y las restricciones en los retrasos impusieron una precisa definición de las etapas de trabajo.



**Fig. 13. Bayona Arena**

CENTRO COMERCIAL BERCY 2

Promotor: Sociedad de Centros Comerciales

Proyectista: Cabinet Gentric

Fabricante / Aplicador: Freyssinet

En el centro comercial Bercy 2 se detectaron fallos estructurales en dos plantas del parking y en otras dos de la zona comercial.



**Fig. 14. Refuerzo de la cabeza de la viga**

Los trabajos de reparación de las vigas y las columnas llevados a cabo por Freyssinet incluían la inyección de lechada en las fisuras, la utilización de un cintamiento de refuerzo alrededor de las cabezas de las vigas usando TFC ® y la reparación de las extremidades de las vigas con TFC®. En total se cubrió una superficie de 200 m<sup>2</sup> con TFC®.

Durante la duración de las obras de reparación, el normal funcionamiento del centro comercial no varió.



## REALIZACIONES (II)

Ramón Martínez Martínez  
Sika, S.A.

### 1 Necesidad de un refuerzo estructural

La característica principal que debe tener toda estructura es que sea capaz de aguantar las cargas a las que se supone va a estar sometido durante su vida útil con un margen de seguridad suficiente. A veces ese margen no es el adecuado y hay que proceder a elevar la capacidad resistente de la estructura mediante un refuerzo de la misma. Los motivos que conducen a un la necesidad de un refuerzo estructural son tan numerosos como estructuras haya, pues cada una es un caso particular. Sin embargo algunos de los más frecuentes pueden ser:

- Incrementos en las cargas actuantes (cambios de uso de la estructura, aumentos en el nivel de actividad en la estructura, instalaciones de nueva maquinaria muy pesada en edificios industriales,...)
- Defectos del proyecto o la ejecución (armadura insuficiente o mal colocada, malos materiales, dimensiones insuficientes en los elementos estructurales, mala disposición de los elementos estructurales, insuficiente resistencia del hormigón,...).
- Renovación de estructuras antiguas (consideración de refuerzos frente a solicitaciones dinámicas no tenidas en cuenta en el momento de proyecto y construcción, adecuación del proyecto inicial a nuevas normas más exigentes, envejecimiento de los materiales con pérdida de sus características iniciales,...).
- Cambios en la propia forma de la estructura (eliminación de columnas, pilares o muros de carga, apertura de huecos en forjados para nuevas escaleras o ascensores,...)
- Daños en la estructura (corrosión de las armaduras del hormigón, impactos sobre la estructura, como por ejemplo choques de vehículos contra pilas de puentes, incendios,...).
- Necesidad de mejora en las condiciones en servicio (disminución en las deformaciones y flechas, reducción en la tensión de las armaduras, disminución de la abertura de las fisuras,...).

## 2 Realizaciones

A continuación se exponen algunos ejemplos de realizaciones de refuerzos por diversos motivos:

### 2.1 Puente de acceso a la Isla de Toralla

La Isla de Toralla está situada en la ría de Vigo. Para acceder a ella existe un puente de 19 vanos, de 15 m de luz en cada vano. La sección transversal del tablero consiste en 7 vigas prefabricadas pretensadas con una losa de compresión “in situ”. El pretensado de las vigas se compone de 24 alambres dispuestos en 3 filas.

El puente se construyó hace unos 30 años, y durante este tiempo ha estado sometido a las agresivas condiciones de un ambiente marino, como el de la zona. En este período se ha producido un fuerte proceso de corrosión de los alambres de pretensado, principalmente de los situados en la fila inferior (con menor recubrimiento). Esta corrosión ha provocado, en una primera instancia, la expulsión del hormigón de recubrimiento de casi todas las vigas, quedando los alambres al descubierto. En una segunda instancia, el proceso de corrosión se ha acelerado en los alambres expuestos a la intemperie y algunos ya aparecen colgando seccionados.

Aunque el puente estaba todavía en unas condiciones de seguridad suficientes, era de prever que el proceso de deterioro se aceleraría, llegando a comprometer la estabilidad. Por esto la Propiedad decidió que era necesario efectuar una serie de trabajos en el puente.



### Foto 1: Vista inferior de las vigas reforzadas

Los trabajos iban encaminados a 3 fines:

- Reparar las partes deterioradas, principalmente regenerando las partes de hormigón de recubrimiento perdidas, previa limpieza del óxido formado en los cables.
- Reforzar la estructura, debilitada como consecuencia de las pérdidas de armadura, devolviéndola así a unas condiciones de seguridad buenas.
- Proteger la estructura contra las difíciles condiciones ambientales en las que va a estar, con objeto de que no se reproduzcan los daños.

La secuencia de ejecución de los trabajos fue la siguiente (esta secuencia se hacía completa para cada uno de los vanos, y después se pasaba al siguiente):

- Colocación de una plataforma realizada con perfiles y maderas, debajo del tablero. Esta plataforma apoyaba en las dos pilas adyacentes y en un puntal que se colocaba en medio, que a su vez apoyaba en el fondo marino.
- Eliminación de las partes de hormigón que estuvieran sueltas o mal adheridas. Se realizó manualmente, por medio de piqueta.
- Limpieza de la superficie del hormigón y eliminación del óxido de los cables mediante chorro de agua.
- Pasivación de las armaduras mediante la aplicación de dos capas de lechada pasivante (Sika Monotop 610). La aplicación se hizo mediante proyección mecánica. Esta capa sirve además como puente de adherencia para la posterior aplicación del mortero.
- Regeneración del hormigón de recubrimiento mediante la aplicación de una capa de 2 cm de mortero cementoso mejorado con resinas y fibras sintéticas (Sika Monotop 612). La aplicación se hace con máquina de proyección, consiguiéndose de esta forma un rendimiento mucho mayor a la vez que mejor calidad de terminación.
- Refuerzo de las vigas mediante el pegado de laminados de fibra de carbono (Sika CarboDur). El número de laminados en cada viga varía entre 1 y 3, dependiendo de la situación de los alambres de cada viga (muy corroídos, seccionados, etc.).
- Protección de las vigas contra la corrosión por cloruros mediante la aplicación en toda la superficie de inhibidores de corrosión en forma de impregnación (Sika FerroGard). La aplicación se hace mediante proyección con pistola "air-less".
- Protección anticarbonatación del hormigón mediante la aplicación de dos capas de pintura acrílica elástica (Sikaguard 550 W Elastic).

## 2.2 Forjado en Gijón

Para la realización de un edificio de viviendas en un barrio de Gijón, el proyecto especificaba que los forjados eran de viguetas con bovedillas y una capa de compresión y todo ello apoyado en unas jácenas de hormigón armado. Se prescribía en el Proyecto que el hormigón debía ser de 20 Mpa de resistencia característica.



Foto 2: Detalle del refuerzo de vigas

En una parte de la obra, se hormigonó un forjado de 18 m x 36 m, y la resistencia real del hormigón que se obtuvo fue de 15,2 Mpa. Se hizo un recálculo con esta resistencia característica y se vio que la seguridad a flexión de vigas y viguetas era insuficiente. Por ello se procedió a hacer un refuerzo del forjado.

La solución fue la utilización de laminados de fibras de carbono (Sika CarboDur), en las cuantías y dimensiones dadas por los cálculos. Se eligió esta solución por la rapidez de ejecución, de tal forma que no interfiriera en el resto del desarrollo de la obra.

Posteriormente a la realización del refuerzo se realizaron pruebas de carga de la parte afectada, dando unos resultados excelentes, tanto en cuanto a flechas como a recuperación de las mismas.

### 2.3 Falso túnel de carretera de accesos a Galicia

En el tramo de Madrigal de la Autovía del Noroeste hay un falso túnel materializado con un prefabricado de hormigón armado de forma circular. Durante la compactación de las tierras de cubrición sufrió un accidente por el cual un tramo quedó dañado. Aparecieron fisuras que hacían presagiar que la armadura había quedado deteriorada e inservible en ese tramo.

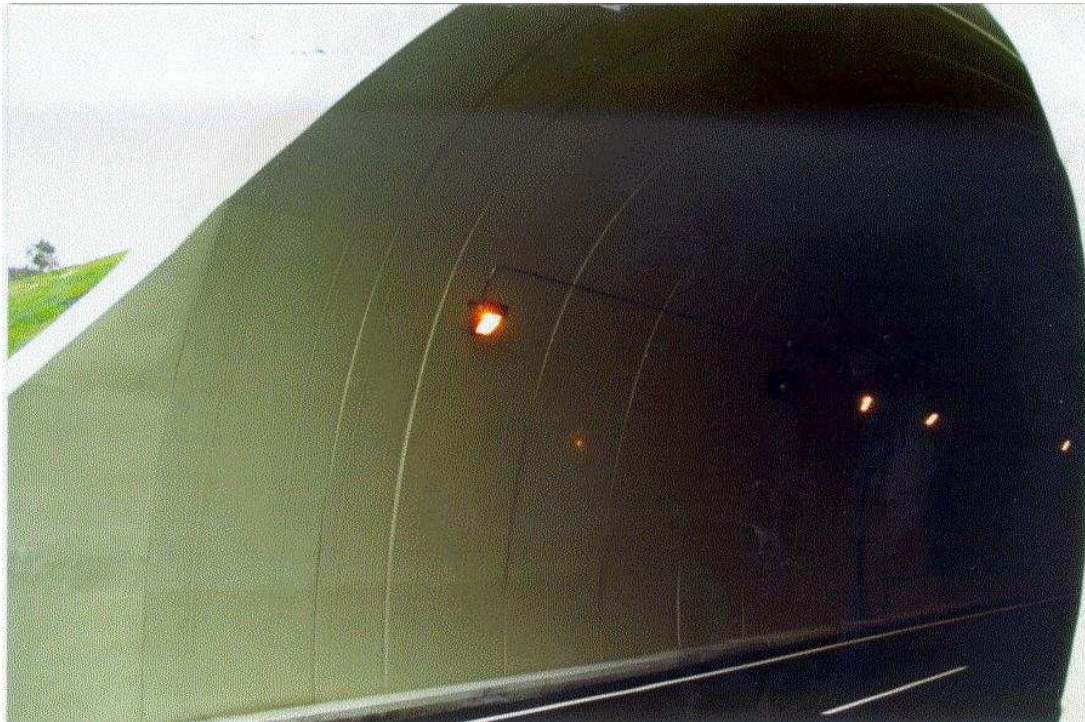


Foto 3: Vista del tramo de túnel ya reforzado

Por las mismas circunstancias que en el caso anterior se decidió realizar el refuerzo con laminados de CFRP. Previamente se reparó el hormigón dañado, se inyectaron las fisuras y se preparó la superficie adecuadamente. Finalmente se colocaron laminados de 5 x 0,12 cm cada 0,5 m. La longitud de cada laminado fue de 5,5 m, para un total en todo el refuerzo de 450 m.

## 2.4 Puente en Mallorca

En la salida norte de Palma de Mallorca existe un paso superior de la autovía, preparado para admitir las cargas normales de un puente. Debido a la construcción en las cercanías de una urbanización de viviendas, era necesario colocar una tubería de abastecimiento de aguas encima del puente. Este no estaba preparado para recibir las cargas de esa tubería cargada de agua con los necesarios coeficientes de seguridad. Debido a que no era posible perturbar el tráfico de la autovía que pasa por debajo se decidió utilizar el sistema de refuerzo con fibras de carbono. Como estas no es necesario apuntalarlas, el trabajo se podía hacer de una manera rápida y sin problemas de tráfico.



Foto 4: Aplicación de la resina sobre el laminado

Se reforzaron las 16 vigas en las dos calzadas, por medio de laminados de 8 x 0,12 cm. En total se colocaron 850 m.l. El trabajo se hizo por la noche (de 22,00 p.m a 6 a.m.), durante la cual el tráfico se desviaba a la calzada que no estaba siendo reparada. Por la mañana se podían reabrir ambas calzada y restablecer un tráfico normal. El tiempo de ejecución fue de 4 noches. Lográndose un rendimiento de más de 200 m.l cada noche.

## 2.5 Puente en Huelva

El puente sobre el río Odiel, en Huelva, fue dañado en uno de sus tramos por el impacto de un barco que se soltó de un astillero cercano. Una de las vigas de borde quedó totalmente inservible, con el agravante de que la conducción de abastecimiento de agua. Debido a la dificultad de la ejecución del trabajo a realizar (unos 10 m sobre la altura del mar) se decidió hacer el refuerzo con laminados de fibra de carbono.



Foto 5: Vista inferior de la viga del puente después de reforzarse

Primeramente se colocó una viga de acero que actuase de sustentación provisional, tanto de la viga dañada como de la plataforma de trabajo de debajo del tablero. Posteriormente se regeneró la forma del hormigón original, mediante un microhormigón colocado por métodos tradicionales. Finalmente se colocaron los laminados de 8 x 0,12 cm y una longitud de 18 m.l. La cantidad total colocada fue de 450 m.l. que se pusieron en un solo día.

## 2.6 Chalets en Marbella

En las afueras de Marbella se construyó una urbanización de más 100 chalets. Cuando ya estaba construida la estructura de todos ellos se apreció que había un cambio en la disposición en planta de los pilares que realmente se colocaron con respecto a la que aparecía en los planos y que fue utilizada para hacer los cálculos de la estructura. Por esta causa, los esfuerzos en el forjado reticular cambiaban, lo que dejaba a la estructura en unas condiciones de seguridad inadecuadas. Era necesario realizar un refuerzo de los forjados afectados.

El refuerzo se realizó pegando en los nervios afectados del forjado reticular laminados de fibra de carbono (Sika CarboDur). Esta solución se consideró la óptima debido a su rapidez de ejecución, a lo poco que afecta al desarrollo de la obra y a que era la que menos obligaba a destruir lo ya ejecutado (tabiques de partición, revestimientos,...)



Foto 6: Vista de el refuerzo de una viga que atraviesa una partición

## 2.7 Puente en la M-30

En el nudo de Manoteras, en la M-30 de Madrid, había un paso superior dañado en las vigas de borde de los tableros por los impactos de vehículos. Como el criterio más importante a la hora de realizar los trabajos era no interferir en el tráfico, se decidió hacer el refuerzo con laminados de fibra de carbono. Los trabajos se realizaron por la noche, transfiriendo el tráfico durante ese tiempo a la calzada que no estaba siendo utilizada. En total se colocaron 250 m.l de refuerzo.



Foto 7: Vista lateral del puente reforzado

## 2.8 Vigas en Rosario Pino

En un edificio en la c/ Rosario Pino de Madrid se realizó una rehabilitación total. Se demolieron todas las particiones y se dejó sola la estructura de hormigón armado, con vigas y forjado unidireccional. Como no se conocía exactamente la cuantía de armaduras existente, se decidió reforzar todas las vigas de la estructura. Se reforzaron las vigas tanto a flexión como cortante. Para la flexión se utilizaron laminados de fibra de carbono Sika CarboDur. Para el cortante se usaron angulares Sika CarboShear L, con los que se logra un mejor anclaje en el forjado.



Foto 8: Vista del refuerzo a cortante de una de las vigas

## 2.9 Refuerzo en plaza de toros

La plaza de toros tenía una edad de aproximadamente 30 años. Presentaba problemas de corrosión en el hormigón, debido principalmente a la carbonatación del mismo. No se apreciaban síntomas de una gran pérdida de sección en las armaduras.

Se decidió que, aparte de la reparación normal con morteros cementosos mejorados con resina, se debía hacer un refuerzo de las vigas radiales que soportaban todo el graderío. El refuerzo se hizo, tanto a flexión como a cortante. Para el refuerzo a flexión se colocaron laminados de fibra de carbono Sika CarboDur en cada uno de los laterales de la viga. Esto se hizo así debido a la imposibilidad de colocarlo en las caras inferior y superior, por la existencia de particiones y el graderío, respectivamente, que lo hacían imposible.



Foto 9: Vista exterior de la plaza de toros con las vigas reforzadas

### 3. Conclusiones

El refuerzo con laminados de fibra de carbono es una técnica novedosa, pero que tiene un gran número de ventajas sobre los sistemas tradicionales. Existen ya numerosos ejemplos en que se ha demostrado que la utilización de este sistema conlleva una reducción en los costes, en el plazo de ejecución y en las molestias causadas al usuario de la estructura que está siendo reforzada.

# **REFUERZO SÍSMICO DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO CON MATERIALES INNOVADORES**

Andrea Prota, Gaetano Manfredi, Alberto Balsamo, Edoardo Cosenza

Universidad de Nápoles Federico II, Italy

Giulio Morandini

Mapei S.p.A., Italy

## **Resumen**

El documento muestra los resultados de un estudio experimental sobre pilares de sección cuadrada de hormigón armado con carencias de diseño. Se consiguió una actualización del sistema antisísmico combinando conectores de acero y láminas de fibra de vidrio (GFRP). La comparación entre pilares tal y como se construyeron en un primer momento y pilares reforzados se presenta básicamente según la resistencia y ductilidad.

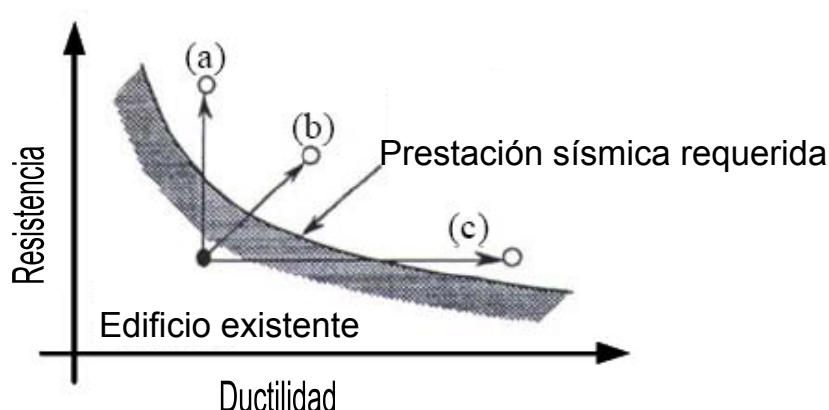
El análisis de los resultados de las pruebas confirma que la solución que se propone para el refuerzo sísmico de pilares con carencias de diseño es muy eficaz cuando es necesario cambiar el comportamiento plástico de los nudos de los pilares mediante el aumento de su resistencia a la flexión.

## **1 Introducción**

La mejora de las prestaciones sísmicas en estructuras de hormigón armado, diseñadas sin que existan prescripciones anti-sísmicas y, por lo tanto, dimensionadas para soportar únicamente cargas verticales, representa una problemática con grandes implicaciones sociales y económicas en Italia y en toda la cuenca del mediterráneo. De hecho, estas estructuras de barras de hormigón armado a menudo se caracterizan por tener un comportamiento global poco satisfactorio a causa de la poca ductilidad que ofrecen y de la ausencia de una jerarquía de resistencias que induzcan mecanismos globales de colapso. Bajo los efectos de un terremoto, dichas estructuras tienden a entrar en crisis por efecto de plastificación en la parte superior o inferior de los pilares, o bien en los nudos de los pilares con las vigas.

De hecho, el bajo grado de confinamiento de los pilares, debido a la presencia de pocos estribos o de estribos abiertos, puede provocar una crisis por flexión en la parte superior o en la inferior, con el consiguiente aplastamiento del hormigón comprimido no confinado, inestabilidad en las barras a compresión y deslizamiento de las de tracción. La ausencia de estribos en los nudos de los pilares con las vigas, especialmente si son externos, puede llevar a una crisis de carácter local debido a una rotura por corte del panel.

Para mejorar el comportamiento sísmico de estas estructuras de hormigón armado, se puede aumentar su capacidad de respuesta o bien limitar la sollicitación a que están sometidas en caso de terremoto. Según la técnica de refuerzo que se elija, se puede obtener una mejora del comportamiento estructural mediante: (a) un incremento de la resistencia y/o de la rigidez, (b) un incremento de la resistencia y de la ductilidad, o (c) un aumento únicamente de la capacidad de deformación, como se muestra en la figura 1.1.



**Fig. 1.1 Posibles estrategias de refuerzo sísmico**

Sin embargo, en el caso de que no se quiera o no se pueda proceder a una intervención de refuerzo, se puede reducir la vulnerabilidad actuando sobre la demanda (en términos de prestaciones) de la estructura prevista en caso de terremoto (sistemas de aislamiento en la base o de disipación energética, o bien intervenciones destinadas a la reducción de la masa global). El presente estudio aborda un tipo de intervención que se encuadra en la primera categoría de opciones posibles. Se persigue la mejora de las prestaciones globales actuando localmente sobre algunos elementos. Sobre la base de lo expuesto anteriormente, los elementos que requieren mayor atención para alcanzar dicho objetivo son los pilares y los nudos con las vigas. En este sentido, el estudio se centra en los pilares y examina una técnica basada en el uso de materiales compuestos para mejorar la respuesta sísmica de dichos elementos estructurales.

Las técnicas utilizadas tradicionalmente para el refuerzo de pilares de hormigón armado se han basado en el aumento de sección a base de hormigón armado, o en la aplicación externa de elementos metálicos (por ejemplo planchas, angulares u otros elementos). Estas estructuras se caracterizan por importantes aspectos críticos como la dificultad para asegurar la perfecta adherencia y colaboración entre el núcleo existente y la parte nueva, el aumento de las dimensiones geométricas, unos tiempos elevados de montaje, y un impacto elevado en el aprovechamiento ordinario de la estructura. En el caso del aumento de sección con hormigón armado, la intervención conlleva un incremento de la masa sísmica que influye, por consiguiente, en la rigidez elástica del elemento. En el caso de utilización de elementos metálicos, la durabilidad se convierte en un aspecto particularmente delicado, hasta el punto de que este tipo de intervenciones se desaconsejan en elementos en la intemperie o bien en ambientes húmedos (por ejemplo, en cimentaciones). El uso de materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibras (Fiber Reinforced Polymer - FRP) constituye una alternativa interesante a tales soluciones tradicionales. De hecho, además de sus altas prestaciones mecánicas, los FRP pueden

ser instalados de manera rápida y sencilla, no implican modificaciones sustanciales de la geometría de las secciones, y por lo tanto de la masa de los elementos, tienen un impacto menor en el uso ordinario de la estructura y muestran una elevada resistencia a la corrosión y al efecto de agentes químicos.

En los últimos tiempos se han realizado numerosas pruebas experimentales para confirmar la eficacia del refuerzo sísmico de pilares de hormigón armado mediante compuestos de FRP. Las pruebas, repetitivas y cíclicas, fueron efectuadas sobre pilares de sección cuadrada o rectangular reforzados mediante encamisado de fibra de carbono (CFRP) o de vidrio (GFRP); los elementos fueron sometidos a pruebas de compresión centrada o preso-flexión (con valores de relación de esfuerzo normal variable entre 0.33 y 0.56). Igualmente se llevaron a cabo estudios experimentales para comprobar la eficacia de los encamisados de FRP en la mejora de las prestaciones sísmicas de elementos que simulaban pilares ya existentes, sujetos a la corrosión de sus armaduras metálicas o dañados, antes de ser reforzados. También se comprobó la eficacia de las intervenciones locales en pilares con FRP mediante pruebas experimentales en estructuras de hormigón armado a escala real.

Las pruebas en laboratorio consistieron principalmente en refuerzos mediante encamisados de FRP, y quedó demostrada la eficacia de esta técnica para mejorar de manera substancial el comportamiento del hormigón comprimido en términos de resistencia y, sobre todo, de capacidad de deformación. Sin embargo, dicha intervención por sí sola podría no ser suficiente para mejorar el comportamiento de los pilares, especialmente de los expuestos a esfuerzos normales bajos. En estos casos, de hecho, el comportamiento del elemento tiende a ser controlado por una deficiencia en la flexión a causa de la armadura metálica longitudinal. Así pues, el confinamiento con FRP no permite modificar la modalidad de crisis de la sección, y por lo tanto, dicha intervención no implica incrementos substanciales en términos de capacidad de flexión, aunque permita, de todos modos, aumentar la ductilidad de la sección (curvatura última). Para modificar la jerarquía de las resistencias, aumentando así la resistencia de pilares de características similares, es necesario acompañar el confinamiento de FRP con un incremento de la armadura metálica longitudinal, oportunamente anclada en los nudos para que, de este modo, sea plenamente eficaz en las secciones en las que el momento flector es máximo (cabeza y pie). Incluso las normas CNR-DT 200 corroboran dicho principio, aunque se deja en manos del proyectista de la intervención de refuerzo la elección de la solución constructiva más adecuada para el anclaje del refuerzo longitudinal. Finalmente, cabe destacar que se realizaron diversas pruebas de laboratorio para comprobar la posibilidad de llevar a cabo dicho incremento de la armadura longitudinal mediante barras de CFRP pasantes en los nudos de las vigas con los pilares; el resultado de las pruebas dejó constancia que la contribución de dichas barras, con una elevada resistencia axial, es de todos modos limitada al verificarse la crisis por cizalladura ocasionada por una concentración de esfuerzos de corte, que pone de relieve la poca resistencia de dichas barras en dirección transversal (ortogonal en relación a las fibras).

## 2 Características de los pilares e instalaciones de prueba

El diseño de los pilares de pruebas se realizó con el objetivo de reproducir los elementos comúnmente diseñados y realizados en Italia entre los años 50 y 60. La definición de las dimensiones geométricas y de las armaduras metálicas se obtuvieron en base a un diseño que reproducía un edificio tipo de alrededor de tres plantas diseñado según las normas de aquella época. Se usó un hormigón con una resistencia cúbica media de 30 MPa y barras metálicas lisas del tipo FeB 22k. Cada elemento de prueba constaba de un pilar con su correspondiente base de cimentación (dimensiones 60×60×120 cm). El pilar era de 200 cm de altura, con una sección transversal de 30×30 cm<sup>2</sup> y disponía de una armadura longitudinal de (3+3)φ12 (porcentaje de armadura geométrica de 0,8%) con un recubrimiento de 3 cm; los anclajes fueron realizados con ganchos de 6 cm. de diámetro de curvatura, y con un extremo rectilíneo de 4 cm.

La armadura transversal estaba formada por estribos  $\phi 8/10$  cm; igualmente se previó una concentración de 5 cm. de paso en la parte superior de la columna para evitar crisis locales en la zona de aplicación de la carga. El anclaje de los estribos se realizó con un gancho de  $90^\circ$ . Se analizaron dos tipologías de pilares que sólo se diferenciaban por la modalidad de anclaje de las armaduras longitudinales en los cimientos. Se distinguen, en particular:

- Pilares tipo U: con armaduras longitudinales continuas desde la cimentación al pilar (Figura 2-a);
- Pilares tipo R: con armaduras longitudinales caracterizadas por un solape en la junta de hormigonado entre la cimentación y el pilar. La longitud del solape es equivalente a  $40\phi$  (48 cm) (Figura 2-b).

En cada una de las pruebas el pilar fue cargado inicialmente con un esfuerzo normal, manteniéndolo constante durante la prueba. Posteriormente, se aplicó una fuerza de corte horizontal; esta parte de la prueba fue realizada con control de desplazamiento. Los desplazamientos y las deformaciones fueron medidos mediante transductores LVDT y strain gage. La Figura 3 muestra un detalle de las instalaciones de prueba.

### 3 Estudio experimental

A día de hoy se han realizado 16 pruebas, de las cuales 8 repetitivas y 8 cíclicas. De los 8 pilares de cada serie, 4 son únicamente de hormigón armado, y 4 reforzados. Los 4 de cada grupo se diferencian entre si por la modalidad de anclaje de la armadura longitudinal en la cimentación (tipo U y tipo R) y por el nivel de esfuerzo normal aplicado (270 kN y 540 kN, que se corresponden, respectivamente, a relaciones de esfuerzo normal equivalentes a 0.12 y 0.24).

Como se ha detallado más arriba, pruebas anteriores realizadas por los mismos autores han mostrado la necesidad de que la integración de armaduras longitudinales se realice con un material capaz de soportar concentraciones de esfuerzos de corte para evitar posibles crisis por cizalladura; también es necesario usar un sistema suficientemente compatible con agujeros no del todo rectilíneos, practicados en las cimentaciones, en las vigas o en los forjados superiores existentes. El tejido de fibra metálica (SRP), que presenta una elevada resistencia a la tracción, puede representar una solución que responda a estos requisitos, al estar formado por un material isótropo que ofrece la posibilidad de formar un enlace que se vuelve rígido una vez fraguada la resina de impregnación.

Se ha observado que el encamisado de FRP usado para el confinamiento de los pilares, especialmente para aquellos de sección no circular, permite una mejora notable del comportamiento del hormigón comprimido, sin que ello conlleve, sin embargo, unos niveles elevados de esfuerzo en las fibras. En el caso de aplicaciones en estructuras bajo cubierta o en ambientes no agresivos, las fibras de vidrio pueden ser preferibles a las de carbono con el fin de reducir los costes de la intervención. En el caso de que se opte por esta alternativa, se debe garantizar la necesaria rigidez axial del encamisado, actuando sobre el número de capas para tener en cuenta el módulo elástico más bajo de las fibras de vidrio respecto a las de carbono. El uso de esta opción en una estructura a escala real ha confirmado la conveniencia económica y la eficacia estructural de los sistemas de confinamiento dimensionados de este modo.

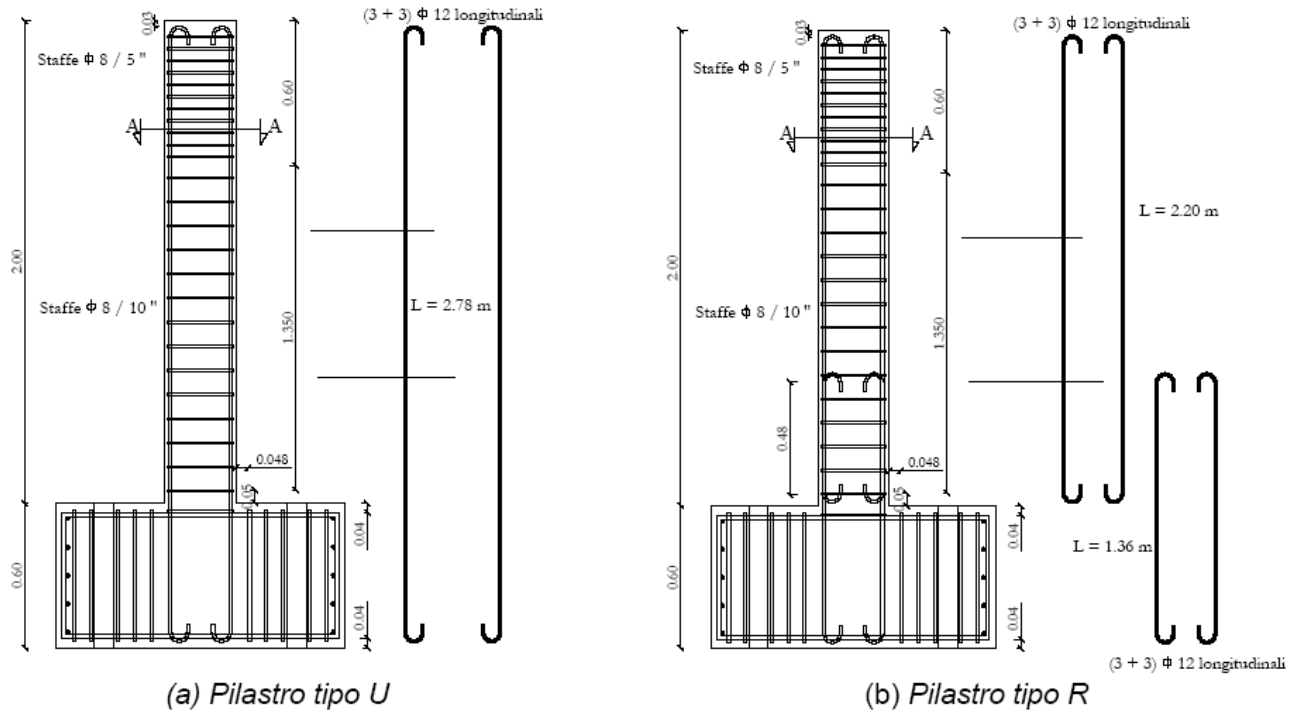


Fig. 3.1 Geometría y armadura de los pilares



Fig. 3.2 Vista de la instalación de prueba

A partir de las pruebas de caracterización mecánica de las fibras de SRP impregnadas con resina epoxídica, se ha observado que éstas muestran un comportamiento prácticamente elástico lineal hasta la rotura con una tensión última de 3070 MPa, un módulo elástico de 184 GPa y una deformación última de 0.017. Las fibras de GFRP utilizadas tienen un peso de 900 gr/m<sup>2</sup>; la caracterización mecánica ha confirmado también para este material un comportamiento elástico lineal hasta la rotura con tensión última de 1370 MPa, un módulo elástico de 65.6 GPa y una deformación última de 0.021.

Considerando tales características mecánicas de los materiales utilizados para el refuerzo, se procedió a construir los dominios de resistencia relativos a:

- una sección de hormigón armado únicamente;
- una sección de hormigón armado encamisada con dos capas de GFRP. Se utilizó un algoritmo de cálculo que tiene en consideración el confinamiento con FRP mediante la ley de Spoelstra y Monti;
- una sección con dos enlaces de SRP situados en el extremo traccionado (armadura longitudinal) y dos capas de encamisado de GFRP. Los enlaces de SRP fueron incorporados en el modelo de la sección como armadura longitudinal añadida sin recubrimiento y con su propio vínculo. Aunque en la práctica la disposición de dichos enlaces debería ser simétrica para tener garantías ante acciones cíclicas, para verificar la resistencia de la sección no se han tenido en cuenta los enlaces dispuestos cerca del extremo comprimido.

La comparación entre los tres dominios permite, ante todo, confirmar que, en porcentajes bajos de esfuerzo normal, el encamisado por sí mismo no tiene una incidencia significativa en la resistencia de la sección. Por otro lado, la aplicación del refuerzo de flexión con enlaces de SRP implica un incremento importante de la resistencia, sobre todo en la zona del dominio correspondiente a niveles bajos de esfuerzo normal. A medida que aumenta el esfuerzo normal, el dominio de la sección con enlaces y encamisado tiende a acercarse al de la sección con únicamente encamisado ya que, considerando nula la resistencia a compresión de los enlaces, su contribución tiende a cero cuanto más se comprime la sección. Partiendo de los dos esfuerzos normales aplicados en las pruebas (270 kN y 540 kN), el refuerzo de la sección con dos enlaces de SRP y dos capas de encamisado es capaz, teóricamente, de incrementar el momento último de la sección en un 64.5 % para N=270 kN, y en un 33.9% para N=540 kN. Dado que en ambos casos dicho incremento es mayor del 30%, que es el valor objeto del proyecto, ésta ha sido la opción adoptada para el refuerzo.

Jornada J2

## **Fachadas ventiladas**



# **INNOVACIÓN EN FACHADAS. NUEVAS TENDENCIAS Y SOLUCIONES**

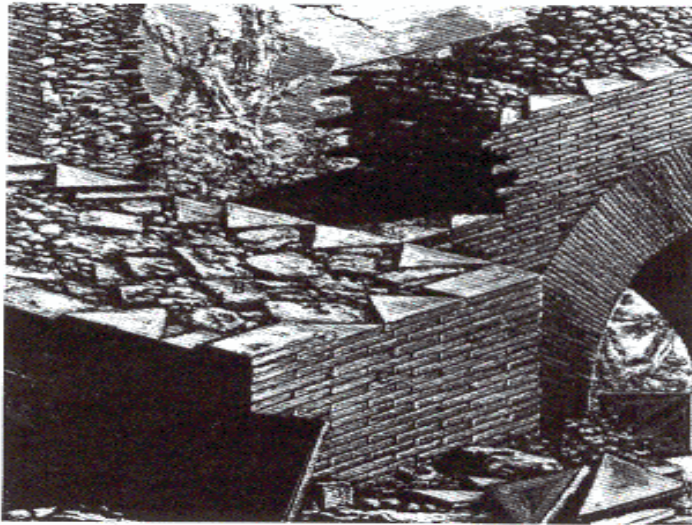
## **EXIGENCIAS, CÓDIGO TÉCNICO. MARCADO CE, DITE Y DIT**

**Antonio Blázquez, Arquitecto  
Coordinador del DIT y DITE.  
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja**

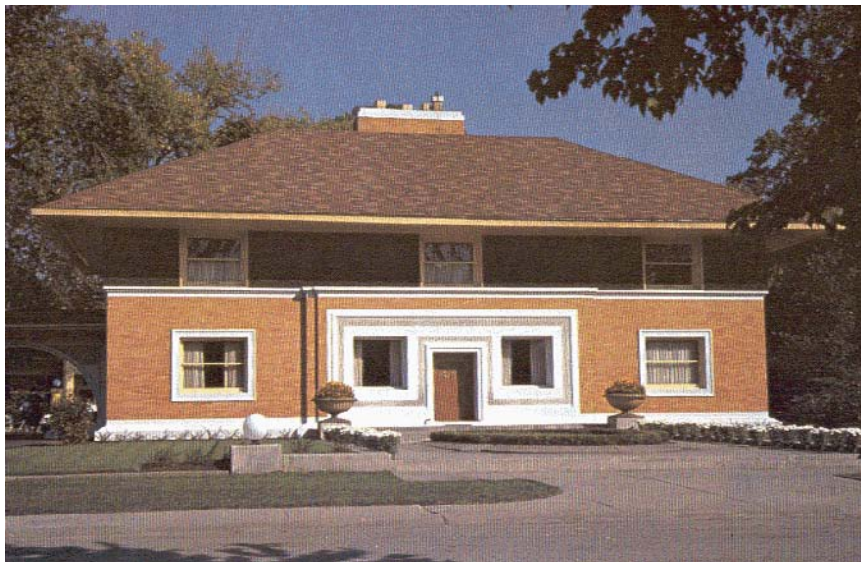
---

### **INDICE**

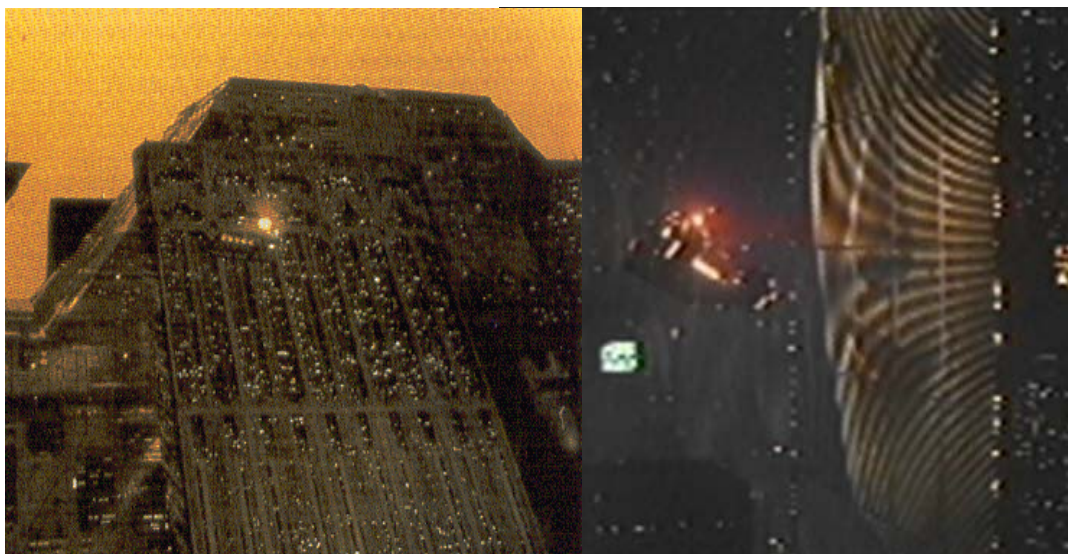
- 1. INTRODUCCIÓN.**
  - 2. DEL “EMPLECTON” A “BLADE RUNNER”.**
  - 3. TENDENCIAS EN LA INNOVACIÓN.**
  - 4. EXIGENCIAS. CÓDIGO TÉCNICO, DITE, MARCADO CE, DIT y DIT plus.**
-



El "emplecton"  
(Siglo VII a.C.)



Casa Winslow  
Frank Lloyd Wright (1893)



Blade Runner  
¿Futuro?

## 1. INTRODUCCIÓN

La fachada es, sin duda, uno de los componentes que más ha interesado e interesa a los arquitectos. La fachada, antes que la planta o la sección, es la primera impresión de la obra y su principal tarjeta de visita. Para la mayoría de los espectadores, sean técnicos o no, esta unidad de obra es la imagen del edificio; en muchos casos, la que explica su contenido o su función, sobre todo para aquellos que nunca tendrán la oportunidad de acceder a la misma.

Es tal su importancia relativa, que los arquitectos para referirse a otro componente del edificio como es la cubierta, acuñaron para ésta el término de “quinta fachada”, en la intención de resaltar su importancia tanto constructiva como estética.

La evolución natural de la sociedad que se refleja en el mayor nivel de vida de los ciudadanos ha generado nuevas exigencias a los edificios en general y a las fachadas en particular, requisitos que exigen de las soluciones constructivas prestaciones complementarias a muchas otras tradicionales. Muchos de estos requisitos se satisfacen a menudo con nuevas soluciones o soluciones innovadoras.

La fachada, en comparación con otras unidades de obra, es el componente con el que cualitativamente más se ha innovado en los últimos años. Para ello, ha sido preciso el desarrollo de su tecnología propia, pero además la del resto de los componentes del edificio y sobretodo la evolución de las ideas y la aparición de nuevos gustos estéticos.

El gran interés que despierta la fachada tiene que ver las numerosas soluciones que permite, según se localice, en países: nórdicos o meridionales, según su orientación: norte o sur; según la función del edificio: vivienda o comercial, público o privado; diferente también según la posibilidades económicas del promotor o el pudor estético de éste.

La fachada siempre ha sido la unidad para la máxima expresión artística de los diseñadores, pero sus limitaciones estructurales la han condicionado durante mucho tiempo a ser sólo “**el muro**” que separa del exterior y aunque la historia nos ha dejado innumerables ejemplos de creatividad con muros, no ha sido hasta la aparición de los entramados de hormigón, acero o madera, cuando han sido posible avances significativos que han dado lugar a innumerables soluciones constructivas. Como decía **Mies Van der Rohe**, ya en 1924, hablando de las fachadas ligeras: “*los edificios han pasado a ser de piel y huesos*”.

Esta independencia estructural es la que ha permitido la evolución hasta el concepto actual de “**envolvente** o de **piel del edificio**”.

La “piel” de nuestros edificios, está formada ahora por la adición de capas especializadas que deben dar respuesta a las viejas y nuevas exigencias, para hacer confortable y proteger el interior y a la vez ser la imagen de representación, un traje: la vestimenta de etiqueta o de *prêt a porter*. Y esta ligereza, permite a su vez, que muchos edificios ya construidos, por necesidades estéticas o funcionales, cambien “el traje” pasado un tiempo, lo limpien o sustituyan por otro más moderno o más eficaz, una sustitución, en principio, más al alcance de las fachadas ligeras.

Resulta interesante constatar por otro lado, que es ahora justamente cuando la fachada es más ligera y tiene menor espesor cuando más importante resulta su tercera dimensión.

La fachada ventilada es por tanto una evolución consecuente de la fachada o cerramiento tradicional del edificio ante las nuevas exigencias y nuevos gustos estéticos. Como veremos,

aunque su composición también ha evolucionado, puede resumirse que una fachada ventilada es un cerramiento multicapa o “multihoja” formado por una hoja interior, tradicionalmente de ladrillo o de bloque de hormigón, una cámara ventilada de anchura variable en la que habitualmente se coloca un aislamiento térmico, adosado a la hoja interior y una hoja exterior de diferentes materiales, según la imagen del edificio que se desee buscar, que queda unida a la hoja interior mediante subestructuras de madera, aluminio o acero.

La cámara de aire tiene varias funciones. Permite la colocación del aislamiento, en el exterior de la hoja interior, lo que evita la formación de condensaciones interiores y limita los saltos térmicos, facilita el efecto chimenea en la cámara, lo que disminuye las posibles condensaciones en la misma y proporciona una cierta estanquidad frente a la acción del viento y la lluvia, debido al equilibrio de presiones entre el exterior y el interior, mejorando, en definitiva las prestaciones del conjunto del cerramiento.

La fachada ventilada o trasventilada –que aún no tenemos claro, qué término es más preciso, aunque el segundo no aparece en el DRAE- parece que se ha puesto de moda. Es un mercado que además de resultar muy interesante para los técnicos, atrae a muchos productos; lo que añadido a las exigencias derivadas de la entrada vigor de nuevas normativas, como el Código Técnico de la Edificación (CTE) o la Directiva de Productos de Construcción (DPC) ha generado la aparición de numerosas propuestas en el mercado, soluciones además muy variadas tanto por los materiales, como por los procedimientos de colocación; sirva como ejemplo que el número de solicitudes de Documentos de Idoneidad Técnica (DIT) actualmente en tramitación en el IETcc para la evaluación de estos sistemas, es con diferencia, el mayor en comparación con otros grupos, además de suponer la mayor progresión de una familia concreta de productos en número de documentos realizados en los dos últimos años.

Sin embargo y a pesar de su auge reciente, aún para los que se dedican al análisis de estas soluciones, no está muy claro su funcionamiento. Como dicen **Cristina Pardal e Ignacio Paricio**<sup>1</sup>: *“Su estanquidad es imprecisa, su comportamiento acústico diverso y su proceso constructivo dubitativo”*.

## 2. EVOLUCIÓN: DEL EMPLECTON A BLADE RUNNER

Al principio la separación física entre las hojas que conforman una fachada se inició con soluciones pesadas.

Los primeros muros compuestos, de más de una hoja, que se conocen, se remontan al siglo VII a.C. con el **“emplecton”**. Un muro formado por dos hojas de piedra. La hoja exterior trabajada y la hoja interior, el núcleo, formada con relleno de fragmentos de piedra.

En la arquitectura romana el núcleo (*opus caementicium*) adquirió prácticamente todas las funciones resistentes. El núcleo se formaba con mortero (a partir de cemento hidráulico, obtenido con la mezcla de arena puzolánica mezclada con cal)<sup>2</sup> y fragmentos de piedra y la cara exterior actuaba como encofrado perdido.

<sup>1</sup> “La fachada ventilada y Ligera”. Cristina Pardal e Ignacio Paricio. Ed. Bisagra 2006

<sup>2</sup> Vitrubio (S I a.C.), en su Libro Segundo describía **el polvo de Puzol** como el que por su naturaleza producía efectos maravillosos y que se encontraba en la región de Bayas y en los territorios próximos al Vesubio, *“Este polvo, mezclado con la cal y la piedra machacada, no sólo consolida toda clase de edificaciones, sino que incluso las obras que se hacen bajo el agua del mar tienen solidez”*. M. Lucio Vitrubio **Los diez libros de Arquitectura**.

La separación física entre la hoja exterior y la interior se propuso en el año 1898 por el *"Builder Journal"* en lo que se denominó el **"Cavity Wall"**. El muro se proponía para una o dos alturas y estaba formado por una hoja interior resistente de ladrillo macizo sobre la que apoyaban los forjados y una hoja exterior también de ladrillo que pasaba por delante. Entre ambas hojas, conectadas con "llaves" metálicas, se dejaba una cámara de aire, que en realidad ventila con bastante dificultad, en la que se recogía, para su evacuación, el agua que pudiera atravesar la hoja exterior.

Aunque los antecedentes hay que buscarlos en la Roma clásica, incluso en la antigua Grecia, los ingleses "reinventaron" la solución, sugiriendo ya las primeras soluciones por razones de estanquidad de la hoja interior, allá por el año 1821. Existen otros precedentes de separación entre las hojas, en otros países, como el tabique pluvial utilizado en Cataluña aunque éste es difícil de fechar, o las soluciones de hoja exterior de madera iniciadas en los países nórdicos, verdaderos antecedentes de la fachada ventilada.

La separación entre las hojas generaba problemas hasta entonces desconocidos, como los movimientos diferenciales entre las mismas, y por ello se proponían ya soluciones específicas, como el uso de morteros elásticos para unión de las hojas.

Otros problemas, como las fuertes tensiones que se producían en la hoja exterior con la apertura de huecos, eran ya bien conocidos por algunos técnicos y arquitectos, y ya en el año 1893, **Frank Lloyd Wright** en su casa *"Winslow"*, se había adelantado con una propuesta en la que además de unir de la carpintería a una sola hoja, resolvía los esfuerzos transmitidos por el dintel a las jambas con una unidad de marco resistente. Este marco, que además definía formalmente el hueco, permitía los libres movimientos de las dos hojas del cerramiento.

Cuando la propuesta del *"Cavity Wall"*, se llevó a edificios en altura, las soluciones para anclaje y estabilidad de la hoja exterior, se hicieron más complicadas y hubieron de realizarse estudios más completos. Algunas de las consiguientes propuestas, se fundieron ya con soluciones para la estructura general que incorporaban los entramados (hormigón o acero).

Con los entramados, el hueco adquirió carácter propio. La ventana, limitada y restringida en su tamaño por las exigencias estructurales durante tanto tiempo, se vio liberada y comenzó a expandirse paulatinamente. Primero el hueco aumentó un poco por cada lado, después la **"fenêtre en longeur"** de Le Corbusier, sin limitación en horizontal y finalmente el muro cortina, el triunfo testimonial del hueco sobre el macizo.

Dice el arquitecto **Oscar Tusquets**, que lo verdaderamente difícil de proyectar en arquitectura, es el hueco.

En las fachadas ventiladas la importancia de la solución adoptada para el hueco es de enorme importancia para la idoneidad del conjunto. El hueco interrumpe la cámara ventilada, apoyándose habitualmente en la hoja interior, pero al aumentar cada vez sus dimensiones necesita de entramados estructurales, que en algunas propuestas sirven, a su vez, para encajar la hoja interior. Ahora, parece que la evolución natural de estas fachadas es hacia la sustitución de las hojas interiores pesadas (bloques de hormigón o ladrillo) por otras más ligeras aprovechando esos entramados precisos para ejecutar los huecos.

Esta evolución en la fachada de dos hojas: de la hoja interior pesada al entramado interior, tiene su culminación por el momento, en la fachada de tres hojas; una solución consecuente

con la dificultad para una hoja interior ligera de proporcionar las prestaciones que se solicitan al conjunto.

Aunque no puede decirse que la fachada ha evolucionado en una sola dirección: Fachada pesada – fachada ligera – fachada ventilada, lo cierto es que ha sido la innovación con las fachadas ligeras y ventiladas, la que ha permitido evolucionar a las fachadas pesadas que aún tienen una importante cota de mercado, especialmente en España. En gran medida sin duda, la presión comercial de las nuevas opciones ha obligado a mejorar la calidad y la innovación de las soluciones tradicionales pesadas basadas en el ladrillo, el hormigón o la piedra natural, y a la vez, estos materiales finalmente también se han aventurado a buscar soluciones innovadoras para las fachada ventiladas.

Pero la evolución de las fachadas no está ligada exclusivamente a sus aspectos más constructivos. Hay complementariamente algunos avances que se desarrollan de forma paralela a las de sus funciones constructivas, funciones diferentes a las derivadas de sus respuestas a lo que venimos denominando Requisitos Esenciales o Exigencias Básicas de las obras (resistencia mecánica y estabilidad, comportamiento al fuego, acústica, etc.).

Propuestas por ejemplo, como las formadas por paneles de captación fotovoltaica que dejan su lugar natural que es la cubierta, para integrarse en la fachada, pudiendo proporcionar una protección añadida frente a la lluvia, o esas otras que proponen un extra con mensajes comerciales ligados específicamente a sus propietarios con aplacados únicos y distintivos, o aquellas otras comprometidas con suministrar información a los espectadores ocasionales.

Pueden citarse algunos ejemplos de las primeras como el más conocido del Instituto del Mundo Árabe en París de **Jean Nouvel** con un sistema activado por un mecanismo electroneumático que cierra y abre los elementos de aluminio que regulan la entrada de luz en el edificio, cuya complejidad no ha permitido avances posteriores de relevancia o por ejemplo la propuesta del arquitecto **Miguel Brullet** en la biblioteca Pompeu Fabrá de Mataró, con módulos fotovoltaicos térmicos multifuncionales (TFM) donde se produce la circulación interior de aire a través de la cámara ventilada dispuesta detrás del panel exterior que integra entre dos láminas de vidrio laminado las células fotovoltaicas y sus conexiones interiores

Ejemplos de las segundas pueden ser la biblioteca de la Universidad de Branderburgo de **Herzog & De Meuron** con un acristalamiento simple parcialmente serigrafiado en blanco, la Imprenta Veenman, Ede de **Neutelings & Riedjick**, con elementos proyectados en exclusiva, o las numerosas ofertas de imágenes desarrolladas para fachadas ventiladas por las empresas españolas **Porcelanosa y Venis**.

Y ejemplos de las terceras pueden ser algunas iniciativas sugeridas en el cine, un arte que nunca ha estado distante de la arquitectura; recordemos por ejemplo las fachadas “escaparate”, las grandes pantallas de información de la película “**Blade Runner**”<sup>3</sup>, una propuesta de futuro, quizás no tan lejana ya, con esas grandes fachadas convertidas en televisores gigantes; fachadas en principio sólo aptas para informar.

Quizás el escaso desarrollo de estas propuestas tan avanzadas, si exceptuamos algunos intentos como el pabellón polideportivo en construcción de Wukesong, en Pekín (China) de **Burckhardt & Partner**, no sea sólo una carencia de medios tecnológicos, tal vez el natural recelo a su excesiva agresividad formal requiera aún un cierto tiempo de elaboración.

---

<sup>3</sup> Película del año 1982, dirigida por Ridley Scott, con Harrison Ford (como Deckard).

**Juan Navarro Baldebeg** es uno de los arquitectos españoles que ha considerado esta función: (...) *“Los edificios además tienen rostro, comunican, se dirigen al espacio común urbano. Hoy empieza a verse el uso de la piel como pantalla de proyección de información. Esta opción genera problemas cuando lo privado se adueña de lo público provocando una “intemperie” informativa.”*<sup>4</sup>

Muchas de estas nuevas y viejas soluciones no son todavía fachadas ventiladas; la hoja exterior, o bien es una hoja de cerramiento que forma un muro cortina o parte de un muro compuesto, o bien es una hoja adosada sin funciones esenciales para el confort interno. Sin embargo parece indudable que la natural evolución de estas propuestas sería en muchos casos, la separación, por razones técnicas, de esta hoja exterior, y adicionalmente también la provisión por el conjunto de otras prestaciones “más” constructivas, como son las de carácter térmico, acústico, etc.

Cabe añadir, en todo caso, que todos los requisitos (prestaciones) que una fachada proporcione son susceptibles de evaluar, incluso los extraordinarios citados anteriormente. La verificación de dichos requisitos, tanto más complejos cuanto mayores sean las funciones previstas, a menudo no queda totalmente cubierta por los estudios generales que analizan las fachadas, precisando evaluaciones específicas de cada solución.

### 3. TENDENCIAS EN LA INNOVACIÓN

Innovar, como dice nuestro Real Diccionario de la Lengua, es “introducir novedades”; Innovación, la “creación de un producto y su introducción en el mercado”.

Hace ya muchos años que en el estudio de la innovación, se adoptó lo que se ha denominado el “**modelo lineal**”. De acuerdo con este modelo, la ciencia conduce a la tecnología y la tecnología transforma la ciencia básica en aplicaciones comerciales, aplicaciones destinadas a satisfacer las necesidades del mercado. Es el sistema: **Ciencia, Tecnología, Empresa**, un modelo que ha sido utilizado por muchos Estados en sus políticas de calidad, entre ellos España.

Sin embargo, para los productos de construcción hemos podido comprobar, que las tecnologías derivadas directamente de la ciencia o del mercado pueden ser un camino a la innovación, pero la ciencia básica no siempre conduce a la innovación; de hecho, sólo un porcentaje muy pequeño de tecnologías llegan al mercado.

Investigadores como **Lundvall**<sup>5</sup> y **Nelson**<sup>6</sup>, sostienen el criterio de que el punto de partida para la aplicación del modelo lineal al producto de construcción viene más de la rutina de aprender de la experiencia, el conocido lema inglés: “*Learning by doing*” (“Aprender haciendo”), que de la interacción ciencia-tecnología.

También otros investigadores como **Von Hippel**<sup>7</sup> mantienen la opinión de que la tecnología puede desarrollarse independientemente de la ciencia, en tanto que la conexión con otros agentes, por ejemplo usuarios, puede ser muy importante.

<sup>4</sup> Tectónica Nº 2. Prólogo. ATC Ediciones S.L. **Juan Navarro Baldebeg (1997)**

<sup>5</sup> “Reflections on how to analyze national systems of innovation”. Kuusi. Helsinki, Taloustietio **Lundvall (1992)**

<sup>6</sup> “National Systems of Innovation: A comparative analysis”. New York/Oxford. University Press. **Nelson (1993)**

<sup>7</sup> “Lead users: a source of novel product concepts”. **Von Hippel (1986)**

Varios análisis sobre este proceso, como el realizado por el **Agrément South Africa (ASA)**<sup>8</sup>, y otro que hemos realizado en el **Instituto Eduardo Torroja**<sup>9</sup>, concluyen que además de las nuevas tecnologías son sobretudo los cambios en el mercado y las normativas los que más afectan al sector de la construcción y facilitan a las empresas la oportunidad de innovar.

Es por ello que modelos como: (*“Technology push and market pull”*) –**“la tecnología empuja y el mercado tira”**-, se utilizan a menudo para analizar la innovación.

Por un lado, **la tecnología empuja** con la utilización de nuevas tecnologías o nuevos procesos en el desarrollo o concepción de nuevos productos. El camino suele ser costoso y el tiempo necesario elevado –se necesitan importantes esfuerzos de marketing para introducir los nuevos productos-, por lo que este camino está más al alcance de las grandes empresas.

Por otro lado, **el mercado tira**, dando respuesta a las necesidades que van generándose, a menudo con la utilización de tecnologías existentes, sean del sector construcción o de otros sectores. El camino permite obtener ventajas inmediatas -reducción de tiempo y costes-, por lo que está más al alcance de las pequeñas y medianas empresas.

Aunque los dos factores están habitualmente interrelacionados, pueden citarse varios ejemplos para los sistemas de fachadas ventiladas:

Resultado del primer factor pueden ser las placas o “bandejas” de aluminio con núcleo de polietileno tipo **ALUCUBOND, LARSON o REYNOBOND**<sup>10</sup>, o las placas de resinas (laminados compactos) tipo **FORMICA COMPAC, PRODEMA, TRESPA METEON o MAX**<sup>11</sup>. Productos cuya alta tecnología no ha evitado las dificultades para incorporarse al mercado. El material ALUCUBOND, por ejemplo, se empezó a fabricar en 1969.

Como ejemplos del segundo factor pueden citarse, los “ladrillos” cerámicos tipo **FAVEMANC**<sup>12</sup> o **FRONTIS**, los hormigones polímeros tipo **ULMA**<sup>13</sup>, el aplacado cerámico tipo **STON-KER**<sup>14</sup> - **PORCELANOSA FV** de **PORCELANOSA BUTECH**, o las placas de cemento reforzadas con celulosa **NATURVEX**, pero también los sistemas de subestructuras de aluminio como el **MECANOFAX KARRAT S-7**<sup>15</sup> y el Sistema **UNYCLAD**<sup>16</sup>, o los nuevos sistemas a base de paneles de mortero reforzados con mallas de acero y celulosa. Productos que provienen de otros campos, pero que se adaptan para incorporarse a un mercado aparentemente receptivo y próspero.

La mayoría de las innovaciones que se producen en el campo de las fachadas ventiladas provienen de propuestas para fachadas ligeras y tienen que ver con mejorar el comportamiento de su hoja externa. Sin embargo, según la experiencia de que disponemos

<sup>8</sup> “*Innovation in the Building & construction Industry: Guidelines for SMMEs*”. **Agrément South Africa**.). (1999)

<sup>9</sup> “Innovación en Construcción”. **A. Blázquez** (2006)

<sup>10</sup> Placas todas ellas fabricadas mediante un proceso industrial resultante de adherir, de forma continua y en ambos lados de un núcleo de polietileno, dos láminas de aluminio aleado.

<sup>11</sup> Placas resultantes de un proceso industrial consistente en aplicar resinas termoendurecibles y termoestables sobre material de fibras de celulosa, sometiendo el conjunto a la acción combinada del calor y alta presión.

<sup>12</sup> Placas de gres extruido de gran formato con alvéolos interiores aligerantes.

<sup>13</sup> Material compuesto de distintos tipos de áridos ligados mediante resinas de poliéster.

<sup>14</sup> Nombre comercial de una nueva cerámica que ofrecen **Porcelanosa y Venis**, cuya novedad es su estructura única y homogénea para el soporte o sustrato físico y la capa vítrea adosada que constituye el exterior.

<sup>15</sup> Sistema consistente en la incorporación a placas de piedra natural (granito o mármol) o gres porcelánico de perfiles de aluminio mediante adhesivos.

<sup>16</sup> Sistema de entramado vertical y horizontal de aleación aluminio para sustentación de placas.

en la Organización Europea (UEAtc)<sup>17</sup> y el IETcc, para la implantación de esta última capa envolvente, ha sido necesario el desarrollo y evolución de los sistemas de fijación, que han permitido soluciones con materiales que con los anclajes tradicionales no podrían ser utilizados.

El sistema constructivo final de una fachada ventilada es el “kit” resultado de la suma de las diferentes hojas y la subestructura auxiliar, anclajes, fijaciones, etc. Sin embargo, la interacción entre los componentes del kit, ha sido siempre objeto de menor atención, por lo que en muchas soluciones existentes en el mercado, sin suficiente tecnología detrás, presenta aspectos claramente mejorables. Además, muchas de las soluciones ofrecidas por algunos fabricantes, poco interesados en general en evaluar sus productos, presentan insuficiencias para resolver los diferentes aspectos de una solución constructiva completa, como por ejemplo la definición de muchos puntos singulares: huecos (jambas, dinteles y alféizares), remates de arranque o finalización, pero sobretodo alternativas para la sustitución de elementos deteriorados, indicaciones sobre el apropiado mantenimiento, o condiciones a la ejecución, por ejemplo frente a los previsibles efectos de carácter reológico en estructuras de hormigón armado.

No es fácil conocer todas las propuestas o tendencias que hay en desarrollo, incluso las que se han ejecutado recientemente. Basta con echar un vistazo a las revistas especializadas de arquitectura para comprobar la convivencia de numerosas soluciones.

Una apreciación aproximada sobre las tendencias actuales, es la que suministran los Institutos dedicados a la evaluación de los DIT.

Según los Informes anuales de actividades de los Institutos pertenecientes a la UEAtc, a fecha de hoy, los fabricantes en general, demandan el DIT, no sólo en España sino en el resto de la Unión Europea, para las siguientes composiciones de fachadas ventiladas:

- Según el material de la hoja exterior: *Piedra natural (granito, mármol, pizarra), cerámica, hormigón o cementos reforzados con fibras, madera maciza, tableros de fibras de celulosa unidas con adhesivos, paneles sándwich, vidrio, metales (aluminio, cinc, cobre, acero galvanizado, titanio), PVC, Materiales Sintéticos y Composites.*
- Según el material de la subestructura soporte: *acero, madera, aluminio.*
- Según el material aislante: *poliuretano proyectado, planchas de poliestireno expandido o extruido, lana de roca.*
- Según el material de la hoja interior: *pesada (ladrillo hueco o macizo, bloque de hormigón), ligera (chapa o vidrio, con aislantes y trasdosados)*

Están casi todas las soluciones posibles y aunque hay otras tendencias al margen del material, como hemos citado en la introducción, todavía creemos que en algunos años serán los materiales los que permitan la evolución. Quizás, lo más significativo, sea como dicen **Pardal y Paricio**<sup>18</sup>, que los cambios serán menos físicos y más químicos; es decir más como consecuencia del empuje de la tecnología, más del resultado de la ciencia, con nuevos materiales impermeabilizantes, nuevos sellantes, nuevas “piedras” o composites,

<sup>17</sup> “Union Européenne pour l’agrément technique dans la Construction”. Organización europea que reúne a 18 Institutos representantes de otros tantos países europeos reconocidos para la concesión del Documento de Idoneidad Técnica (DIT).

<sup>18</sup> “La fachada ventilada y Ligera”. Cristina Pardal e Ignacio Paricio. Ed. Bisagra 2006

nuevas pantallas de plasma, etc., aunque también hay propuestas recientes basadas en la física, como los nuevos “ingenios mecánicos” para ventilación forzada de las cámaras, o para el control solar.

Por toda esta variedad de soluciones y aceptando que la innovación no cesa, debemos recordar la necesidad de establecer medios de evaluación de la idoneidad de empleo de las soluciones de forma previa a su incorporación definitiva a la obra, como única garantía para asegurar el comportamiento adecuado de las mismas; apreciación que sólo pueden realizar centros especializados. Esta evaluación ha dado lugar en el ámbito europeo (**UEAtc**) y también mundial (**WFTAO**)<sup>19</sup> a los procedimientos, denominados **Documentos de Idoneidad Técnica** (DIT) en España, **Avis Technique** en Francia, **Agrément Certificate** en Inglaterra, **Technical Appraisal** en Australia, **Technical Approval** en Japón, etc. ’

Por otro lado, la futura aprobación de la Guía **EOTA**<sup>20</sup> (“*Cladding kits*”) para revestimientos de fachadas, obligará, como se indica más adelante, a la obtención del **Documento de Idoneidad Técnica Europeo (DITE)** como paso previo al Mercado CE.

#### 4. EXIGENCIAS. CÓDIGO TÉCNICO. DITE, MARCADO CE Y DIT

En España, la regulación de las exigencias básicas de calidad que deben cumplir los edificios para satisfacer los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad queda establecida en el marco normativo que supone el “**Código Técnico de la Edificación**”, que desarrolla lo previsto en la disposición adicional segunda de la Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación en la Edificación (**LOE**)

El artículo 5.2 “**Conformidad con el CTE de los productos, equipos y materiales**”, establece tres artículos a considerar en relación con los productos.

En el artículo 5.2.1 se indica que los productos de construcción que se incorporen con carácter permanente a los edificios, llevarán el **mercado CE**, de conformidad con la Directiva de productos de Construcción (DPC).

En el artículo 5.2.4 se indica que también podrán reconocerse las certificaciones de conformidad de las prestaciones finales de los edificios, las certificaciones de conformidad que ostenten los agentes que intervienen en la ejecución de las obras y otras certificaciones que faciliten el cumplimiento del CTE.

En el artículo 5.2.5 se establece el reconocimiento de conformidad de aquellos productos, equipos y sistemas innovadores que dispongan de una evaluación técnica favorable de su idoneidad para el uso previsto concedida por las entidades autorizadas para ello.

Considerando que las certificaciones que se indican en el artículo 5.2.4 no están aún lo suficientemente definidas, ni queda aclarado por el CTE quién puede realizar en el primer caso las mismas, ni el alcance que tengan las segundas, ni tampoco lo que puedan significar para los productos, parece que la conformidad de los sistemas constructivos deberá principalmente justificarse mediante una evaluación previa que haya dado lugar a un marcado CE -en los supuestos que correspondan-, para el que antes se habrá obtenido el

<sup>19</sup> “*World Federation for Technical Approval Organisation*”. Organización que reúne a representantes de 21 Institutos de todo el mundo reconocidos por sus respectivos países para la concesión del DIT

<sup>20</sup> “*European Organization for Technical Approvals*”. Organización europea que reúne a los Institutos nominados por los 26 países de la UE para la concesión del Documento de Idoneidad Técnico Europeo (DITE).

**Documento de Idoneidad Técnica Europeo (DITE), o bien mediante un Documento de Idoneidad Técnica (DIT).**

El artículo 5.2.1 del CTE parece dejar claro la obligatoriedad –en consonancia con el artículo 2.1.b del Real Decreto 1630/1992 de la transposición española de la DPC<sup>21</sup>- de que los productos **-sean tradicionales o innovadores-** dispongan del Marcado CE; y el artículo 5.2.5 también parece aclarar que en los supuestos que el Marcado CE no sea posible - artículo 9.2 del RD 1630/1992- también considera conformes **-si son innovadores-**, a aquellos que demuestren el cumplimiento de las exigencias básicas mediante una evaluación como el DIT.

DITE y DIT, son pues diferentes en lo que se refiere a su alcance reglamentario, pero en lo relativo a su contenido ambos procedimientos son casi lo mismo: **Evaluaciones técnicas favorables de la idoneidad de un producto, sistema o kit, en función del uso previsto, considerando las exigencias o requisitos esenciales de las obras donde habrá de incorporarse de forma definitiva.**

Las exigencias son distintas en función del uso previsto, no son lo mismo para un panel a colocar en la fachada que para colocar en la cubierta, pero además dependiendo del producto, para un mismo requisito será preciso valorar también sus diferentes prestaciones.

Por ejemplo, si se utiliza una solución de cerramiento con placas de piedra de reducido espesor fijadas mediante anclajes especiales a una subestructura de aluminio, anclada a su vez al soporte interior; deberemos tener en consideración varias circunstancias, por ejemplo que si las piedras son porosas podría acumularse agua en sus poros, lo que en caso de helada generaría tensiones importantes y la posible rotura de los capilares de las mismas, con el consiguiente riesgo de colapso, pero si utilizamos en lugar de estas piedras naturales, otras de naturaleza artificial, por ejemplo un hormigón polímero o placas a base de resinas sintéticas termoendurecibles, los riesgos de daños por heladas no existirían, pero aparecerán nuevos imprevistos como en el caso de las placas, que las dilataciones y contracciones entre los elementos del aplacado y la subestructura son diferentes, pero además, opuestos, lo que con temperaturas elevadas supondría que las placas que pueden haber absorbido una cierta humedad se contraerán con el calor, mientras que la subestructura si es de aluminio, tenderá a dilatar. Los esfuerzos en definitiva se sumarán, y si no estaban previstos, podrían aparecer desórdenes de verdadera importancia, por ejemplo el colapso de las fijaciones con la posible caída de placas.

Los productos en definitiva serán idóneos y por tanto conformes con el CTE si permiten que las obras donde se incorporen satisfagan las exigencias básicas establecidas en el propio CTE.

En particular, para los productos o sistemas constructivos destinados a la construcción de fachadas ventiladas, la situación, considerando una a una las Exigencias Básicas establecidas en el CTE, es la siguiente:

- **Exigencias básicas de seguridad estructural (SE).** Estas exigencias se refieren más al comportamiento general del edificio, que al particular de los cerramientos. De acuerdo con lo establecido para esta exigencia en el CTE y también en la Directiva de Productos de Construcción, los sistemas de fachadas (incluidas las ventiladas) no contribuyen a la Resistencia Mecánica y Estabilidad de

<sup>21</sup> Real Decreto 1630/1992 de 29 de diciembre, modificado por el Real Decreto 1328/1995 de 28 de julio

los edificios donde son instalados, lo que quiere decir por tanto que no les resulta de aplicación esta Exigencia SE.

El análisis de acciones (viento, acciones térmicas, impacto, etc.) que deben tenerse en cuenta para que el sistema de fachada ventilada sea a la vez capaz de soportar las mismas y transmitir las a la estructura general, se definen en el Documento Básico Acciones en la edificación DB-SE-AE, en el que resulta particularmente importante la exigencia a viento en las esquinas de las fachadas, una asignatura pendiente de la anterior Norma Básica Española de Acciones en la Edificación (NBE-AE-88), que ha sido considerada ahora en el *Anejo D. Coeficientes para el viento*.

Del análisis del conjunto del CTE puede considerarse que el comportamiento estructural de la fachada ventilada, como de los cerramientos considerados no portantes, debe ser evaluado como se indica más adelante en el DB SU, desde su capacidad para mantener ante los esfuerzos a que es solicitada a partir del DB-SE-AE sus prestaciones ante el resto de exigencias que le sean de aplicación: SI, SU, HS y HE

- **Exigencias básicas de seguridad en caso de incendio (SI).** Son de aplicación las exigencias básicas siguientes:
  - *SI 1. Propagación interior.* Exigencias al conjunto del cerramiento y particularmente a la hoja (pared) en contacto con el interior, en función de los usos previstos.
  - *SI 2 Propagación exterior.* Una exigencia que afecta tanto al diseño de los cerramientos como a su comportamiento de reacción al fuego. Particularmente importante es la aplicación del punto 1.4 que establece limitaciones en la clase de reacción al fuego de los materiales que integran las fachadas ventiladas. La clasificación de los productos y elementos constructivos en función de sus propiedades de reacción al fuego se establece en el Real Decreto 312/2005 de 18 de marzo.
- **Exigencias básicas de seguridad en caso de utilización (SU).** Muchas de las exigencias a que se ve sometida una fachada, y que no pueden claramente clasificarse en otras Exigencias Básicas suelen considerarse bajo esta exigencia (SU); sin embargo la única exigencia que el CTE considera en el DB SU que tiene relación (indirecta) con las fachadas es la siguiente:
  - *SU 2 Riesgo de impacto.* Exigencias en relación con la caída de elementos de la fachada.

Por el contrario la Guía EOTA *Kits for external Wall Cladding* en desarrollo, si considerará la estabilidad y resistencia mecánica del kit en su Requisito Esencial Seguridad de Uso, evaluando que la solución de fachada, debe ser estable a la combinación de las solicitaciones externas e internas a que esté sometida.

El CTE deja pues un aparente vacío frente a estos requisitos, que sin embargo tienen especial trascendencia para los sistemas de fachadas, aunque en todo caso, estos y otros aspectos quedaron contemplados por capítulo III, **artículo 3.1.c.4 de la LOE**: *“Otros aspectos funcionales de los elementos constructivos o instalaciones que*

*permitan un uso satisfactorio del edificio*”. Artículo que aunque no ha sido desarrollado en el CTE, naturalmente no ha sido derogado.

- **Exigencias básicas de salubridad (HS).** Es de aplicación la exigencia básica siguiente:
  - *HS 1 Protección frente a la humedad.* La exigencia se refiere a la limitación del *riesgo* previsible de presencia de agua o humedad en el interior del edificio, y sus cerramientos.

El revestimiento debe clasificarse conforme al apartado 2.3.2 Condiciones de las soluciones constructivas.

La mayoría de los sistemas de fachadas ventiladas pueden clasificarse: R3 (*Resistencia muy alta a la filtración del revestimiento exterior*), B3 (*Resistencia muy alta a la filtración contra la penetración del agua*), C1 (*Hoja principal de espesor medio*). Complementariamente, en función del grado de impermeabilidad exigido, se podrá definir la ventilación de la cámara de aire (Capítulo 2.3).

En conexión con la exigencia de ahorro de energía (DB HE), la entrada de agua a la cámara de aire ventilada, que no es impedimento para el funcionamiento de determinados sistemas de fachada ventilada, no puede suponer el deterioro del aislante térmico. Complementariamente la limitación de condensaciones debe realizarse también según este DB HE, apartado 3.2.3

- **Exigencias básicas de protección frente al ruido (HR).**

Esta exigencia supone limitar dentro del edificio las molestias o enfermedades que el ruido pueda producir. Para la fachada ventilada, la hoja exterior es una primera barrera, que como se ha dicho no suele considerarse en el cálculo debido a la existencia de la cámara de aire ventilada, sin embargo los efectos debidos al movimiento de los aplacados por el viento (“tableteos”), no siempre tenidos en consideración, deben merecer una atención específica.

El comportamiento global de la composición de fachada debe ser analizado mediante ensayos y ser conforme con la actual NBE-CA-88 o el futuro DB HR

- **Exigencias básicas de ahorro de energía (HE).** Es de aplicación la exigencia básica siguiente:
  - *HE 1 Limitación de demanda energética.*

Una cualidad importante de esos sistemas de fachadas ventiladas es la limitación de puentes térmicos y la obtención de importantes prestaciones térmicas.

Habitualmente la cámara de aire de estos sistemas se considera *muy ventilada* y la resistencia térmica total del cerramiento se obtiene despreciando la resistencia térmica de la cámara de aire y las demás capas entre la cámara de aire y el ambiente exterior, e incluyendo una resistencia superficial exterior correspondiente al aire en calma, igual a la resistencia superficial interior del mismo elemento (DB-HE, Anexo E).

Estas **Exigencias**, los Documentos Básicos (DB) del CTE que las especifican y en su caso cuantifican, determinando la forma y condiciones en que deben cumplirse mediante la fijación de niveles objetivos o valores límite de prestación, y particularmente la relación con los métodos y procedimientos de evaluación previstos en la Guía Técnica **EOTA**<sup>22</sup>, serán analizados con posterioridad.

En lo referente a la conformidad de los productos o sistemas constructivos de fachadas ventiladas con el CTE, (artículo 5.2) la situación actual es la siguiente:

#### Artículo 5.2.1. Marcado CE

- Marcado CE en base a una **Guía Técnica EOTA**. Artículo 9.1 de la DPC

Por el momento no hay Guía. La Guía “*Cladding Kits*” (Kits de revestimiento exterior de fachadas), está actualmente en desarrollo, y no podemos establecer aún una estimación de fecha de finalización. A día de hoy **no** se puede obtener el marcado CE basado en la Guía, que es el único que CTE y la trasposición de la DPC considera obligatorio. El alcance y contenido de la Guía se analizará posteriormente.

- Marcado CE sin Guía. Procedimiento **CUAP**<sup>23</sup>. Artículo 9.2 de la DPC.

Este procedimiento permite solicitar el DITE mientras se desarrolla la Guía o en el futuro una vez aprobada la Guía, para aquellos productos que no estén cubiertos por la misma. Los sistemas de subestructuras, de momento no considerados en el borrador de Guía, parece que también podrán ser objeto de evaluaciones en base al procedimiento CUAP.

Los productos en estos casos podrán obtener –si son idóneos– el marcado CE, pero de acuerdo con nuestro CTE y la trasposición de la DPC, dicho marcado **no** es obligatorio, y **no** obliga por tanto a otros fabricantes a seguir el mismo procedimiento. En España no hay tramitaciones en curso; los fabricantes bajo estos supuestos han preferido solicitar un DIT.

#### Artículo 5.2.5 Sistemas innovadores

- Al no existir por el momento, para los sistemas de fachadas ventiladas, exigencia obligatoria de disponer del marcado CE y sin embargo, dado que sí es obligatorio acreditar la conformidad con el CTE, la evaluación técnica DIT parece la mejor, si no la única vía para los productos innovadores.

El listado de **DIT en validez**, concedidos por el IETcc, para sistemas de fachadas ventiladas se da en el siguiente cuadro:

<sup>22</sup> “*European Organization for Technical Approval*”. Organización que reúne a los representantes de los Institutos autorizados por los Estados Miembros de la UE para la concesión de los Documentos de Idoneidad Técnica Europea (DITE)

<sup>23</sup> “*Common Understanding Assessment Procedure*”.

DIT Nº	NOMBRE del SISTEMA	FABRICANTE	Material
339	MAX EXTERIOR F	TEINSER, S.A. (ISOVOLTA)	Resinas sintéticas termoendurecibles reforzadas por fibras de madera.
345-R	ALUCOBOND (Bandejas)	ALCAN ALUMINIO ESPAÑA, S.A.	Dos láminas de aluminio aleado con un núcleo de polietileno
346-R	ALUCOBOND (Placas remachadas)	ALCAN ALUMINIO ESPAÑA, S.A.	Dos láminas de aluminio aleado con un núcleo de polietileno
353	MECANOFAS KARRAT S-7	GRUPO MECANOTUBO	Subestructura
404	UNYCLAD	EUROGRAMCO, S.L.	Subestructura
405	LARSON PCA.	ALUCOIL, S.A.	Dos láminas de aluminio aleado con un núcleo de polietileno
453-A	PORCELANOSA GRUPO FV.	PORCELANOSA GRUPO AIE	baldosas cerámicas
473	TRESPA METEON FR.	GESTIÓN Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, S.L.	Resinas sintéticas termoendurecibles reforzadas por fibras de madera.
476	ULMA	ULMA HORMIGÓN POLÍMERO S. COOP.	Hormigón polímero
484	FAVEMANC XA	GRESMANC INTERNACIONAL S.L.	Placas cerámicas
485	REYNOBOND	ALCOA ARCHITECTURAL PRODUCTS SAS	Dos láminas de aluminio aleado con un núcleo de polietileno

Existen diversos sistemas en fase de estudio para Sistemas a base de resinas sintéticas de FORMICA, PRODEMA, COMPOSITES GUREA, para nuevas bandejas de aluminio de ALUCOIL, para nuevas placas cerámicas de GRESMANC, GRECO GRES, etc.

**El mercado CE.** en todo caso supondrá para los sistemas de fachadas ventiladas cuando se aprueben las Normas Armonizadas o Guías Técnicas EOTA, como lo es en general para todas las familias de productos de construcción, siempre una evaluación en el sentido minimalista, es decir, de requisitos mínimos y básicos que estén reglamentados en los Estados Miembros de la UE. Sin embargo, esto no debe interpretarse como que el Mercado CE considera exclusivamente prestaciones (valores) mínimas (*threshold levels*), ya que de hecho, tanto el **artículo 3.2 de la DPC**, como el **Documento Guía E** de la Comisión<sup>24</sup> que lo desarrolla, consideran que cada Requisito Esencial (Exigencia Básica en el CTE) puede dar lugar a diferentes niveles o clases en función de las posibles diferencias de condiciones de tipo geográfico, climático y de hábitos de vida a escala nacional, regional o local.

En dicho sentido nuestro CTE ya permite, la fijación de niveles objetivos o valores límite de prestación para las exigencias de los edificios. Para las fachadas ventiladas esto puede considerarse por ejemplo, como un determinado nivel de exigencias en función de la localización geográfica, del número de fijaciones de las placas (viento), ancho de las cámaras, espesor del aislante, o incluso del tipo de edificio (colegios, hospitales, etc.), valores que pueden ser diferentes a los definidos en otros países.

<sup>24</sup> Guidance Paper E. Levels and Classes in the Construction Products Directive

Si el producto que llega a una obra en España, dispone de un Marcado CE cuyo contenido no justifica los niveles de prestación exigidos en nuestro CTE, entonces el Marcado CE no es suficiente y el producto no deberá colocarse.

Esto significa que la primera tarea del técnico es decidir sobre el contenido del Marcado CE y su suficiencia en relación con la Reglamentación nacional (CTE), regional o local.

Pero además de los aspectos obligatorios cubiertos por el Marcado CE, existen otros voluntarios que pueden resultar necesarios para justificar la decisión de empleo de un sistema de fachada ventilada, en este caso.

Son aspectos que el Marcado CE no cubre, porque no están en relación con los Requisitos (Exigencias) esenciales, como por ejemplo la durabilidad del color, el mantenimiento, los aspectos medioambientales, el contenido en sustancias peligrosas, etc., pero sobre todo, algo tan de suma importancia como la **puesta en obra** de los sistemas.

Efectivamente la DPC no considera en su texto ni **el diseño ni la puesta en obra** de los productos, al entender y así fue confirmado posteriormente por el Documento Guía E, que ambos aspectos forman parte de la correcta ejecución de la obra y deben ser por tanto regulados por los Estados Miembros. Esta circunstancia que puede resultar incomprensible para los usuarios en general, tiene una explicación razonable basada en similares principios a los que menciona el artículo 3.2 de la DPC. Por ejemplo, nuestro Código Técnico (*HSI-1 Protección frente a la humedad, 2.3 Fachadas, 2.3.2 Condiciones de las soluciones constructivas*) define una forma concreta de construcción de la fachada en función de la existencia o no de un revestimiento exterior, el grado de impermeabilidad, etc.; una solución que no tiene porqué ser la misma en Alemania o Francia.

Como se establece el CTE y se recoge en el Estudio PRC<sup>25</sup> para evaluar los efectos de la DPC en los diferentes países de la UE, la manera de relacionar las prestaciones de los productos con las reglamentaciones nacionales es por medio de la puesta en obra o lo que se ha denominado **soluciones aceptadas**.

Una solución aceptada relaciona la prestación del edificio con las características declaradas del producto incluyendo las especificaciones necesarias para la puesta en obra del mismo:

**Solución aceptada = Especificación técnica de producto + Reglas de Puesta en obra**

En algunos casos excepcionales los DITE pueden incluir aspectos relacionados con la puesta en obra. En ese caso como para los DIT nacionales o el nuevo **DIT plus**<sup>26</sup>, un procedimiento establecido por la UEAtc como complemento al Marcado CE, estos documentos pueden ser considerados como soluciones aceptadas<sup>27</sup>, lo que nunca ocurre cuando el producto dispone del marcado CE basado en una Norma Armonizada.

En definitiva, el marcado CE (basado en Norma Armonizada o DITE), cuando por fin sea posible para los sistemas de fachadas ventiladas será una marca de conformidad, pero no siempre puede ser una marca suficiente.

<sup>25</sup> "Study to evaluate the internal market and competitiveness effects of Concil Directive 89/106/EEC (Construction Products Directive, CPD)". **PRC B.V. Division Bouwcentrum International**. 28-11-2006

<sup>26</sup> **El DIT plus** que emite el IETcc, equivale al *Application Document* o *Document d'Aplication* desarrollado por la UEAtc, una marca de calidad que cubre aspectos complementarios al Marcado CE.

<sup>27</sup> Parte I. Capítulo 2, Artículo 5.2 del CTE

El Mercado CE no es una marca de calidad; su alcance es el de permitir la libre circulación de los productos (como un pasaporte) pero es posible que en muchos casos no suministre toda la información que podamos considerar necesaria para proyectar la fachada (aspectos relacionados con el color, la sostenibilidad, el mantenimiento, etc.).

Por todo ello, será preciso comprobar previamente, **aunque ello suponga en algún caso ralentizar la utilización inmediata de las nuevas soluciones**, que el sistema que nos interesa utilizar como arquitectos, constructores o promotores, sea capaz de satisfacer los requisitos específicos del uso y localización del edificio proyectado, además de proporcionarnos suficiente información sobre aspectos no regulados y la puesta en obra; información que podremos investigar por nuestra cuenta como Técnicos, Entidades de Control Técnico, Aseguradoras, Usuarios, etc. o solicitar a Organismos capacitados para tal fin.

Creemos que utilizar sistemas que no dispongan de un estudio previo y completo de su idoneidad en función de todos los requisitos obligatorios o voluntarios, puede ser un riesgo difícil de asumir. Al fin y al cabo, la fachada ventilada es, como cualquier otra unidad de obra, una parte del proceso constructivo del edificio, que precisa no sólo teoría también práctica.

Como decía Vitrubio<sup>28</sup>:

*Es la Arquitectura una ciencia que debe ir acompañada de otros muchos conocimientos y estudios, merced a los cuales juzga de las obras de todas las artes que con ella se relacionan. Esta ciencia se adquiere por la práctica y por la teoría.*

*... Por tanto, los arquitectos que sin teoría, y sólo con la práctica, se han dedicado a la construcción, no han podido conseguir labrarse crédito alguno con sus obras, como tampoco lograron otra cosa que una sombra, no la realidad, los que se apoyaron sólo en la teoría.*

AB 26/04/07

---

<sup>28</sup> M. Lucio Vitrubio **Los diez libros de Arquitectura**



# **DE LA FACHADA VENTILADA A LA FACHADA DE DOBLE PIEL**

**Ignacio Fernández-Solla. Arquitecto**

**Arup Facade Engineering**



## 1. Introducción

Las fachadas ventiladas opacas, pese a su empleo creciente en los últimos años, son un sistema constructivo que todavía no se ha asimilado del todo, tanto por los arquitectos que las especifican en sus proyectos como por los propios fabricantes de las distintas soluciones disponibles en el mercado. El propósito de esta ponencia es analizar los puntos menos comprendidos de las fachadas ventiladas opacas, poniéndolas en relación con su equivalente en la parte transparente del cerramiento, las conocidas como fachadas acristaladas de doble piel.

Se ha escrito mucho sobre ambos tipos de fachadas multicapa por separado, pero se puede aprender algo más sobre los dos sistemas si los ponemos en relación y analizamos cuáles son sus criterios de diseño específicos. Así, descubriremos que el problema de la estanquidad, que es el origen de la fachada ventilada opaca y todavía una de las razones principales para su uso, está bastante bien resuelto en las fachadas acristaladas de doble piel, mientras que el talón de Aquiles de éstas últimas, el control de las ganancias de calor por radiación, no existe como problema en las fachadas opacas. Por otro lado, en ambos casos nos encontraremos con los conceptos de pantalla de lluvia y de equalización de presiones, que se entenderán mejor al analizar cómo se resuelven en uno y otro sistema de cerramiento. Finalmente analizaremos un aspecto prestacional de gran importancia en las fachadas de doble piel, como es su transmisividad térmica, descubriendo una paradójica correlación entre el aislamiento térmico y el comportamiento energético del edificio en su conjunto.

## 2. Una evolución paralela

Las fachadas ventiladas son un tipo especial de fachada multicapa en el que se intercala una cámara da aire, más o menos comunicada con el ambiente exterior, con el objetivo de mejorar la estanquidad al agua de lluvia y eliminar las humedades por capilaridad de las fachadas macizas.

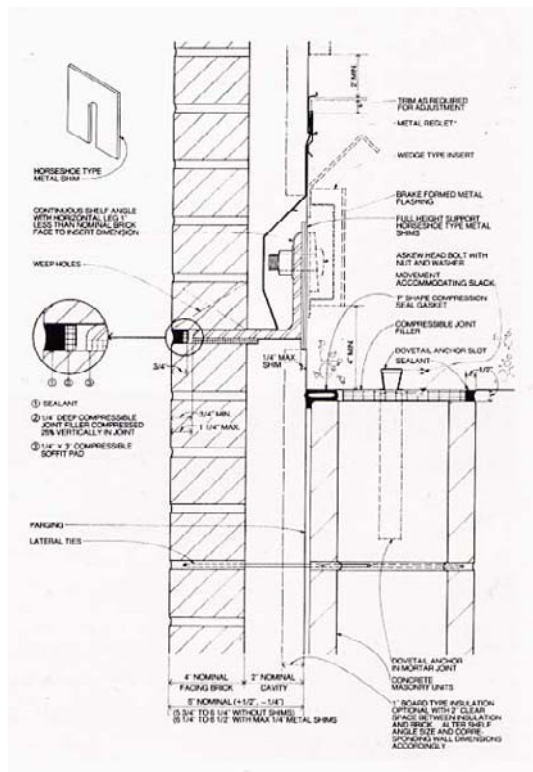


Fig 1: Doble hoja de ladrillo con cámara de aire

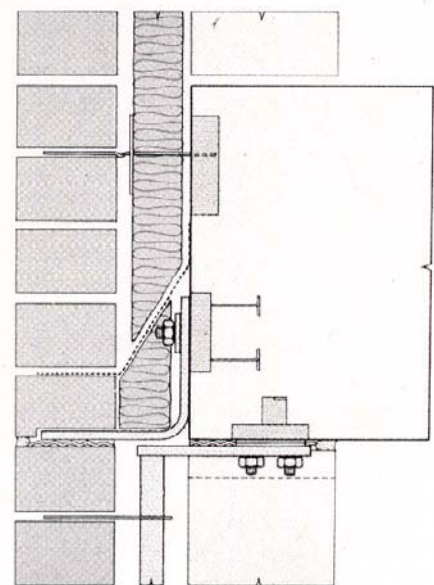


Fig 2: Doble hoja de ladrillo con aislamiento térmico

Desde la antigüedad clásica se han empleado muros de ladrillo separados por una cámara de aire en las fachadas de las bibliotecas, para preservar de la humedad a los libros. En estos casos se trataba de construcciones de fachada pesada, donde la estanquidad todavía depende del espesor del muro más que de su diseño estanco. El conocido 'cavity wall' inglés, o fachada de ladrillo de dos hojas, nace también como intento de reducir las humedades por capilaridad, tanto a través de la fachada como las provenientes de la cimentación. No obstante, no parece apropiado denominar fachada ventilada a la doble hoja de ladrillo porque el grado de ventilación de la cámara es mínimo y no se comporta como un cerramiento trasventilado propiamente dicho (ver figs 1 y 2).

El precedente constructivo de las fachadas ventiladas se encuentra en las construcciones tradicionales de madera del centro y el norte de Europa. Los cerramientos de las granjas suizas o noruegas, a base de listones horizontales colocados haciendo solape y permitiendo el paso de aire entre las lamas, sí se comportan como verdaderas fachadas ventiladas, puesto que consiguen la estanquidad eliminando las fuerzas que transmiten el agua desde el exterior hasta el interior del cerramiento. El famoso artículo de G. K. Garden<sup>i</sup> que supuso el nacimiento del concepto constructivo de las fachadas ventiladas, se basó precisamente en las investigaciones de O. Birkeland<sup>ii</sup>, un físico noruego que analizó el mecanismo de la penetración de la lluvia a través de los cerramientos en su país e introdujo por primera vez el concepto de ecualización de presiones.

De manera muy similar, las primeras soluciones de cerramientos acristalados de doble piel podemos encontrarlas en las mismas construcciones populares del norte de Europa, esta vez como respuesta a la pérdida de calor a través de las ventanas. Así, la doble ventana orientada al sur servía como mecanismo de retención del calor solar, creando un radiador gracias al efecto invernadero, mientras que en las orientaciones no soleadas la doble ventana actuaba como un reductor de las pérdidas de calor hacia el exterior. Merece destacarse que, a diferencia de las fachadas opacas, en las dobles ventanas de vidrio de la arquitectura popular suíza y noruega se podía retirar la hoja exterior en verano, lo que facilitaba la ventilación natural y eliminaba el efecto invernadero.

Tanto las fachadas ventiladas multicapa como las dobles ventanas tradicionales tenían algunos objetivos comunes. El primero, y más importante para las opacas, evitar la entrada de agua y de humedad. El segundo, más crítico en las ventanas, reducir las pérdidas de calor por transmisión en invierno. Y el tercero, común a ambas, crear un colchón térmico en la cámara que redujese las pérdidas o las convirtiese en ganancias netas por radiación, en el caso de las ventanas. Por su parte, las dobles ventanas tenían la función adicional de ventilar el espacio interior en las épocas del año en que resultaba conveniente hacerlo, para lo que o bien se abría una de las hojas, las dos, o se retiraba la hoja exterior por completo. Estamos ante un mecanismo de regulación climática manual pero no muy diferente a nuestros sofisticados sistemas 'mixed mode' de climatización contemporáneos.

### 3. Un concepto constructivo común: el principio de pantalla de lluvia

El principio de pantalla de lluvia, o 'rain screen principle' como se le conoce en inglés, está en la base del diseño de las fachadas ventiladas desde que fue planteado por G. K. Garden en 1963. Aunque se ha desarrollado mucho, la base del concepto sigue siendo la misma<sup>iii</sup>. Las infiltraciones a través de un cerramiento son el resultado de tres factores simultáneos: la presencia de agua, la existencia de una abertura en el cerramiento, y la acción de una fuerza que mueve el agua a través de la abertura. Si eliminamos uno de estos tres factores, no se producirá la entrada de agua en la cara interior del cerramiento.

El principio de la pantalla de lluvia consiste en fijarse en el tercero de los factores, y eliminarlo. En un edificio es muy difícil evitar que el agua de lluvia llegue a sus fachadas, aunque la arquitectura clásica – con sus frontones, líneas de cornisa y grandes aleros – nos enseña que se puede hacer bastante para reducir su impacto. Por otro lado, es casi imposible construir un cerramiento que sea completamente impermeable, pues por mucho cuidado que pongamos en la solución de las juntas, los movimientos entre distintos materiales y elementos van a provocar la existencia de aperturas en la piel exterior. En cambio, sí podemos diseñar una fachada multicapa con una pantalla exterior,

que detiene gran parte de los agentes exteriores pero cuyas juntas son abiertas. Al combinar esta pantalla con una cámara ventilada intermedia, y realizar una hoja interior con una barrera estanca al aire, habremos eliminado todas las fuerzas que llevan el agua desde el exterior al interior del cerramiento (ver fig 3).

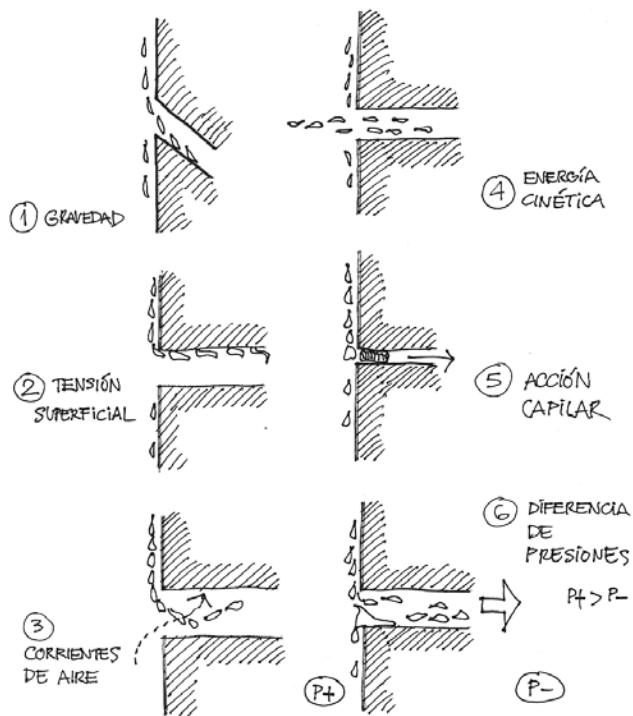


Fig 3: Las seis fuerzas que empujan el agua a través de las aperturas en un cerramiento

Los conceptos a considerar en el diseño de una fachada ventilada, que ya se han tratado en otras ponencias de esta jornada, son los de la junta abierta (ver fig 4), la formación de goterones, la cámara de aire con presión igual o semejante a la presión exterior, la barrera interior estanca y los sistemas de evacuación del agua infiltrada en la cámara intermedia, entre otros. No los expondremos de nuevo, por ser ya conocidos, pero vamos a repasar su aplicación a las fachadas de doble piel.

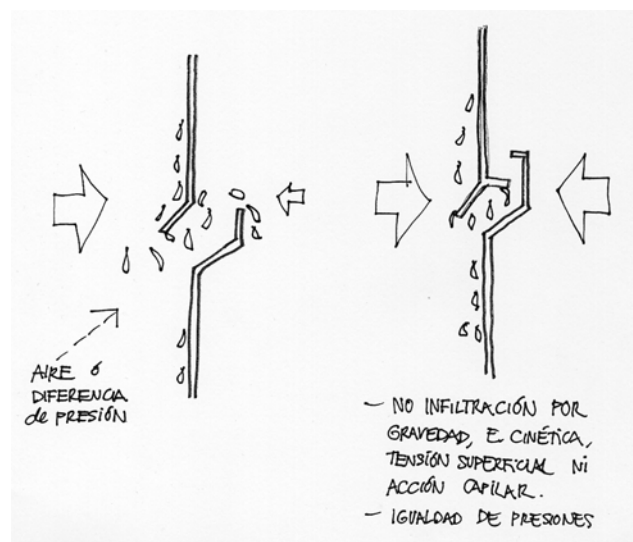


Fig 4: Diseños de juntas exteriores en una fachada ventilada para minimizar la entrada de agua en la cámara

En las fachadas acristaladas de doble piel nos encontramos con una trasposición casi idéntica del principio de pantalla de lluvia. La piel exterior suele tener juntas abiertas entre los vidrios, que pueden estar completamente abiertas – como sucede en las pantallas de vidrio abotonado, que dejan unas juntas entre 20 y 40mm entre vidrios – o bien estar abiertas en sentido horizontal o vertical solamente. El espacio intermedio se diseña para permitir la presencia de agua infiltrada y

para evacuarla al exterior en la parte inferior, ya sea en cada planta o cada grupo de plantas. La piel interior acristalada suele ser un muro cortina donde la barrera continua al aire la proporcionan las juntas interiores entre el acristalamiento y la periferia de montantes y travesaños. Cuando el muro cortina es de tipo modular, la barrera de aire se extiende a las juntas machihembradas entre módulos a base de doble barrera elástica, que permiten el movimiento relativo de los paneles sin poner en peligro la continuidad de la barrera de aire.

Es decir, en las fachadas acristaladas de doble piel se siguen exactamente los mismos principios de protección contra la entrada de agua de las fachadas ventiladas. Es más, en las fachadas de doble piel podemos encontrar los dos mecanismos de protección en que se dividen las fachadas ventiladas desde el punto de vista de estrategia contra el agua, y que a menudo se confunden o no son bien entendidos por los proyectistas y los fabricantes de fachadas ventiladas. Creemos que si los estudiamos desde la perspectiva de las dobles pieles de vidrio, las dos estrategias diferentes se entienden mejor ¿Cuáles son estos dos mecanismos?

#### 4. Fachadas trasventiladas frente a fachadas con ecualización de presiones

La aplicación práctica en construcción del principio de pantalla de lluvia ha dado lugar a dos soluciones diferentes de puesta en obra del mismo principio, y que es preciso distinguir para que su funcionamiento sea óptimo<sup>iv</sup>. Ambas soluciones emplean juntas abiertas en la hoja exterior y admiten la entrada de cierta cantidad de agua en la cámara intermedia. La más sencilla de las dos, conocida como fachada drenada y trasventilada( ver fig 5), depende de la capacidad de ventilación de la cámara para drenar el agua infiltrada primero y para secar las zonas húmedas de la cámara después. La segunda solución, conocida como fachada con ecualización de presiones (ver fig 6), se basa en una mayor compartimentación de la cámara para reducir drásticamente la entrada de agua reduciendo los períodos de desequilibrio de presiones a ambos lados de la hoja exterior. El segundo sistema minimiza mucho, y a veces anula completamente, la presencia de agua en la cámara ventilada. La diferencia entre ambos sistemas fue explicada en primer lugar por Anderson y Gill en su libro 'Rainscreen Cladding: a Guide to Design Principles and Practices'<sup>v</sup>.

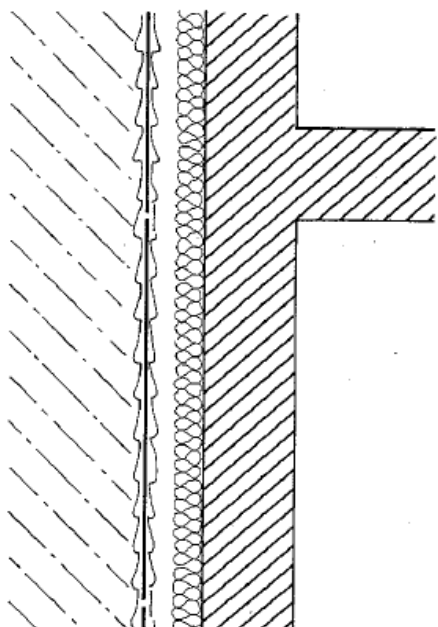


Fig 5: Esquema de fachada drenada trasventilada

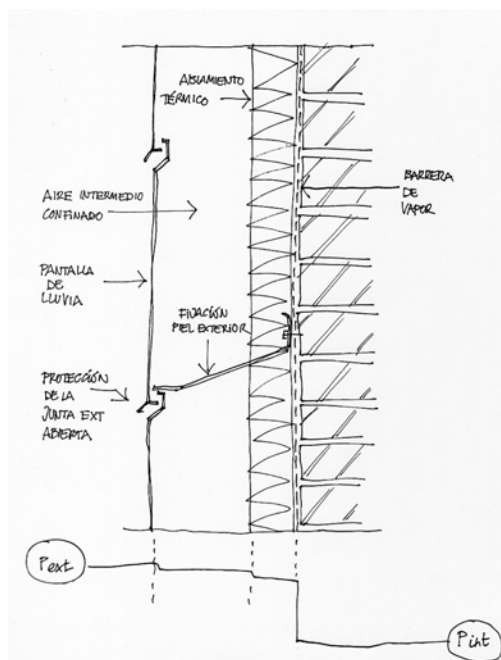


Fig 6: Esquema de fachada con ecualización de presiones

Estas son las características de diseño de las soluciones de fachada drenada y trasventilada:

- Las juntas de la piel exterior, aunque son abiertas, deben obstruir la penetración de agua debido a la energía cinética o a la fuerza del viento. El agua que consiga penetrar a través de las juntas correrá hacia abajo por la cara interna de la hoja exterior hasta que se encuentre con unos remates horizontales que la conducirán de nuevo al exterior del

cerramiento. Se acepta que algo de agua llegue hasta la cara exterior de la hoja interna de fachada.

- Los huecos de ventanas y las penetraciones que interrumpen la hoja exterior estarán rematados perimetralmente para recoger el agua infiltrada y conducirla al exterior o a los canales verticales de drenaje sobre los que se fija la hoja exterior.
- La función de la cámara de aire es facilitar la ventilación de las caras del cerramiento para permitir el secado por evaporación del agua no drenada por gravedad. Su espesor no es un requisito de diseño. Se requiere un mínimo de 25mm si la hoja exterior es de ladrillo, o de 10mm para hojas exteriores a base de paneles planos. Se pondrá cuidado en que no se obture la cámara para no detener el flujo de ventilación.
- La cara exterior de la hoja interna del cerramiento tendrá una barrera contra el agua y el aire. Su superficie evitará la aparición de recovecos en los que pueda acumularse el agua que llegue hasta la hoja interior.
- Para evitar la condensación en la hoja interior se recomienda la instalación de una barrera de vapor lo más hacia dentro posible de la hoja interior, y siempre por dentro del aislamiento térmico.
- La hoja exterior se diseñará para resistir el 100 % de la carga de viento, tanto por efecto racha como en forma de corriente continua, ya que la cámara no está ecualizada y la presión no se transmite en su totalidad a la hoja interior.
- Los cerramientos drenados y trasventilados no están diseñados para ser completamente estancos en su hoja exterior. Por tanto, los ensayos de estanquidad in situ sólo pueden realizarse sobre el conjunto de las dos hojas de fachada completamente terminadas.

Por su parte, las características de diseño de las soluciones de fachada con ecualización de presiones son las siguientes:

- El elemento diferenciador respecto a la solución trasventilada es la compartimentación de la cámara de aire. La razón de subdividir la cámara en zonas de pequeño tamaño es que así se consigue una rápida ecualización (igualación) de la presión de aire a ambos lados de la hoja exterior. La rapidez en alcanzar el equilibrio de presiones es fundamental porque las condiciones de presión de viento sobre una zona de una fachada varían de intensidad, e incluso de signo, en períodos de tiempo muy cortos (inferiores a un segundo). Una adecuada compartimentación permite ajustar las presiones de la cámara a condiciones de presión estática (flujo laminar) y dinámica (flujo turbulento, rachas).
- El número y la geometría de los compartimentos en los que se divide la cámara de aire se calcula en función del volumen de la cámara (su espesor y superficie), así como de la superficie de las juntas, a través de la cual se producirá el intercambio de presiones. Así, la superficie de los compartimentos será mayor en una zona central de un edificio de varias plantas que en las esquinas, donde la intensidad del viento y la aparición de rachas serán muy superiores (ver fig 7).
- El área efectiva de las juntas de la hoja exterior a través de las cuales se realiza la ecualización de presiones también es objeto de cálculo. Dependerá de la estanqueidad de la barrera al aire de la hoja interior, de la rigidez estructural del cerramiento y del volumen de los compartimentos en que se ha subdividido la cámara.
- Los compartimentos reducen hasta eliminarlo el flujo de aire vertical y lateral que se da en las fachadas trasventiladas, con lo que limitan la infiltración de agua a través de las juntas debida a la diferencia de presiones.
- Para evitar la condensación en la hoja interior se recomienda la instalación de una barrera de vapor lo más hacia dentro posible de la hoja interior, y siempre por dentro del aislamiento térmico.
- En teoría la hoja exterior se puede diseñar para resistir una carga de viento inferior a la de cálculo, ya que la presión se transmite en su totalidad y de forma casi instantánea a la hoja

interior. El valor de disminución, si se utiliza, deberá justificarse por medio de ensayos de túnel de viento llevados a cabo en soluciones similares.

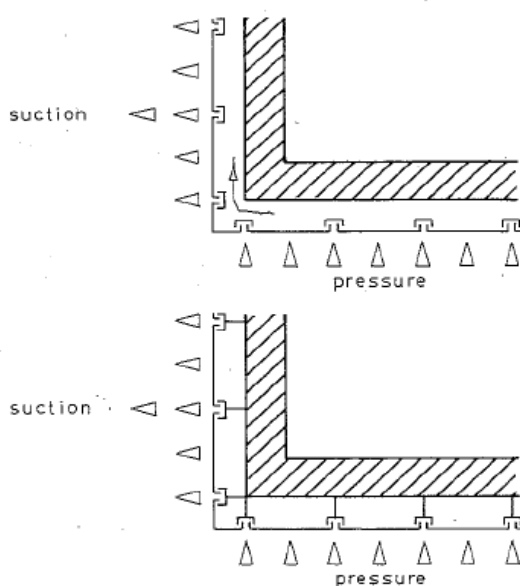


Fig 7: movimiento de aire en la esquina de la cámara abierta (arriba) y compartimentada (abajo)

Hasta aquí las diferencias entre las fachadas trasventiladas y ecualizadas en sistemas opacos. ¿Cuál es la trasposición de ambos sistemas a las fachadas acristaladas de doble piel? Para responder a esta pregunta, y aclarar las diferencias entre ambos sistemas, vamos a ver a continuación los cuatro tipos constructivos más habituales de fachadas de doble piel, que se pueden clasificar a su vez como trasventilados o ecualizados por su funcionamiento.

## 5. Tipos de fachadas acristaladas de doble piel

La fuente más completa para describir las fachadas de doble piel es el libro de Oesterle y otros, 'Double-Skin Facades'<sup>vi</sup>, del que hemos extraído la clasificación tipológica que sigue.

Todas las fachadas acristaladas de doble piel se construyen según el principio de multicapa: una hoja exterior de vidrio, que por lo general es transparente en su totalidad, una cámara de aire intermedia de espesor variable entre 200 y 1500mm, y una hoja interior que suele estar formada por un muro cortina con doble acristalamiento, en el que una parte es de visión y el resto son paneles opacos. A partir de aquí empiezan las diferencias. Veamos los cuatro tipos fundamentales:

### Fachadas multiplanta

Se trata del tipo más común en España, como ejemplo próximo podemos citar los edificios de Distrito C, la nueva sede de Telefónica en Las Tablas de Rafael de La Hoz. En este tipo de fachadas la cámara intermedia está completamente comunicada, tanto en horizontal como en vertical. Se trata de hecho de un único espacio, que puede a su vez estar abierto en los extremos superior e inferior, o bien tener un sistema de apertura y cierre en función de las temperaturas exteriores. Esta última posibilidad facilita el aprovechamiento de la cámara como radiador natural por efecto invernadero en invierno, al tiempo que permite la evacuación del aire caliente en verano. En el caso de Telefónica se han abierto además las esquinas verticales, por lo que la función de la piel exterior es exclusivamente acústica. El acceso a la cámara se puede efectuar mediante góndola o insertando pasarelas pisables con rejillas (ver fig 8). El empleo de una doble piel multiplanta está recomendado en casos donde las exigencias principales sean de tipo acústico. Se asume que los ambientes interiores serán ventilados mecánicamente, pudiéndose usar la cámara para la toma de aire exterior. El mayor riesgo de las fachadas multiplanta en nuestro clima es el sobrecalentamiento de la cámara en las plantas superiores de la doble piel, que puede ser acusado en verano incluso con la parte superior ventilada.

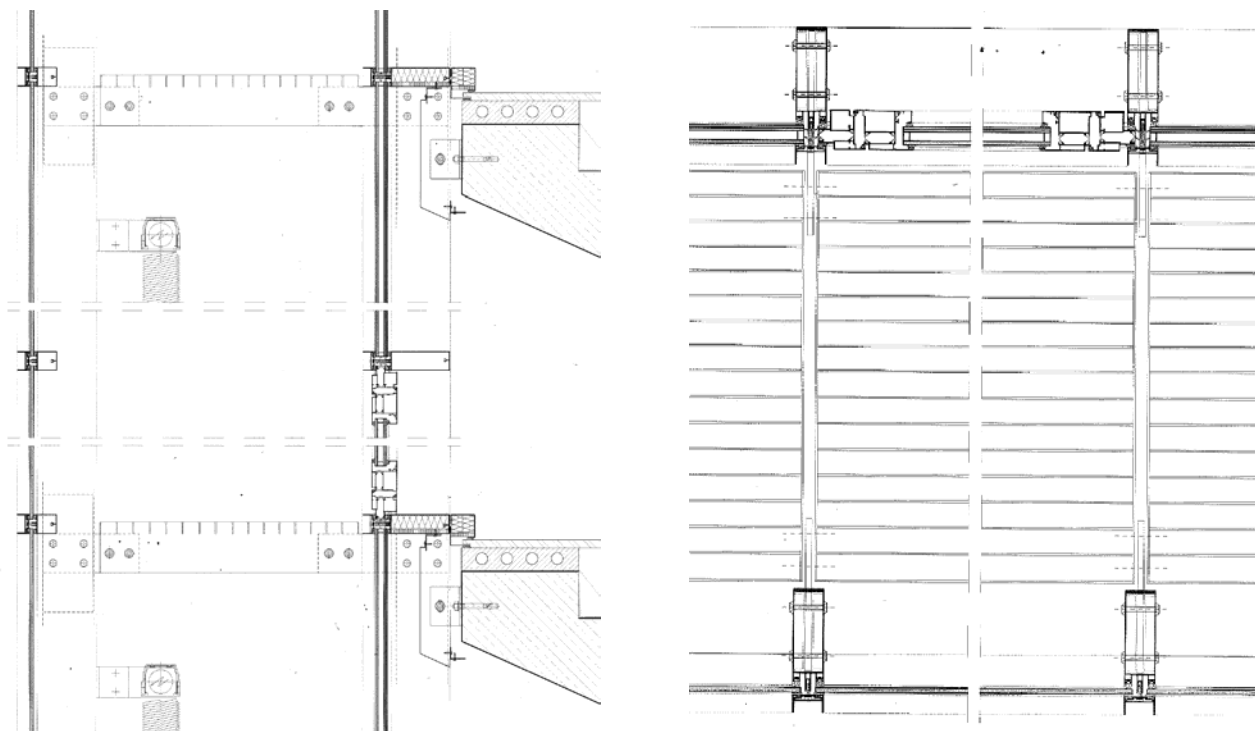


Fig 8: Fachada de doble piel tipo multiplanta. Sección vertical y planta tipo.

### Fachadas corredor

En este tipo de fachadas de doble piel la cámara está limitada verticalmente entre plantas, y forma un único espacio a lo largo de cada planta, lo que facilita su acceso para mantenimiento. Se suelen cerrar las esquinas por cuestiones acústicas, de sectorización de humos y de compartimentación de la cámara, evitando corrientes entre las zonas de presión y de succión próximas a la esquina. Al exterior se aprecian unas rejillas longitudinales en cada planta, a través de las cuales se realiza la entrada y la salida del aire de la cámara. Suelen disponerse las tomas y salidas de aire al tresbolillo entre plantas consecutivas, para evitar que el aire viciado de una planta entre en la inmediata superior. Las temperaturas de la cámara son uniformes entre plantas al no haber comunicación térmica en vertical. La ventilación en épocas de verano puede ser un problema cuando se quiere evitar el sobrecalentamiento. Se suelen instalar ventanas a la cámara para beneficiarse de la temperatura intermedia en invierno. Un riesgo a evitar en las fachadas corredor es el puente acústico que se produce entre espacios consecutivos con ventanas a la cámara, pues el sonido rebota en la piel exterior y pasa a los espacios anexos.

### Fachadas cajón

En este tipo se llega al extremo de que cada módulo de fachada tiene su propia cámara, que por tanto está cerrada vertical y horizontalmente. Es un tipo constructivo fácil de ejecutar en obra, pues los módulos de fachada se construyen como cajones en taller y se instalan en obra mediante grúas, como las fachadas modulares de piel simple, incorporando todas las capas de vidrio, rejillas, ménsulas y elementos de ventilación. Se corresponde con el esquema tradicional de doble ventana. Se incluyen necesariamente ventanas en la piel interior, que permiten aprovechar la cámara caldeada en invierno y permiten el acceso a la misma para mantenimiento (ver fig 9). No se dan problemas de puente acústico entre espacios contiguos. Es un tipo de doble piel adecuado para ambientes con altas exigencias acústicas, tanto exteriores como interiores, y en climas donde predomine el invierno. El riesgo está en el sobrecalentamiento de la cámara por escasez de ventilación en verano, lo que unido a su elevado precio hace que se emplee poco en nuestro clima. Un tipo singular de fachada cajón es la denominada fachada respirante, en la que la cámara es muy pequeña, entre 150 y 200 mm, y a la que no se accede para mantenimiento, pues la ventilación de la cámara se produce a través de unos filtros que retienen las partículas de polvo.

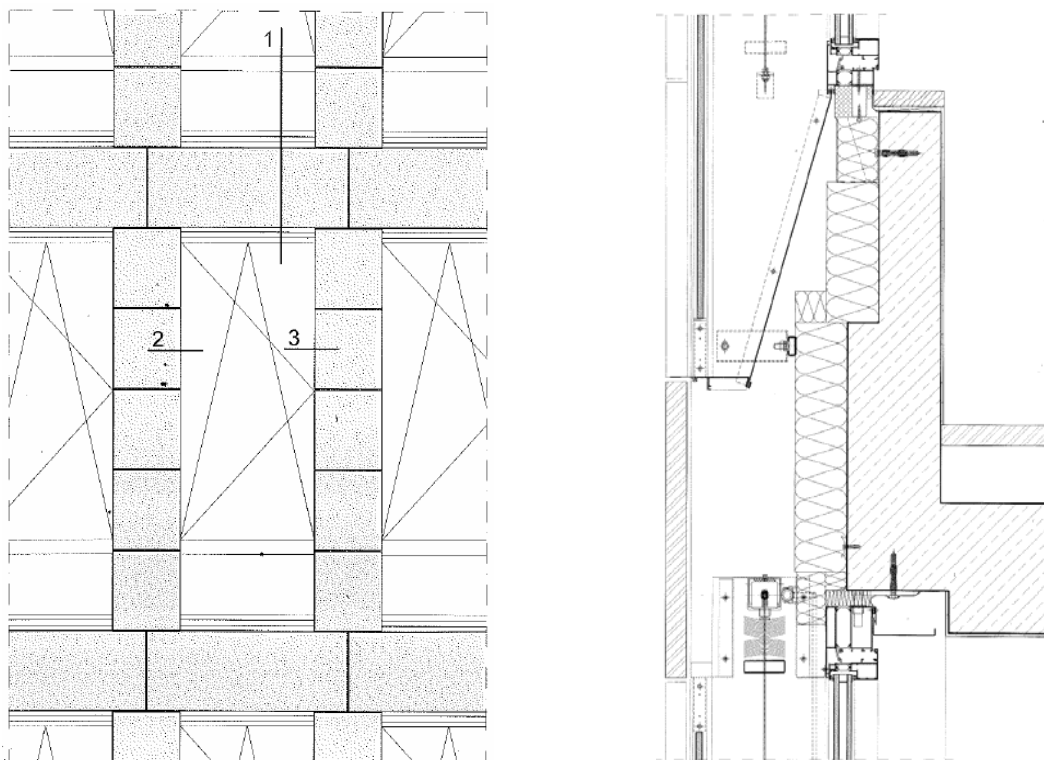


Fig 9: Fachada de doble piel tipo cajón. Alzado frontal y sección vertical

### Fachadas cajón – chimenea

Se trata de una variante de las fachadas cajón, formada por bandas verticales alternadas de módulos cajón y de módulos comunicados en vertical, a modo de chimeneas, a los que se comunican lateralmente los primeros. Así, los módulos cajón que tienen ventanas siguen estando independientes entre sí, pero el tiro de las chimeneas intermedias (que puede ser natural o forzado) refuerza la ventilación en verano. De esta forma se disminuyen además las rejillas al exterior. Ya que el tiro no puede ser demasiado alto, este sistema se limita para edificios o grupos de plantas de poca altura, 6 o 7 plantas como máximo.

Analizados los cuatro tipos, podemos ahora determinar a qué sistema de fachada ventilada corresponde cada uno. Los extremos están claros: la fachada de doble piel multicapa, con la cámara compartida, corresponde a una fachada drenada y trasventilada, mientras que la fachada cajón con cámaras independientes coincide con una fachada ecualizada. Es más, las fachadas cajón son las fachadas ecualizadas por excelencia, y su funcionamiento se explica por sí solo. Por su parte, las fachadas corredor son también fachadas drenadas y trasventiladas, pues aunque el movimiento de aire en la cámara es menor, se necesita éste para la ventilación, con lo que la ecualización de presiones no será efectiva. Finalmente, las fachadas de tipo cajón – chimenea son una solución mixta. Cuando se abren las compuertas laterales de los cajones para conectarlos a las chimeneas se trata de un caso trasventilado, pero cuando se mantienen cerradas el funcionamiento de las cámaras cajón es ecualizado.

## 6. Conclusión: una comparación entre doubles fachadas ciegas y acristaladas

Es interesante comprobar que, en todos los casos de fachadas de doble piel acristaladas, el problema a resolver no es la estanquidad frente al agua, sino la obtención de unas prestaciones térmicas mejores para los edificios en climas fríos. Esto es debido a dos factores distintos pero coincidentes, que diferencian las fachadas acristaladas de doble piel de las fachadas ventiladas opacas.

¿Por qué la estanquidad no es un problema en las dobles pieles acristaladas? La razón está en la solución constructiva de la hoja interior, que consiste en un muro cortina de vidrio y aluminio. Si nos acercamos a analizar el muro cortina interior en detalle, descubrimos que estos sistemas incorporan una hoja exterior (la formada por las tapetas de aluminio o por las juntas de goma exteriores), una cámara ventilada (el espacio alrededor de los acristalamientos) y una barrera interior al agua y al aire (formada por las juntas interiores de acristalamiento o por la cara interior de las bandejas en las zonas opacas). Es decir, el muro cortina constituye por sí mismo un sistema de fachada ventilada. ¿De qué tipo? Atendiendo al pequeño tamaño de la cámara de aire entre los vidrios y a lo largo de los montantes, y al hecho de que ésta se interrumpe cada dos o tres plantas, estamos ante un sistema clásico de fachada con ecualización de presiones. Por tanto, el hecho de que la hoja exterior de la doble piel actúe como fachada drenante o como fachada ecualizada es secundario: el control de la infiltración del agua y del aire está resuelto en la hoja interior.

Si la cuestión clásica de la estanquidad y la infiltración está resuelta, en seguida veremos que las fachadas dobles acristaladas pueden generar otro problema, de tipo térmico. Efectivamente, las dobles pieles de vidrio nacieron para reducir el consumo energético de calefacción en edificios de oficinas, y se emplean preferentemente para usos terciarios en climas fríos. Sin embargo, su popularización puede hacer que se empleen de manera contraproducente. Puede suceder que el consumo total de energía de un edificio con doble piel sea superior al de un edificio con una piel simple de muro cortina convencional. La razón de esta contradicción aparente está en el equilibrio entre tres factores: las cargas internas (generadas por los ocupantes, los ordenadores y los equipos), las ganancias por radiación a través de la fachada acristalada, y las pérdidas por transmisión a través de los cerramientos exteriores.

Un estudio reciente realizado por Arup<sup>vii</sup> ha analizado la relación entre la transmisión térmica a través de una fachada acristalada (que se mide mediante el coeficiente U) y las cargas de refrigeración y calefacción en edificios de oficinas en el clima de Londres. El resultado obtenido es sorprendente para Londres, pero no lo es tanto para nuestras latitudes, como veremos en seguida.

El estudio calculó las emisiones anuales de CO<sub>2</sub> debidas a refrigeración y calefacción en un edificio de oficinas tipo, situado en el centro de Londres, considerando distintos porcentajes de superficie acristalada en todas las orientaciones y distintos valores de transmisividad térmica U para la fachada acristalada. Como era de esperar, a mayores porcentajes de superficie acristalada se corresponden mayores emisiones anuales de CO<sub>2</sub>. Ello se debe al aumento de refrigeración para contrarrestar las ganancias de calor por radiación en verano, y también al aumento de calefacción para compensar las pérdidas a través del vidrio en invierno. La carga de refrigeración en verano es más significativa cuando la orientación de la fachada acristalada es Sur o Este. En la orientación Oeste sería también mayor, pero no se aprecia tanto su efecto debido a que se supone que el edificio se vacía a las 7 de la tarde, al terminar la jornada laboral.

Lo sorprendente viene cuando se modifican los valores de U del cerramiento acristalado. Al pasar de un coeficiente U medio de 2,2 W/m<sup>2</sup>°K a otro de 1,4 W/m<sup>2</sup>°K, el resultado es que las emisiones anuales de CO<sub>2</sub> para las orientaciones Sur y Este aumentan para porcentajes de vidrio por encima del 75% del total de la fachada. La razón de este resultado, anómalo a primera vista, es que el aumento de las cargas de refrigeración contrarresta la disminución de las cargas de calefacción<sup>viii</sup>. El valor U de 2,2 W/m<sup>2</sup>°K es precisamente el de un muro cortina de una sola piel con un vidrio de altas prestaciones, como los empleados hoy en España. Y el valor U de 1,4 W/m<sup>2</sup>°K corresponde al de una doble piel típica. Si se han obtenido estos resultados para Londres, no cabe duda de que los mismos valores para Madrid o Barcelona serán todavía más acusados, pues las emisiones por calefacción son mucho menores que las de refrigeración. En cambio, en Moscú una reducción del coeficiente U como la indicada sí supone una clara reducción de las emisiones anuales de CO<sub>2</sub>.

En definitiva, una fachada clásica de doble piel situada en Europa meridional puede reducir las pérdidas por transmisión térmica en invierno, pero al mismo tiempo puede aumentar y mucho las cargas por radiación que debe absorber el sistema de refrigeración en verano. ¿Cuál sería la tipología de fachada de doble piel que nos permitiese reducir el consumo energético tanto en invierno como en verano? En otras palabras, ¿existe una doble piel acristalada ideal para el clima del sur de Europa? La respuesta es afirmativa, y la tenemos una vez más en la solución de doble ventana con contraventanas exteriores de la construcción tradicional, o en la ventana con visillos y

contraventanas de librillo de toda la costa mediterránea. Efectivamente, lo que necesita la fachada acristalada de doble piel mediterránea es un sistema de generación de sombras por fuera de la piel interior, que reduzca el factor solar en verano (lo que nuestro CTE describe como factor solar modificado), y que se aproveche de la doble piel en invierno. El que la piel exterior de vidrio pueda eliminarse totalmente, y sustituirse por unas lamas de vidrio serigrafiado u otro material de bajo factor solar, queda a la elección del proyectista y al cálculo tanto térmico como económico en cada caso.

Pero nos atrevemos a pronosticar que así es: en lugar de dobles pieles de vidrio, que no se justifican ni por razones de estanquidad ni por razones térmicas, mejor nos iría invirtiendo en buenos sistemas de control solar exteriores, regulables a voluntad y de mantenimiento fácil. En cambio, para las zonas opacas nada mejor que una buena fachada ventilada, capaz de reirradiar hacia el exterior el calor solar que incide sobre la piel externa, manteniendo la cara interior del cerramiento fresca durante todo el día.

---

<sup>i</sup> G. K. Garden, 'Rain Penetration and its control', Canadian Building Digest nº 40, National Research Council Canada, 1963. Está disponible en [http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/cbd/cbd040\\_e.html](http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/cbd/cbd040_e.html)

<sup>ii</sup> Ø. Birkeland, 'Curtain walls', Handbook 11B, Norwegian Building Research Institute, Oslo 1962.

<sup>iii</sup> Para un buen resumen actualizado del principio de la pantalla de lluvia, ver John Straube, 'Pressure moderation and rain penetration control', Ontario Building Envelope Council, Canadá 2001. Está disponible en [http://www.civil.uwaterloo.ca/BEG/Downloads/Pressure\\_Moderation\\_Seminar.PDF](http://www.civil.uwaterloo.ca/BEG/Downloads/Pressure_Moderation_Seminar.PDF)

<sup>iv</sup> Un artículo reciente donde se explica claramente la diferencia entre ambos sistemas es 'Understanding the rainscreen principle', Metal Construction Association, diciembre 2006. Está disponible en [http://www.metalconstruction.org/pubs/pdf/mca07\\_Rainscreen.pdf](http://www.metalconstruction.org/pubs/pdf/mca07_Rainscreen.pdf)

<sup>v</sup> J. M. Anderson y J. R. Gill 'Rainscreen Cladding: a Guide to Design Principles and Practices'. CIRIA y Butterworths, Londres 1988.

<sup>vi</sup> Oesterle, Lieb, Lutz y Heusler, 'Double-Skin facades. Integrated Planning'. Ed. Prestel, Munich 2001.

<sup>vii</sup> M. Kragh y A. Simonella, 'The missing correlation between thermal insulation and energy performance in office buildings', ponencia presentada en la International Conference on Building Envelope Systems & Technology, Bath, marzo de 2007.

<sup>viii</sup> El resultado obtenido en el estudio, para una fachada con el 100% de vidrio en orientación Sur situada en Londres, estimaba las emisiones anuales por refrigeración y calefacción en 13,1 kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup> cuando el coeficiente U de la fachada es de 2,2 W/m<sup>2</sup>°K, y 13,9 kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup> cuando el coeficiente U de la fachada es de 1,4 W/m<sup>2</sup>°K. Es decir, una disminución en 1/3 del coeficiente U, que supone una mayor inversión inicial y una menor transmisión luminosa, da como resultado un aumento del consumo energético anual del 6%.

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE FACHADA VENTILADAS

**ASPECTOS GENERALES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO Y  
EJECUCIÓN DE FACHADAS VENTILADAS.  
CÁLCULO DE ESFUERZOS. SUBESTRUCTURA Y FIJACIONES**

---

Rosa Senent Domínguez, arquitecto

Documento de Idoneidad Técnica

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja - CSIC



## ÍNDICE

1. Requisitos estructurales para fachadas ventiladas
  - 1.1 Situación frente al Código Técnico de la Edificación
  - 1.2 Requisitos estructurales
    - 1.2.1 Peso propio
    - 1.2.2 Sobrecarga de viento
    - 1.2.3 Acciones sísmicas
    - 1.2.4 Mantenimiento (cargas puntuales horizontales)
    - 1.2.5 Impacto
    - 1.2.6 Acciones higrotérmicas
    - 1.2.7 Deformaciones impuestas por el soporte
2. Esquema estructural. Componentes y materiales
  - 2.1 Hoja exterior
  - 2.2 Subestructura y fijaciones
    - 2.2.1 Aluminio
    - 2.2.2 Acero inoxidable
    - 2.2.3 Acero galvanizado
    - 2.2.4 Madera
    - 2.2.5 Tornillería
3. Marco Normativo
  - 3.1 Normativa de obligado cumplimiento
  - 3.2 Normativa de carácter voluntario
  - 3.3 Otras normativas y fuentes de información
  - 3.4 Borrador de Guía EOTA – Requisitos estructurales
4. Análisis estructural
  - 4.1 Determinación de acciones
    - 4.1.1 Según CTE-DB-SE
    - 4.1.2 Según UNE 41957-1:2000
    - 4.1.3 Acciones gravitatorias - Peso propio
    - 4.1.4 Acción del viento
    - 4.1.5 Acción sísmica
    - 4.1.7 Ejemplo de determinación de acciones
  - 4.2 Limitación de deformaciones
  - 4.3 Análisis de elementos
    - 4.3.1 Elemento soporte
    - 4.3.2 Subestructura
    - 4.3.3 Hoja exterior
5. Fijaciones y anclajes
  - 5.1. Mecanismos de fijación
  - 5.2 Sistemas de anclaje



## 1. REQUISITOS ESTRUCTURALES A LAS FACHADAS VENTILADAS

### 1.1 Situación frente al Código Técnico de la Edificación (CTE)

Las fachadas ventiladas son sistemas que no contribuyen a la estabilidad general de la edificación, y por lo tanto no le son de aplicación las Exigencias Básicas de Seguridad Estructural. Sin embargo, su comportamiento estructural debe ser tal que no comprometa el cumplimiento del resto de Exigencias Básicas, y en particular la de Seguridad de Utilización.

Hay que tener en cuenta que en la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE), al establecer los Requisitos Básicos de la Edificación, dentro de los relativos a la Seguridad indica: "Seguridad de utilización, de tal forma que el uso normal del edificio no suponga riesgo de accidente para las personas".

En el borrador de la Guía EOTA, del que se hablará en una ponencia posterior, se adopta la misma posición. Al hablar de Requisito Esencial de Resistencia Mecánica y Estabilidad (ER1) se indica que:

"Los requisitos relativos a la resistencia mecánica y estabilidad de los elementos no-portantes de las construcciones no están incluidos en este Requisito Básico pero se tratan en el Requisito Esencial de Seguridad de Uso".

Al hablar del Requisito Esencial de Seguridad de Uso (ER4) se establece que:

"Aunque un Revestimiento es un sistema no destinado a uso estructural, le son exigibles resistencia mecánica y estabilidad.

El sistema de revestimiento debe ser estable ante las combinaciones de esfuerzos provocados por acciones habituales como son: peso propio, temperatura, humedad y contracciones, así como por movimientos de la subestructura, impactos directos y cargas de viento (presión y succión)".

### 1.2 Requisitos estructurales

Con carácter general se puede afirmar que:

- El sistema de fachada ventilada debe ser capaz de transmitir a la estructura general del edificio las acciones directamente aplicadas sobre él.
- Su respuesta ante dichas acciones debe ser tal que garantice el mantenimiento de sus prestaciones ante el resto de Exigencias Básicas que le sean de aplicación.
- Debiendo existir compatibilidad de movimientos entre el sistema de fachada ventilada y la estructura general del edificio.

A lo que hay que añadir los condicionantes de tipo estético que fije el autor del proyecto y que limitarán las deformaciones admisibles.

#### 1.2.1 *Peso propio*

La fachada ventilada debe soportar su peso propio y transferirlo a la estructura general del edificio por medio de los puntos de anclaje previstos al efecto.

### 1.2.2 *Sobrecarga de viento*

La fachada ventilada debe ser suficientemente rígida para resistir las cargas debidas al viento, de presión, succión y vibración, y transferirlas a la estructura general del edificio por medio de los puntos de anclaje previstos al efecto.

### 1.2.3 *Acciones sísmicas*

En la NCSR 02 se indica que "En zonas de tránsito, la fijación de los revestimientos y el anclaje de los aplacados u otros elementos de fachada se realizará con materiales de alta durabilidad y mediante técnicas apropiadas para evitar el desprendimiento de piezas en caso de sismo". No habiendo indicaciones relativas al cálculo, como había en versiones anteriores de la Norma de Construcción Sismorresistente.

La acción del sismo no debe provocar daños que puedan herir a las personas (p.ej. desprendimiento de placas).

### 1.2.4 *Mantenimiento (cargas puntuales horizontales)*

Debe ser posible apoyar equipos de mantenimiento estándar contra la fachada ventilada sin provocar daños que puedan herir a las personas (p.ej. aristas cortantes, caída de piezas sobre los usuarios, etc...) o que afecten a la satisfacción de las exigencias básicas.

### 1.2.5 *Impacto*

La fachada ventilada debe ser capaz de resistir los impactos ocasionados por la actividad normal en función de su uso previsto. Los impactos de carácter excepcional (accidental o provocado) no deben provocar daños que puedan herir a las personas (p.ej. aristas cortantes, caída de piezas sobre los usuarios, etc...). Además, los daños provocados por impactos no deben afectar a la satisfacción de las exigencias básicas.

"Deberá evaluarse el riesgo de golpes y colisión en revestimientos próximos a espacios de libre circulación (zócalos) y en zonas elevadas con riesgo de impacto por góndolas de limpieza de fachadas, tanto para el revestimiento como para el anclaje en sí" (UNE 41957-1:2000).

### 1.2.6 *Acciones higrotérmicas*

La fachada ventilada debe ser capaz de adaptarse a los movimientos debidos a las variaciones de humedad y/o temperatura, o bien ser capaz de resistir los esfuerzos inducidos por dichos movimientos. Siendo siempre preferible adecuar el diseño de la fachada ventilada para permitir dichos movimientos.

En la norma UNE 41957-1:2000 se señala, entre las acciones a tener en cuenta las:

"resultantes de las deformaciones impuestas (de origen térmico, reológico, por fluencia o por entumecimiento), tanto del propio revestimiento como del soporte de la estructura.

Un correcto diseño del despiece del revestimiento, evitando el contacto de piezas del revestimiento entre sí, con una adecuada disposición y un respeto escrupuloso de las juntas, puede hacer innecesaria la consideración de ciertas acciones de este tipo".

### 1.2.7 Deformaciones impuestas por el soporte

El diseño de la fachada ventilada debe permitirle acomodarse a los movimientos del edificio sin provocar daños en sus componentes o afectar a sus prestaciones.

Como alternativa, se puede calcular la fachada ventilada de tal modo que sea capaz de resistir los esfuerzos inducidos por dichos movimientos. Como en el caso de las acciones higrotérmicas, es siempre preferible adecuar el diseño del sistema de fachada ventilada, y en particular de fijaciones y anclajes, para que se pueda acomodar a los movimientos del edificio sin introducir sobreesfuerzos en sus elementos.

Para ello se dispondrán de juntas adecuadas, distinguiéndose entre:

- Juntas estructurales o de dilatación: son aquellas que se disponen coincidiendo exactamente con las juntas del soporte o de la estructura, que deberán ser respetadas en todo caso mediante el duplicado del anclaje a ambos lados de la junta o mediante el empleo de anclajes que garanticen la libertad e independencia de movimientos.
- Juntas de movimiento: son aquellas que están situadas entre el cerramiento y la estructura, destinadas a la absorción de posibles asentamientos, retracciones, etc.

Estos movimientos deberán ser fijados por el proyectista.

## 2. Esquema estructural. Componentes y materiales

El sistema de fachada ventilada, desde el punto de vista estructural, está formado por (desde el interior al exterior)

- 0 - Elemento soporte (no forma parte del sistema).
- 1 - Sistema de anclajes sobre el elemento soporte:
  - 1.1 - Anclajes a la estructura.
  - 1.2 - Anclajes al cerramiento.
- 2 - Subestructura de montantes y/ travesaños (opcional), con sus correspondientes fijaciones.
- 3 - Mecanismo de fijación (remaches, tornillos, grapas, perfiles guía...).
- 4 - Hoja exterior o elemento de revestimiento exterior.

Los elementos de revestimiento exterior (placas, baldosas, bandejas, etc.) reciben las acciones directamente aplicadas sobre ellos y las transmiten a través del mecanismo de fijación a la subestructura de montantes y travesaños que la transmiten a la estructura general del edificio.

### 2.1 Hoja exterior

Como se verá en las restantes ponencias, existe una gran diversidad en el elemento de revestimiento exterior, con gran número de materiales y formas.

A efectos de cálculo, deberán quedar definidas las siguientes propiedades:

- Densidad aparente del material.
- Peso propio del elemento.
- Dimensiones y tolerancias.
- Límite elástico y de rotura.

- Módulo de elasticidad.
- Coeficiente de Poisson.
- Coeficiente de dilatación térmica.

## 2.2 Subestructura y fijaciones

La perfilería que constituye la subestructura del sistema de fachada ventilada puede estar formada por perfiles comerciales o fabricados al efecto de distintos materiales. Los materiales más habituales son el aluminio, el acero inoxidable o galvanizado y, menos habitual en España, la madera.

El aluminio es el material que está más generalizado para la subestructura de sistemas de fachada ventilada. Presenta la ventaja de su ligereza y la posibilidad de diseñar perfiles extruidos a medida, pero tiene el inconveniente, frente al acero, de una menor resistencia y un mayor módulo de elasticidad (muy deformable).

El acero se suele emplear en perfiles de chapa galvanizada, conformados en frío por plegado, con las ventajas de una notable ligereza frente a los perfiles comerciales de acero y la posibilidad de diseñar perfiles a medida. El acero inoxidable es menos habitual, estando presente en algunos elementos de fijación. Es muy raro recurrir a perfiles comerciales de acero, con posterior protección frente a la corrosión, debido a las limitaciones de diseño y a su mayor peso.

"Se deberá tener en cuenta las incompatibilidades de materiales, entre otras las que generen pares galvánicos por contacto entre materiales de diferente naturaleza como aleaciones de aluminio y acero inoxidable. Los contactos aluminio-acero inoxidable son perfectamente compatibles en atmósferas poco agresivas (rural o urbana), ahora bien, en atmósferas más agresivas (edificios cerca del mar o atmósferas industriales) hay que tomar precauciones para evitar la posible corrosión galvánica" (UNE 41957-1:2000).

### 2.2.1 Aluminio

El aluminio se emplea normalmente en perfiles extruidos. Las aleaciones de aluminio deben ser conformes a la resistencia de rotura a tracción y límites elásticos definidos en las normas:

- UNE-EN 485-2 para chapas.
- UNE-EN 754-2 para productos estirados.
- UNE-EN 755-2 para productos extruidos.

Para el cálculo de dichos perfiles lo más habitual es recurrir a la normativa de acero (CTE-DB-SE-A) con las propiedades mecánicas específicas para cada aleación y tratamiento. Sin embargo es conveniente señalar que existe una norma europea, que no es de obligado cumplimiento, para el cálculo de estructuras de aluminio: Eurocódigo 9 "Proyecto de estructuras de aluminio".

### 2.2.2 Acero inoxidable

Se emplea acero austenítico según norma UNE-EN 10088-1:

- En ambientes poco agresivos: X5 Cr-Ni 18-10 (1.4301)

- En ambientes muy agresivos: X5 Cr-Ni-Mo 17-12-2 (1.4401) y  
X3 Cr-Ni-Mo 17-13-3 (1.4436).

La norma de cálculo es la de acero: "Código Técnico de la Edificación - Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero" (CTE-DB-SE-A).

### 2.2.3 Acero galvanizado

El acero galvanizado, como ya se ha señalado anteriormente, se emplea en perfiles conformados en frío a partir de chapa de acero plegada:

- Designación: DX51D Z275.
- Norma: UNE-EN 10327: 2007 "Chapas y bandas de acero bajo en carbono recubiertas en continuo por inmersión en caliente para conformado en frío. Condiciones técnicas de suministro".
- Límite elástico:  $\geq 280 \text{ N/mm}^2$ .
- Resistencia a tracción:  $270 - 500 \text{ N/mm}^2$ .
- Alargamiento porcentual en rotura  $A_{80} \geq 22 \%$ .

La norma de cálculo es la de acero: "Código Técnico de la Edificación - Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero" (CTE-DB-SE-A).

### 2.2.4 Madera

Como ya se ha señalado, no es un material habitual en fachadas ventiladas en España. Sin embargo sí se emplea en otros países con mayor tradición en la construcción con madera y es España está empezando a aparecer en algunos sistemas.

La norma de cálculo es el "Código Técnico de la Edificación - Documento Básico de Seguridad Estructural - Madera" (CTE-DB-SE-M).

### 2.2.5 Tornillería

Se emplean tornillos autorroscantes de un material adecuado que no produzca corrosión por par galvánico. La Norma UNE 41957-1:2000 especifica unas "Reglas para prevenir la corrosión galvánica en anclajes" de carácter informativo.

- Para perfilera de aluminio → Tornillería de aluminio  
→ Tornillería de acero inoxidable austenítico
- Para perfilera de acero inoxidable → Tornillería de acero inoxidable
- Para perfilera de acero galvanizado → Tornillería de acero galvanizado  
→ Tornillería de acero inoxidable salvo en casos de agresividad ambiental muy alta.

La tornillería quedará definida por:

- Material y clase resistente (propiedades químicas y mecánicas).
- Métrica y sección resistente.
- Par de apriete, límite de rotura y límite elástico.

Se debe señalar la importancia fundamental, para garantizar el adecuado funcionamiento del sistema, de respetar el par de apriete definido por el fabricante. La mayoría de los fallos detectados en fachadas ventiladas se deben a una deficiente ejecución del atornillado de las fijaciones, bien por exceso o bien por defecto.

### 3. MARCO NORMATIVO

#### 3.1 Normativa de obligado cumplimiento

- "Código Técnico de la Edificación" (CTE):  
Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE).  
Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones (DB-SE-AE).  
En función de los materiales:
  - Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero (DB-SE-A).
  - Documento Básico de Seguridad Estructural - Madera (DB-SE-M).
- "Norma de Construcción Sismorresistente. Parte general y edificación" (NCSR02).

#### 3.2 Normativa de carácter voluntario

- UNE 41957-1:2000 "Anclajes para revestimiento de fachadas de edificios.  
Parte 1: Subsistemas para revestimientos ligeros".
- Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras.  
Parte 2-4. Acciones en estructuras. Acciones de viento (UNE-ENV 1991-2-4:1998)
- Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.  
Parte 1-1. Reglas generales y reglas par edificación. (UNE-ENV 1999-1-1:2000).

#### 3.3 Otras normativas y fuentes de información

- PNE pr-EN 13119 "Fachadas ligeras. Terminología"
- UNE-EN 13830:2004 "Fachadas ligeras. Norma de producto".
- UNE-EN 13116:2001 "Fachadas ligeras. Resistencia a la carga de viento. Requisitos de prestaciones".

Hay que señalar que las normas antes citadas, sobre fachadas ligeras, son trasposiciones de las normas europeas EN 13830 y EN 13116 sobre "Curtain walling", es decir, sobre muros cortinas. Por lo tanto, pese a que el título podría llevar a pensar que la norma es de aplicación para los sistemas de fachadas ventiladas, en realidad se refieren a otro tipo de sistemas y sólo se pueden considerar con carácter orientativo.

#### 3.4 Borrador de Guía EOTA – Requisitos estructurales

Como ya se ha señalado, el borrador de la Guía EOTA "Guideline for European Technical Approval of Kits for External Wall Claddings. Part 1: Ventilated Cladding Elements and associated Fixing Devices", contempla los requisitos relativos a resistencia mecánica y estabilidad no dentro del Requisito Esencial 1 (ER1), sino en el Requisito Esencial de Seguridad de Uso (ER4).

De este documento se hablará en una ponencia posterior, simplemente señalar que aunque son sistemas sin función estructural, sí que se les exige resistencia y estabilidad de modo que garanticen la seguridad de uso. Los requisitos establecidos en el borrador son:

ER4 – Seguridad de uso:

- Efecto del peso propio.
- Resistencia a impacto.
- Comportamiento frente a la rotura.
- Cargas puntuales horizontales (mantenimiento).
- Efecto de la acción del viento.
- Efecto de acciones sísmicas.
- Comportamiento ante variaciones higrotérmicas.

El borrador de la Guía no establece criterios de cálculo para la fachada ventilada. Simplemente se exige que se ensayen los distintos elementos para obtener las propiedades mecánicas que permitan el cálculo posterior.

Es importante, como se verá al hablar de los mecanismos de fijación, determinar por medio de ensayos la resistencia de dichos elementos. Éstos ensayos se definen en la Guía en función de cada familia de mecanismos de fijación.

## 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 4.1 Determinación de acciones

#### 4.1.1 Combinación de acciones según el CTE-DB-SE

##### a) Fórmulas de combinación de acciones

- Capacidad portante:

· Valor de cálculo de las acciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando todas las acciones permanentes en valor de cálculo, una acción variable en valor de cálculo y el resto de acciones variables en valor de cálculo de combinación.

· Valor de cálculo para acción sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Tomando todas las acciones permanentes en valor de cálculo, la acción de sismo en valor de cálculo y las acciones variables en valor de cálculo casi-permanente.

- Aptitud al servicio:

Valor de cálculo para combinación de acciones casi-permanentes:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Que considera todas la acciones permanentes en valor característico y las acciones variables en valor de cálculo casi-permanente.

#### b) Coeficientes de seguridad y simultaneidad de acciones

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0

#### d) Combinación de acciones

- Capacidad portante:

Valor de cálculo de las acciones persistentes o transitorias:

$$G_K \cdot 1,35 + W_K \cdot 1,50$$

Que considera todas las acciones permanentes (peso propio) en valor de cálculo y la acción del viento en valor de cálculo. En caso de considerar el efecto de las variaciones de temperatura habría que considerarla en valor de cálculo de combinación,  $\psi_0 = 0,6$ .

Valor de cálculo para acción sísmica:

$$G_K + A$$

Tomando todas las acciones permanentes (peso propio) en valor de cálculo y la acción de sismo en valor de cálculo. La acción de viento (y los efectos de las variaciones de

temperatura, si se consideraran) no entraría en juego ya que el coeficiente de simultaneidad para obtener el valor de cálculo casi-permanente es  $\psi_2 = 0$ .

- Aptitud al servicio:

Valor de cálculo para combinación de acciones casi-permanentes:

El criterio de aptitud al servicio, para un sistema de fachada ventilada, se reduciría a la consideración de la apariencia de la obra (supuesto 3 del apartado 4.3.3.1 el CTE-DB-SE-A) ya que no afecta ni a la integridad de los elementos constructivos ni al confort de los usuarios. Para este supuesto, el CTE indica que se tome la combinación de acciones casi-permanente.

Sin embargo, para la combinación de acciones casi-permanente el coeficiente de simultaneidad de acciones para las acciones variables (entre las que se incluiría la del viento) es  $\psi_2$ , que es igual a cero. De este modo, la comprobación de deformaciones se limitaría a considerar las acciones permanentes (peso propio) con valor característico, y no tendría en cuenta la acción del viento.

Parece más razonable tomar los valores característicos de cargas permanentes y viento, y comprobar si esta deformación es admisible. La fórmula, corregida, sería:

$$G_K + W_K$$

#### 4.1.2 Combinación de acciones según la norma UNE 41957-1:2000 (Anclajes)

##### a) Coeficientes de seguridad

Se considerarán simultáneamente las acciones de peso propio y viento con un coeficiente de mayoración:

$$\gamma_{f1} = 1,5$$

En el caso de zona sísmica se considerarán simultáneamente las acciones de peso propio, viento y sismo con un coeficiente de mayoración:

$$\gamma_{f2} = 1,3$$

Coeficiente de minoración de resistencias para acero y aleaciones de aluminio:

$$\gamma_s = 1,1$$

##### b) Combinación de acciones

##### - Capacidad portante:

Valor de cálculo de las acciones persistentes o transitorias:

$$G_K \cdot 1,5 + W_K \cdot 1,5$$

Valor de cálculo para acción sísmica:

$$G_K \cdot 1,3 + A_K \cdot 1,3 + W_K \cdot 1,3$$

#### 4.1.3 Acciones gravitatorias. Peso propio

Se tendrá en cuenta el peso del elemento de revestimiento exterior y la subestructura. Normalmente el resto de elementos que componen la fachada ventilada (aislamientos, barrera de vapor, etc.) se fijan directamente al elemento soporte por lo que no se tendrán en cuenta en el análisis del sistema, aunque sí en el del soporte.

Los valores de peso propio de los distintos elementos vendrán dados por el fabricante. A título orientativo se citan los siguientes:

- Areniscas: 21,0 - 27,0 kN/m<sup>3</sup>.
- Calizas compactas, mármoles: 28,0 kN/m<sup>3</sup>.
- Granito: 21,0 - 27,0 kN/m<sup>3</sup>.
- Baldosas cerámicas: 24 kN/m<sup>3</sup>.
- Hormigón polímero: 22 - 24 kN/m<sup>3</sup>.
- Laminados compactos:  $\geq 13,5$  kN/m<sup>3</sup>.
- Paneles de aluminio: 0,055 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.4 Acción de viento

Antes de la aparición de Código Técnico de la Edificación (CTE), el marco normativo sobre acciones en la edificación estaba formado por la "Norma Básica de Acciones en la Edificación" (NBE-AE 88), de carácter obligatorio, y la "Norma Tecnológica de la Edificación - Estructuras - Cargas de Viento" (NTE-ECV). Dichas normas no contemplaban el efecto local de succión de viento en las esquinas de los planos paralelos a la acción del viento, que afecta a la comprobación de elementos locales de fachada. Para considerar estas acciones se estaba recurriendo los criterios establecidos por la norma alemana DIN 1055.

El "Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en Edificación" (CTE-DB-SE-AE), basado en el Eurocódigo 1 Acciones en Estructuras. Parte 1-4 Acciones de Viento, sí contempla este incremento.

Se resume a continuación la situación previa a la aparición del CTE:

##### a) Situación previa al CTE. La NBE-AE-88 y la NTE

En la "Norma Básica de Acciones en la Edificación" (NBE-AE-88), la presión dinámica "w" es función de:

- Altura de coronación (sin limitación).
- Situación topográfica (normal o expuesta)\*.

La sobrecarga de viento sobre un elemento superficial se calcula:

$$p = c \cdot w$$

Donde el coeficiente "c" de presión/succión:

- Coeficiente de presión:  $c = + 0,8$ .
- Coeficiente de succión:  $c = - 0,4$ .

\* Para situación topográfica muy expuesta indica que puede requerirse un cálculo especial.

En la "Norma Tecnológica de la Edificación" (NTE-ECV), la carga total de viento "q" es función de:

- Zona eólica (4 zonas eólicas): W, X, Y o Z
- Situación topográfica (normal o expuesta)
- Altura sobre el nivel del suelo (hasta 60 m)

Con los siguientes coeficientes de presión y succión:

- Presión:

$$p = \frac{2}{3} \cdot q$$

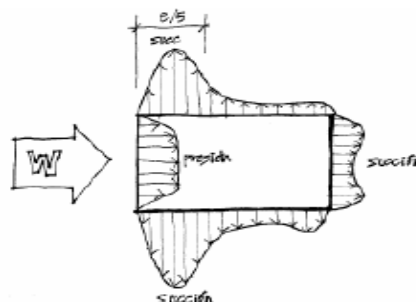
- Succión:

$$s = \frac{1}{3} \cdot q$$

"Para el cálculo de la carga sobre acristalamientos u otras superficies en que pueda haber huecos abiertos se tomará el valor q".

#### b) La norma alemana DIN 1055. Sección 4

La normativa española no consideraba el efecto local de succión en las esquinas de los planos paralelos a la dirección del viento. Este fenómeno no afecta sensiblemente al equilibrio global del conjunto de la estructura, pero para el caso de fachadas ventiladas esta succión local es determinante.



Antes de la entrada en vigor del CTE, era de referencia la norma alemana DIN 1055, que considera una succión local del viento en las esquinas de los planos paralelos a la dirección del viento doble de la presión en la cara expuesta:

$$succión = -2 \cdot p = -1,6 \cdot w_{NBE-AE} = -\frac{4}{3} \cdot q_{NTE-ECV}$$

c) La norma UNE 41957-1:2000 para cálculo de anclajes

La determinación de acciones se hace de acuerdo a la normativa en vigor (en el momento de redactar la norma era la NBE-AE-88) e indica:

“Se valorará el incremento de la acción en esquinas y zonas elevadas de la fachada. (El valor de la succión del viento en las esquinas y borde de la coronación de la fachada del edificio, en una franja de 2 m debe ser considerada el doble del valor de la presión para una altura dada del edificio)”.

d) El "Código Técnico de la Edificación" (CTE-DB-SE-AE)

La presión estática de viento  $q_e$  es función de:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

- La presión dinámica de viento ( $q_b$ ), que es función de la zona eólica (se distinguen 3 zonas eólicas: A, B y C).
- El coeficiente de exposición ( $C_e$ ), que es función de:
  - Grado de aspereza del entorno (distingue 5 tipos, de I a V).
  - Altura del punto considerado (hasta 200 m en el Anejo D).
- El coeficiente eólico o de presión/succión ( $C_p$ ), que es función de:
  - La esbeltez del edificio.
  - EL Área del elemento considerado.
  - La zona del edificio considerada (distingue 5 zonas, de la A a la E)

El cálculo se limita a edificios situados en altitudes no superiores a 2.000 m, ni en acantilados o escarpas superiores a 50 m.

Es imprescindible, para aquellos casos que se salgan del campo de aplicación del CTE-DB-SE-AE (edificios situados en altitudes superiores a 2.000 m, edificios situados en acantilados o escarpas superiores a 50 m y edificios con altura superior a 200 m) y para aquellos puntos donde se prevean acciones de viento mayores a las consideradas (por la forma del edificio, por su altura, por la presencia de edificación en altura en su entorno que alteren los regímenes de viento), un estudio específico para determinar las acciones de viento.

#### 4.1.5 Acción sísmica

La “Norma de Construcción Sismorresistente. Parte general y edificación” (NCSR-02) no indicada nada relativo al cálculo sísmico de fachadas ventiladas. Simplemente señala, como ya se ha dicho con anterioridad:

“En zonas de tránsito, la fijación de los revestimientos y el anclaje de los aplacados u otros elementos de fachada se realizará con materiales de alta durabilidad y mediante técnicas apropiadas para evitar el desprendimiento de piezas en caso de sismo”.

La anterior norma, la NCSE-94 “Norma de Construcción Sismorresistente. Parte general y edificación” en su apartado 4.7.6, “Revestimientos y aplacados” indicaba “La fijación de los revestimientos y el anclaje de los aplacados u otros elementos de fachada o zonas de tránsito se realizará con materiales de alta durabilidad y mediante técnicas apropiadas para evitar el desprendimiento de piezas en caso de sismo”, similar a la vista para la NCSR-02.

Esta referencia se completaba en el anexo de comentarios, apartado C.4.6.5, donde se señalaba: "Se considera que una fijación adecuada es la de tipo mecánico mediante piezas metálicas. No se consideran apropiados las fijaciones de placas confiando exclusivamente el recibido de las mismas a pastas o morteros".

La norma sismorresistente P.D.S-1/1974, en el punto 4.16 "Acciones locales" establecía: "Con independencia del cálculo sismorresistente del conjunto de la construcción (...) deberá comprobarse la estabilidad de elementos singulares no bien ligados al sistema estructural, tal como son: los muros de cierre, muros cortina, cerramientos prefabricados, parapetos, pináculos, chimeneas, etcétera."

La acción sísmica se traducía en una fuerza horizontal en el C.D.G. y de valor:

$$F = s \cdot Q$$

- Siendo Q el peso del elemento.
- s el coeficiente sísmico de valor  $s = C + 0,10$ .
- C el coeficiente sísmico básico para  $T = 0,5s$ , que varía entre 0,02 y 0,30, en función del grado de intensidad, entre V y IX.

En cualquier caso, la acción sísmica siempre será un factor del peso propio del elemento. Para los pesos propios habituales de los elementos de revestimiento exterior ( $24 \text{ kN/m}^3$ , para espesor de 15 mm  $Q = 0,36 \text{ kN/m}^2$ ), el peso propio es menor que la acción de viento a considerar; por lo que la acción del sismo, factor del peso propio del elemento, será sensiblemente menor a la acción del viento sobre el elemento.

#### 4.1.7 Ejemplo de determinación de acciones

Se determinan las acciones de acciones gravitatorias, viento y sismo sobre el aplacado de la fachada ventilada para un edificio de planta cuadrada situado a las afueras de Oviedo, de 23 x 23 m de planta y 30 m de altura. Revestido con un aplacado cerámico de 0,60 m x 0,40 m y 11 mm de espesor, de  $24 \text{ kN/m}^3$  de peso propio.

##### a) Peso propio de las placas:

$$0,011 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 0,264 \text{ kN/m}^2.$$

$$0,60 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 0,264 \text{ kN/m}^2 = 0,063 \text{ kN}.$$

##### b) Acción del viento según NBE-AE-88:

Para una altura de coronación de 30 m y considerando una situación topográfica "normal":

$$w = 75 \text{ kg/m}^2 = 0,75 \text{ kN/m}^2.$$

$$p = + 0,80 \cdot w = + 0,60 \text{ kN/m}^2.$$

$$s = - 0,40 \cdot w = - 0,30 \text{ kN/m}^2.$$

Aplicando la DIN 1055. Sección 4, o bien la UNE 41957-1:2000, en las fachadas laterales, en las esquinas próximas a la cara a barlovento, se deberá considerar una succión de:

$$s = - 2 \cdot 0,60 \text{ kN/m}^2 = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

c) Acción del viento según NTE-ECV:

Para un edificio situado en Oviedo (Zona Y), considerando una situación topográfica normal y par una altura de coronación de 30 m:

$$q = 110 \text{ kg/m}^2 = 1,10 \text{ kN/m}^2.$$

$$p = + 2/3 \cdot q = + 0,73 \text{ kN/m}^2.$$

$$s = - 1/3 \cdot q = - 0,37 \text{ kN/m}^2.$$

Para cálculo sobre superficies con huecos se toma  $q = 1,10 \text{ kN/m}^2$ .

Considerando la norma DIN 1055. Sección 4, o bien la UNE 41957-1:2000, en las fachadas laterales, en las esquinas próximas a la cara a barlovento, se deberá considerar una succión de:

$$s = - 2 \cdot 0,73 \text{ kN/m}^2 = 1,46 \text{ kN/m}^2.$$

d) Acción del viento según el CTE:

Para un edificio situado en Oviedo , la presión dinámica del viento es:

$$q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2.$$

Considerando un grado de aspereza del entorno IV ( Zona urbana en general, industrial o forestal) y un altura del punto de 30 m (el más desfavorable), el coeficiente de exposición:

$$c_e = 2,6.$$

En función del anejo D, tabla D.1, para un elemento de fachada de superficie  $\leq 1 \text{ m}^2$  y relación h/d (esbeltez = altura del edificio / base del edificio) = 1,3, el coeficiente eólico para cada uno de los paramentos verticales es:

$$c_{pA} = - 1,4 \text{ (Fachada lateral, franja próxima a la cara a barlovento)}$$

$$c_{pB} = - 1,1 \text{ (Fachada lateral, zona central)}$$

$$c_{pC} = - 0,5 \text{ (Fachada lateral, zona próxima a la cara a sotavento)}$$

$$c_{pD} = + 1,0 \text{ (Barlovento)}$$

$$c_{pE} = - 0,5 \text{ (Sotavento)}$$

Siendo, la presión estática para cada paramento:

$$q_{eA} = 0,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \cdot (-1,4) = - 1,89 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{eB} = - 1,49 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{eC} = - 0,68 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{eD} = + 1,35 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{eE} = - 0,68 \text{ kN/m}^2.$$

e) Acción sísmica según P.D.S-1/1974:

El peso del aplacado, por unidad de superficie, es:

$$P = 0,264 \text{ kN/m}^2.$$

La fuerza de sismo queda definida:

$$F = P \cdot (C+0,10)$$

Para Oviedo (zona V)

$$C = 0,02.$$

Por lo que la fuerza del sismo sería:

$$F = \pm 0,032 \text{ kN/m}^2 \ll - 1,89 \text{ kN/m}^2 \text{ (succión en "A").}$$

$$F = \pm 0,032 \text{ kN/m}^2 \ll + 1,35 \text{ kN/m}^2 \text{ (presión en "D").}$$

Para la situación más desfavorable para España ( $C = 0,30$ ):

$$F = \pm 0,106 \text{ kN/m}^2.$$

f) Resumen de acciones:

Considerando el viento en la posición más desfavorable:

$$\text{Peso propio} = 0,264 \text{ kN/m}^2 \text{ (vertical).}$$

$$\text{Viento (zona "A")} = - 1,89 \text{ kN/m}^2 \text{ (normal a la superficie).}$$

$$\text{Sismo} = \pm 0,032 \text{ kN/m}^2 \text{ (horizontal).}$$

g) Combinación de acciones según CTE:

Capacidad portante (acciones permanentes o transitorias):

$$\text{Acciones verticales} = \text{Peso propio} = 1,35 \cdot 0,264 \text{ kN/m}^2 = 0,356 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Acciones horizontales} = \text{Viento} = 1,5 \cdot (-1,89 \text{ kN/m}^2) = - 2,835 \text{ kN/m}^2.$$

Capacidad portante (sismo):

$$\text{Acciones verticales} = \text{Peso propio} = 0,264 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Acciones horizontales} = \text{Sismo} = \pm 0,032 \text{ kN/m}^2.$$

h) Combinación de acciones según UNE 41957-1:2000:

Capacidad portante (acciones permanentes o transitorias):

$$\text{Acciones verticales} = \text{Peso propio} = 1,5 \cdot 0,264 \text{ kN/m}^2 = 0,356 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Acciones horizontales} = \text{Viento} = 1,5 \cdot (-1,89 \text{ kN/m}^2) = - 2,835 \text{ kN/m}^2.$$

Capacidad portante (sismo):

$$\text{Acciones verticales} = \text{Peso propio} = 1,3 \cdot 0,264 \text{ kN/m}^2 = 0,343 \text{ kN/m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{Acciones horizontales} &= \text{Viento \& Sismo} = 1,3 \cdot (-1,89 \text{ kN/m}^2 \pm 0,032 \text{ kN/m}^2) = \\ &= - 2,50 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

## 4.2 Limitaciones de las deformaciones

En el CTE no se fijan las deformaciones máximas admisibles para elementos que no tienen carácter estructural, salvo para forjados, donde limita la flecha relativa a  $L/300$  para combinación de acciones casi-permanente.

La limitación de las deformaciones en el sistema de fachada ventilada vendrá marcado por:

- No comprometer el cumplimiento de las Exigencias Básicas.
- Criterios estéticos marcados por el autor del proyecto.

En la norma UNE-EN 13116:2001 (Curtain Walling), la flecha máxima de los elementos del armazón de la fachada ligera no debe sobrepasar:

- Bajo cargas debidas a viento:  $L/200$  ó 15 mm (flecha frontal).
- Ante cargas verticales:  $L/500$  ó 3 mm (elementos de armazón horizontal).

Esta limitación, para los elementos de armazón horizontal, es claramente excesiva. Hay que tener en cuenta que, como ya se ha señalado anteriormente, la norma se refiere a muros cortina, donde los condicionantes son más estrictos que para una fachada ventilada.

En la evaluación de los Documentos de Idoneidad Técnica se ha venido exigiendo una deformación máxima entre  $L/150$  y  $L/200$ .

### 4.3 Análisis de elementos

#### 4.3.1 Elemento soporte

La estructura del edificio, soporte del sistema de cerramiento, puede responder a dos soluciones distintas:

##### a) Estructura de muros de carga

La subestructura del sistema de fachada ventilada se ancla directamente al muro de carga al que transmite las acciones verticales y horizontales por medio de anclajes. Los anclajes deberán elegirse en función del material que forma el muro soporte (ladrillo macizo, ladrillo hueco, panel de hormigón armado, etc.).

El cálculo del muro de carga se realizará según el "Código Técnico de la Edificación - Documento Básico de Seguridad Estructural - Fábricas" (CTE-DB-SE-F).

##### b) Estructura de entramado de vigas y pilares

Lo más habitual es que sobre el entramado de pilares, vigas y forjados apoye una hoja de cerramiento de fábrica sin carácter estructural. La subestructura de la fachada ventilada se fija por medio de unos sistemas de anclaje (formados por el anclaje propiamente dicho y unas escuadras), denominados habitualmente "de sustentación" cuando se anclan a la estructura general (cantos de los forjados), y "de retención" cuando se fijan a la hoja de fábrica. A estos últimos puede confiársele o no misión estructural.

Como se verá más adelante, al hablar de la subestructura de la fachada ventilada, para evitar introducir esfuerzos adicionales en los montantes, lo habitual es disponer un apoyo fijo en uno de los extremos del perfil (que transmita las cargas verticales y horizontales) y que el resto de puntos de fijación sean apoyos en dilatación (que transmitan solamente las cargas horizontales).

Aunque a los anclajes a la hoja de fábrica no se les confíe misión estructural, dado el carácter mucho más deformable de la subestructura del sistema de fachada ventilada frente al del cerramiento de fábrica, la hoja de cerramiento recibirá las cargas horizontales del sistema de fachada ventilada, lo que deberá ser previsto a efectos de cálculo.

Al respecto, hay que recordar que: "La estructura es lo más rígido de entre todo lo que compite para serlo".

Se están investigando otras soluciones de fachada ventilada que eviten su dependencia de una hoja interior de fábrica, como señalan Cristina Pardal e Ignacio Paricio<sup>(1)</sup> "La mayoría de fachadas ventiladas confían la estabilidad de la hoja exterior a la hoja interior de fábrica de ladrillo u hormigón, produciéndose una contradicción: ¿Cómo un elemento ligero, característico de la construcción industrializada y basado en soluciones constructivas

<sup>(1)</sup> Pardal, Cristina y Paricio, Ignacio "Evolución de la fachada ventilada y propuesta de futuro", Escuela de Arquitectura del Vallés y Escuela de Arquitectura de Barcelona.

permisivas, puede depender para su estabilidad de una pared de fábrica de ladrillo que se rige por criterios que derivan de la construcción coercitiva convencional y conlleva un ritmo de trabajo mucho más lento?".

#### 4.3.2 Subestructura

La subestructura recibe las acciones aplicadas sobre la hoja exterior y el peso propio de la misma, a través de los mecanismos de fijación, y las transmiten al elemento soporte por medio de anclajes.

La subestructura está formada por perfiles denominados montantes (perfiles verticales) y travesaños (perfiles horizontales). Siendo lo más habitual, o bien un único orden de montantes, a los que se anclan directamente los elementos de fijación; o bien un primer orden de montantes y un segundo orden de travesaños o a los que se fijan por medio de anclajes.

En algunos casos, el mecanismo de fijación lo constituyen perfiles guía horizontales, a modo de travesaños; en este caso dicho perfil guía no se considera como travesaño propiamente dicho (y por lo tanto como parte de la subestructura) sino como parte del mecanismo de fijación.

Como ya se ha indicado anteriormente, los montantes se anclan a la estructura general del edificio con un apoyo fijo y un apoyo en dilatación (debiendo existir una junta ente montantes sucesivos que permita dilataciones y movimientos diferenciales), dándose dos posibles situaciones:

- Montantes colgados del forjado superior → sometidos a flexotracción.
- Montantes apoyados en el forjado inferior → sometidos a flexocompresión.

Los travesaños (de existir) están sometidos a flexión en dos planos.

El cálculo para ambos elementos es el habitual para elementos lineales.

#### 4.3.3 Hoja exterior

Los elementos de revestimiento exterior (placas, bandejas, etc.) reciben las acciones horizontales directamente aplicadas sobre ellos y las transmiten a la subestructura de la fachada ventilada por medio de los elementos de fijación. Trabajan a flexión en una o dos direcciones dependiendo del tipo y posición de las fijaciones.

Para calcular los esfuerzos en estos elementos y la transmisión de cargas a las fijaciones es preciso considerar:

- Posición y tipo de fijaciones;
- Las dimensiones del elemento (proporción entre los lados);
- Sus propiedades mecánicas (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson).

Para lo que deberá recurrirse a la teoría de placas, pudiendo ayudarse de programas de cálculo de elementos finitos.

Cuando el elemento está claramente apoyado en dos bordes extremos, se podrá simplificar el cálculo considerándolo como una viga biapoyada. También se podrá calcular como una viga biapoyada si la proporción entre sus lados es mayor de dos.

## 5. Fijaciones y anclajes

Aunque en ocasiones, como por ejemplo en la Norma UNE 41657-1:2000, que sirve de base para el cálculo de mecanismos de fijación, sea confusa la distinción entre fijaciones y anclajes, en esta ponencia se ha adoptado el criterio de denominar:

- Mecanismo de fijación: elemento de unión de la hoja de revestimiento exterior con la subestructura, formado por la fijación propiamente dicha (tornillos, remaches, grapas, perfiles guía, etc.) y por la fijación de ésta a la subestructura (tornillería, remaches, etc.).
- Sistema de anclaje: elemento de unión de la subestructura al elemento soporte.

### 5.1 Mecanismos de fijación

Las fijaciones anclan los elementos de revestimiento exterior a la subestructura y transmiten las cargas desde la hoja exterior a la subestructura.

Los requisitos que debe cumplir son:

- Garantizar la estabilidad del revestimiento frente a las acciones aplicadas sobre el sistema de fachada ventilada.
- Limitar la deformabilidad máxima a valores compatibles con el sistema de revestimiento.
- No afectar a la durabilidad del sistema por incompatibilidades de orden químico o mecánico.

La variedad y el tipo de fijaciones es muy amplio, como se verá en las próximas ponencias. El borrador de la Guía EOTA establece 8 familias de sistemas en función del tipo de fijación.

Por su parte, la norma UNE 41957-1:2000 indica 5 criterios para clasificar el tipo de fijación:

"1 - Según su posición respecto al revestimiento:

- anclajes vistos en el frente del revestimiento;
- anclajes ocultos en el canto del revestimiento;
- anclajes ocultos en el reverso del revestimiento;
- anclajes a través del revestimiento.

2 - Por su comportamiento mecánico:

- anclajes de retención;
- anclajes de sustentación/retención

3- Por su capacidad de regulación una vez fijados al soporte:

- anclajes no regulables;
- anclajes regulables en una dirección;
- anclajes regulables en dos direcciones;
- anclajes regulables en tres direcciones.

4 - Procedimiento de fijación al soporte:

- En soportes de fábricas o pórticos de hormigón:
  - morteros de base de cemento de retracción controlada;
  - mortero polimérico;

- tacos de diferente naturaleza y principios mecánicos;
- En soporte metálico:
  - Remachado o atornillado con tornillería de material compatible con el resto de componentes.
  - Soldado (no se admitirán fijaciones de los anclajes soldadas ni remachadas, salvo que cumplan con las especificaciones de las normas UNE-EN 288-1 y UNE-EN 288-2.
- 5 - Por la forma de unión al revestimiento:
  - anclajes por el trasdós del revestimiento con perforación parcial del grueso de éste;
  - anclajes con pasador o aguja, en el canto de las piezas del revestimiento, con interposición del casquillo de material elástico (nylon, etc., );
  - anclajes con pasador en el reverso de las piezas del revestimiento;
  - anclajes sobre ranura en el canto de las piezas del revestimiento;
  - anclajes sobre ranura en el reverso de las piezas del revestimiento;
  - anclajes cónicos sobre destalonado en el reverso de las piezas del revestimiento;
  - anclajes con elementos empotrados en el reverso de las piezas del revestimiento;
  - anclaje a través del revestimiento con perforación total de éste, con cámara o sin ella;
  - anclajes vistos mediante uñas o perfiles de canto.

(No son objeto de dicha norma los anclajes que aseguren su posición, una vez regulados, simplemente por fricción)" <sup>(2)</sup>.

Es imposible establecer aquí una sistematización en el cálculo de los sistemas de fijación debido a la amplísima variedad de soluciones. Con carácter general se pueden establecer una serie de criterios:

- Las acciones que el elemento de revestimiento transmite a las fijaciones dependen del comportamiento estructural de dicho elemento como placa (según se ha señalado anteriormente).
- Para poder calcular las tensiones en la hoja exterior del cerramiento, y por lo tanto las acciones que ésta transmite a la fijación, es preciso determinar el número y posición de las fijaciones, así como el tipo de apoyo que proporcionan (apoyo fijo, apoyo en dilatación, empotramiento...).
- En la forma de trabajo de trabajo de la fijación, además de lo señalado anteriormente, influye también la puesta en obra y el orden de fijación.
- Dependiendo de todo lo anterior, una fijación puede trabajar o no frente a determinadas acciones.

<sup>(2)</sup> En la norma se emplea el término "anclajes" indistintamente para los mecanismos de fijación como para los sistemas de anclajes. En las partes transcritas de la norma, se ha mantenido el texto original.

Como ejemplo, para el cálculo de anclajes en piedra, Roberto Vera Soriano<sup>(3)</sup> indica “La disposición usual de los aplacados es mediante cuatro anclajes de los que (...) dos de ellos (dispuestos en el canto inferior) actúan como anclajes sustentadores y los otros dos (dispuestos en el canto superior) como retenedores.

Esto hace que el peso de las placas deban ser asumidos por los dos anclajes dispuestos en la parte inferior. Si los anclajes se sitúan en los cantos verticales de las placas de piedra la asunción de cargas por cada uno de ellos ya no es algo tan claro, por la dificultad de admitir la hipótesis de que los cuatro anclajes entran en carga, debido al propio proceso de montaje que hace que la placa descansa previamente en los dos inferiores mientras se colocan los superiores. Únicamente si los inferiores se deformasen de forma importante podrían entrar en carga los superiores”.

“En la selección del anclaje se deberá valorar la adecuación de sus componentes, tanto respecto al soporte como al revestimiento y a las acciones a las que se puedan ver sometidos, entre las que, debido a la dificultad de inspección y mantenimiento, merecen especial consideración las condiciones ambientales. La norma determina dos tipos de ambiente, normal o agresivo” (UNE 41957-1:2000).

En la norma UNE 41957-1:2000 se establece, además de los coeficientes de seguridad antes señalados, un “coeficiente de seguridad sobre la resistencia al arrancamiento del revestimiento:

- En revestimientos pétreos, el coeficiente de seguridad sobre la resistencia al arrancamiento o al desgarrar en la unión con su anclajes y a flexión serán  $\gamma_{arr} = 3,00$  como mínimo.
- En revestimientos no pétreos, se aplicará un coeficiente de seguridad al arrancamiento en función de la naturaleza del material y de sus características mecánicas ofrecidas por el fabricante o suministrador”.

Para poder determinar la resistencia de las fijaciones, difícilmente evaluables por cálculo debido al gran número de factores que entran en juego, es importante recurrir a ensayos que permitan definir no sólo la carga de rotura sino el modo de rotura para cada sistema de fijación concreto.

En el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, en la evaluación de los Documentos de Idoneidad Técnica, se está realizando un ensayo denominado “Ensayo a presión/succión de los puntos de fijación”, que permite valorar el comportamiento de las fijaciones tanto a presión como a succión, determinado la carga de rotura (y la carga de viento equivalente), el modo de rotura, el punto donde se produce el fallo (el revestimiento, la fijación o la perfilería). Dicho ensayo se complementa con un ensayo a fatiga succión, para evaluar el comportamiento en el tiempo de la fijación.

Gracias a estos ensayos se ha venido observando que lo habitual, salvo contadas excepciones, es que el elemento de revestimiento y la perfilería resistan una acción de viento mayor que la que es capaz de resistir el elemento de fijación, siendo éste el que determina el dimensionado de la fachada.

Las fijaciones son uno de los dos puntos críticos de la fachada ventilada (junto con el correcto par de apriete, como se señaló anteriormente), bien sea por el elemento de fijación

<sup>(3)</sup> Vera Soriano, Roberto “Temas de construcción 2. Fachadas e edificios con aplacado de piedra transventilado”, Editorial Club Universitario.

en sí (grapa, perfil guía, etc.), bien por el debilitamiento que en algunos casos supone para el elemento de revestimiento (ranurados o perforaciones para fijaciones ocultas).

## 5.2 Sistemas de anclaje

El sistema de anclaje de la subestructura de la fachada ventilada al soporte está formado por ménsulas o escuadras, que suelen tener forma de U, L o T, y el anclajes propiamente dicho.

Las ménsulas se unen al elemento soporte (muro de carga, forjado, viga o muro de cerramiento) por medio de anclajes comerciales de tipo químico o mecánico en función del tipo de soporte. Cuando se dispongan ménsulas de sección asimétrica (en L), es necesario contrapearlas a lo largo del montante para evitar que introduzcan esfuerzos de torsión en éste.

En elementos de hormigón armado se pueden emplear anclajes de tipo químico o mecánico, pero en elementos de fábrica, cuando se les confie misión estructural, es necesario acudir a anclajes de tipo químico. Lo más aconsejable es pedir asesoramiento a la empresa que suministre los anclajes para seleccionar aquellos más adecuados en función del:

- Tipo y estado del soporte.
- Cargas a transmitir.

Los sistemas de anclaje se dividen en:

- de retención, a las que se anclan al elemento de cerramiento y no se les confía misión estructural. Su misión es mantener la posición de la perfilera.
- de sustentación, a las que se anclan a los elementos estructurales y son las encargadas de transmitir las cargas al soporte.



## **FACHADAS VENTILADAS DE VIDRIO**

**Benito Lauret. Dr. Arquitecto**

**Profesor de Construcción. ETS Arquitectura Madrid**



## FACHADAS VENTILADAS DE VIDRIO

**Desde el muro neutralizante de Le Corbusier a las fachadas de vidrio inteligentes.**

### 1. Dobles fachadas de vidrio: evolución histórica

Más que hablar de fachada ventilada de vidrio tiene sentido hablar de doble fachada, donde la hoja exterior es de vidrio y la interior puede o no serlo. Es decir que excluyendo aquellos edificios que constan de una sola piel de vidrio, aparecen otro tipo de fachadas en las que el invariante fundamental es tener una hoja exterior de vidrio, una cámara de aire interior de magnitud variable y una hoja interior que suele incorporar aislamiento térmico de composición muy variable. Debido a las propiedades de captación de energía del vidrio, ya conocidas desde mediados del siglo XIX, la ventilación de esta cámara adopta formas muy diversas: desde la existencia de cámaras completamente estancas, pasando por todo tipo de sistemas y artificios de ventilación al interior y al exterior.

Para hacer un breve recorrido histórico por las fachadas de doble piel de vidrio conviene tener presente que su utilización inicial respondía en muchos casos al simple principio de que duplicando “la ventana” se obtenía una protección superior, sobre todo térmica en invierno.



*Fig.1. Casa Morse 1882*

Si las fachadas de vidrio de 1 hoja tienen su antecedente más notorio en el Crystal Palace de Joseph Paxton, el sector de los jardineros ingleses ya conocía el potencial de captación solar del vidrio y en 1882 Edward Morse construyó el primer muro solar de la historia que constaba de una hoja exterior de vidrio, una chapa corrugada pintada de negro y un muro de fábrica detrás. Mediante ingeniosas aperturas y rejillas Morse podía circular el aire de la cámara hacia el interior de la vivienda o hacia el exterior según necesidades térmicas de la casa.

En 1903 la Fábrica R. Setiff, Giengen on the Brenz, es uno de los ejemplos más tempranos de doble fachada (sin ventilar) de vidrio. A principios del siglo XX las fachadas acristaladas se utilizaban frecuentemente en los edificios fabriles alemanes. Igualmente se conocían las ventajas de las dobles ventanas



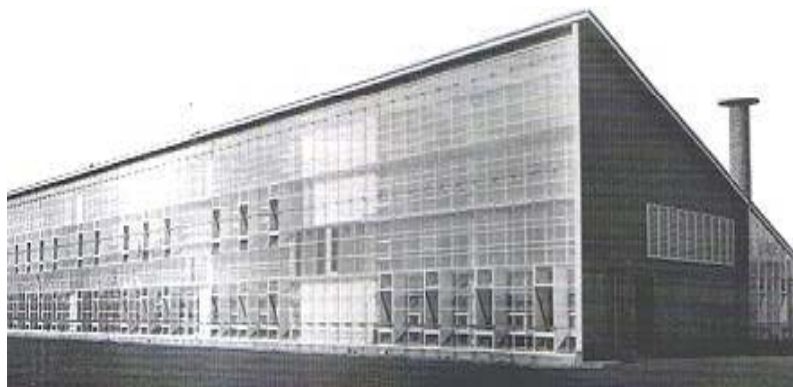
tradicionalmente utilizadas en Suiza y Austria. La combinación de estos dos principios parece haber inspirado esta fachada.



*Fig.3, Hallidee Building, 1917* de vidrio, y sin sistema de climatización, con una sola piel estanca que producía mucho calor en verano, mucho frío en invierno y unas condensaciones galopantes. Por este motivo hubo que instalar mas tarde ventanas practicables en la fachada.



En 1961 se realiza la Vallasey School, de E. Morgan. Incorporaba una doble piel de vidrio con una cámara de 60cm, siendo transparente la exterior y traslúcida la interior. En el interior de la cámara había otros paneles negros por una cara y de aluminio pulido por la otra que permitían controlar la energía captada o reflejada por el cerramiento.



*Fig.6. Vallasey School, 1961.*



*Fig.7. Biblioteca de la Facultad de Historia, Universidad de Cambridge, 1964*



*Fig.8. Torre Novel, París 1969.*

La biblioteca de la facultad de historia de la universidad de Cambridge, de James Stirling, 1964-68, es otro ejemplo de doble fachada de vidrio para mejorar el aislamiento general del edificio, manteniendo altos niveles de iluminación natural.

Igualmente en 1969 se construye en París, en la Defense, el primer rascacielos de vidrio de Francia, la Torre Novel. En su fachada participó Jean Prouvé, que propuso una doble piel de vidrio con objeto de mejorar las prestaciones energéticas de la envolvente. Sin embargo todavía se trata de una cámara de aire estanca que no prevé ventilaciones. Hay que tener en cuenta que el vidrio con cámara no aparece hasta los primeros años 70.

La incorporación a la oferta comercial de las primeras unidades de vidrio doble con cámara se producen comercialmente en los primeros años de la década de los 70 con la patente Thermopane. De este modo se pueden conseguir aislamientos térmicos en las ventanas que anteriormente solo podían conseguirse con dobles ventanas.

Igualmente en los primeros años noventa aparecen comercialmente los vidrios tratados con capas metálicas de pequeño espesor, a saber los reflectantes intermedios y los de baja emisividad. Estas capas metálicas suelen incorporarse a vidrios dobles con cámara. De este modo las capas metálicas quedan en las

caras interiores protegidas así del desgaste producido por abrasión debido a las constantes operaciones de limpieza.

## **2. Posible clasificación de las fachadas actuales de doble hoja**

En las fachadas de vidrio de una sola hoja se pueden distinguir partes transparentes, traslúcidas y opacas, que pueden estar resueltas siempre con vidrio.

En el caso de las fachadas de doble hoja se ha tenido a bien utilizar este criterio de división ya que da lugar a una casuística que está bien reflejada en edificios realizados.

De este modo y atendiendo siempre a la predominancia de la hoja exterior, por ser la que da la imagen al edificio y se enfrenta en primera instancia con la intemperie, tendremos edificios en los que la hoja exterior es transparente, traslúcida o completamente opaca.

Se plantea pues una clasificación en que se atiende de modo ponderado la importancia relativa de las variantes:

**A -Transparentes:** con la hoja exterior transparente que da lugar a:

A-1: Hoja interior transparente



*Fig.9. Edificio de Federico Echevarría en plaza de Emilio Castelar, Madrid, 1986.*

## A-2: Hoja interior traslúcida



*Fig.10. Edificio de Telefónica en Madrid, Rafael de la Hoz Arquitectos, 2007*

## A-3: Hoja interior opaca

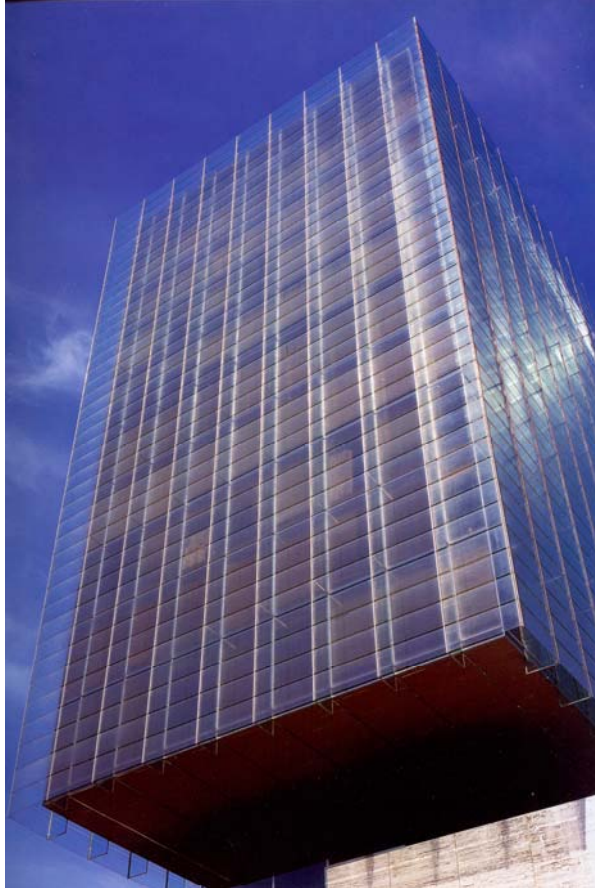


*Fig.11. Escuela secundaria en Utrecht, Erick van Egeraat, 1997.*

Indudablemente se admite como excepción la aparición de ventanas que interrumpen el conjunto.

**B - Traslúcidas:** con la hoja exterior translúcida que da lugar a:

B-1: Hoja interior transparente



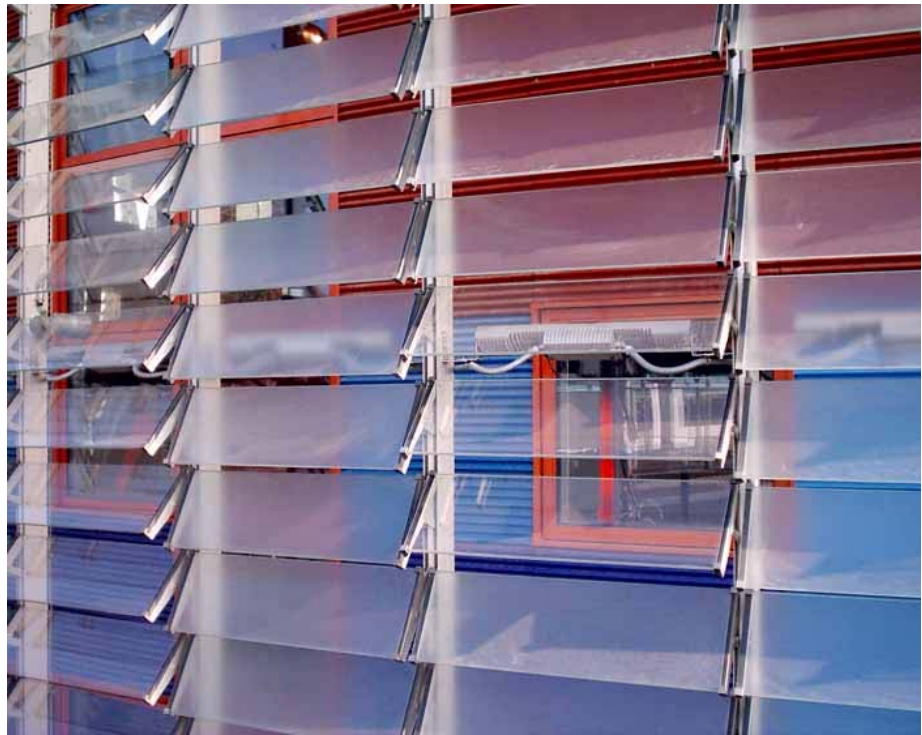
*Fig.12. Edificio de oficinas en Madrid, Rafael de la Hoz, 1986.*

B-2: Hoja interior translúcida



*Fig.13. Edificio de Peter Zumthor, Bregenz, 1997*

### B-3-: Hoja interior opaca



*Fig.14. Edificio de Torre Agbar, Jean Nouvel, Barcelona 2005.*

**C – Opacas:** con la hoja exterior opaca. Solo se puede combinar con hojas interiores opacas. No tienen mucho sentido las otras variantes aunque tal vez puedan darse en el futuro.



*Fig.15. Edificio de Maternidad encalle O'Donell, Madrid, Rafael Moneo, 2003.*

### 3. Edificios de doble fachada de vidrio con hoja exterior transparente: la búsqueda de una eficiencia energética.

Las envolventes más avanzadas se comportan como verdaderas “fachadas activas”, desde el punto de vista de la eficiencia energética, ventilación e iluminación natural. El mayor coste inicial de estas fachadas debe enfocarse desde el punto de vista global de las prestaciones de control ambiental, ahorro energético y respeto al medio ambiente.

El vidrio es un captador universal de energía, ya que el llamado “efecto invernadero” permite atrapar el calor solar. Al realizar una fachada de doble hoja de vidrio puede establecerse un colchón de aire en la cámara correspondiente y permitir su calentamiento o enfriamiento mediante exposición al sol o ventilación. Este aire idealmente, según Le Corbusier, debería estar a 18 grados centígrados, lo que “neutralizaría” el efecto de la intemperie en el interior. En la práctica es relativamente difícil mantener de modo natural dicha temperatura, si bien es posible actuar sobre ese aire calentándolo (exposición al sol) o enfriándolo (ventilación) según haga falta. El objetivo sería hacerlo de la manera más eficiente posible, es decir de un modo activo (que responde a los cambios exteriores) y controlado electrónicamente mediante sensores, microprocesadores y actuadores motorizados.



Fig. 16. Commerzbank, Norman Foster, Frankfurt 1997.

La intuición de que el control energético es posible en una fachada a través de la contribución del aire de la cámara ya se puede observar en las primeras realizaciones de este tipo, si bien en los últimos tiempos se ha avanzado bastante en su estudio. En efecto, mientras que en los primeros edificios con doble fachada de vidrio solo se pretendía minimizar los efectos nocivos del calentamiento de una fachada de vidrio, que había sido previamente elegida por razones estéticas, en ejemplos más recientes su utilización responde a planteamientos mucho más rigurosos sobre eficiencia energética, lo que inevitablemente ha influido en la creación de sistemas más sofisticados de control del aire de la cámara intermedia.

En el Commerzbank de Norman Foster en Frankfurt, 1997, se crea una doble fachada con objeto de que el aire exterior no entre directamente al interior mediante las ventanas

practicables de la hoja interior. De este modo se logra dar respuesta a la exigencia reciente (en Alemania) de que las oficinas deben tener posibilidad de ventilación exterior en la fachada (debido a los problemas detectados en los edificios enfermos con fachada estanca) sin que al abrir la ventana se originen corrientes de aire indeseadas debido a las condiciones atmosféricas exteriores. También se reducen en invierno las pérdidas originadas por esta ventilación, gracias al precalentamiento natural del aire de la cámara y en verano las persianas integradas en ella impiden el soleamiento excesivo de las ventanas interiores, refrigerando el aire de la cámara por ventilación natural. La cámara tiene un espesor de 22cm y todos los dispositivos citados se operan manualmente. La cámara carece de continuidad vertical y esta cerrada a la altura de cada forjado.

Fig. 17. Detalles de cerramiento de los edificios Commerzbank, arriba y Victoria Insurance abajo

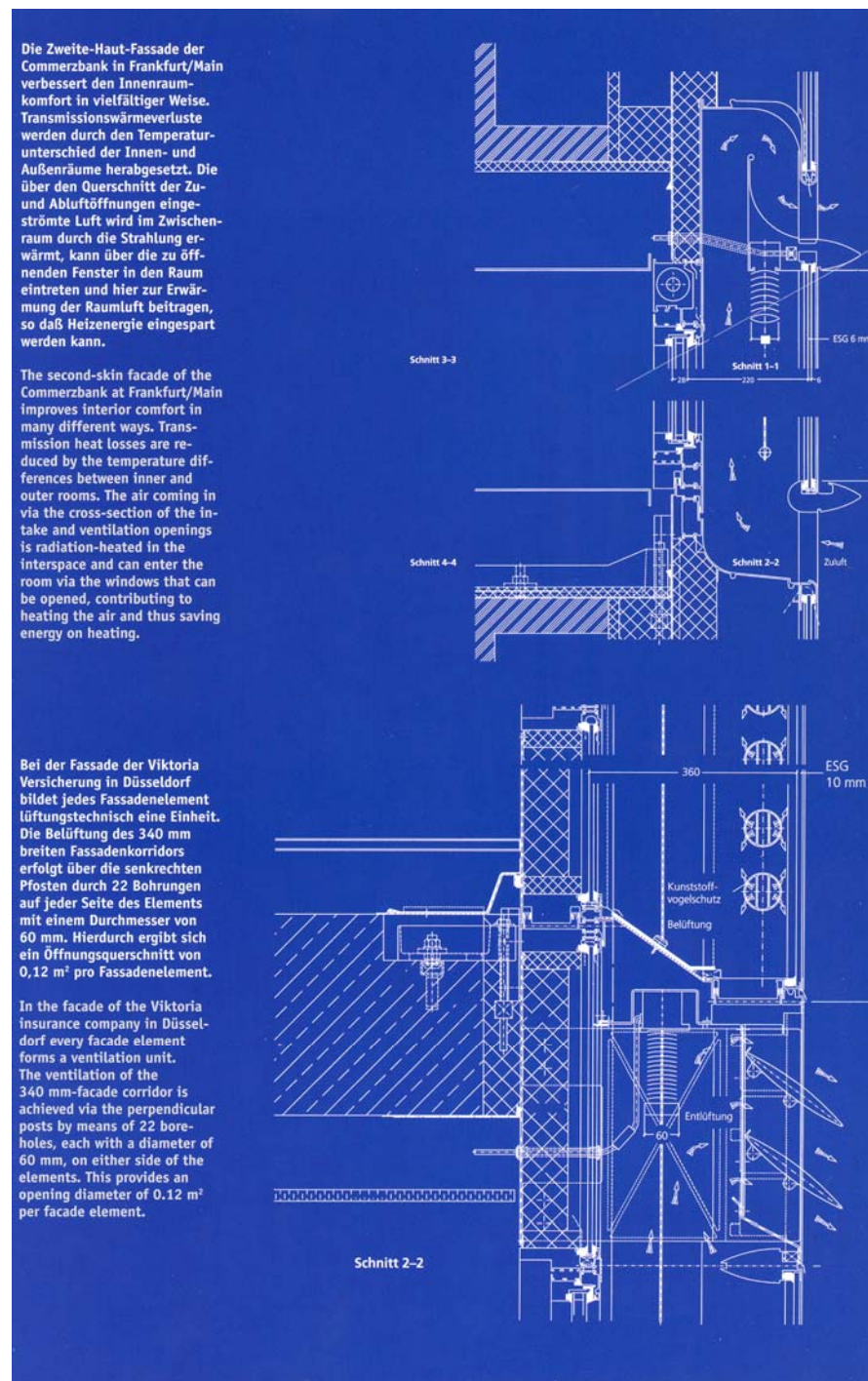




Fig. 18. Victoria Insurance, Düsseldorf 1998  
izquierda. Edificio RWE, Essen 1996, derecha.

En el edificio Victoria Insurance, de Hentrich-Petschnigg and Partners, 1998, en Düsseldorf, se controla la entrada de aire en la cámara mediante los montantes verticales que constan de aberturas laterales. La ventilación hacia el exterior se controla mediante rejillas regulables. La cámara de aire incorpora las persianas para el control de la iluminación y el soleamiento de las ventanas interiores que son practicables. La cámara tiene un espesor de 34cm y todos los dispositivos citados se operan manualmente. Esta cámara de aire carece de continuidad vertical y esta cerrada a la altura de cada forjado.

En el edificio RWE, de Ingenhoven Overdiek and Partners, Essen 1996, se realiza una cámara que llega a los 50cm. En este caso se plantea un control centralizado de las persianas del edificio. Sin embargo la ventilación se produce de modo natural, si bien se ha estudiado en profundidad el óptimo recorrido del aire. Para ello se disponen a la altura de los forjados unos conductos que abren continuamente al exterior con unas lamas que reducen la velocidad del aire y tienen alternativamente aberturas al interior en su parte superior e inferior a cada módulo de ventana, para favorecer un recorrido de ventilación diagonal. La cámara está sectorizada horizontal y verticalmente cada dos módulos de ventana corredera interior. Destaca el diseño de este conducto que tiene

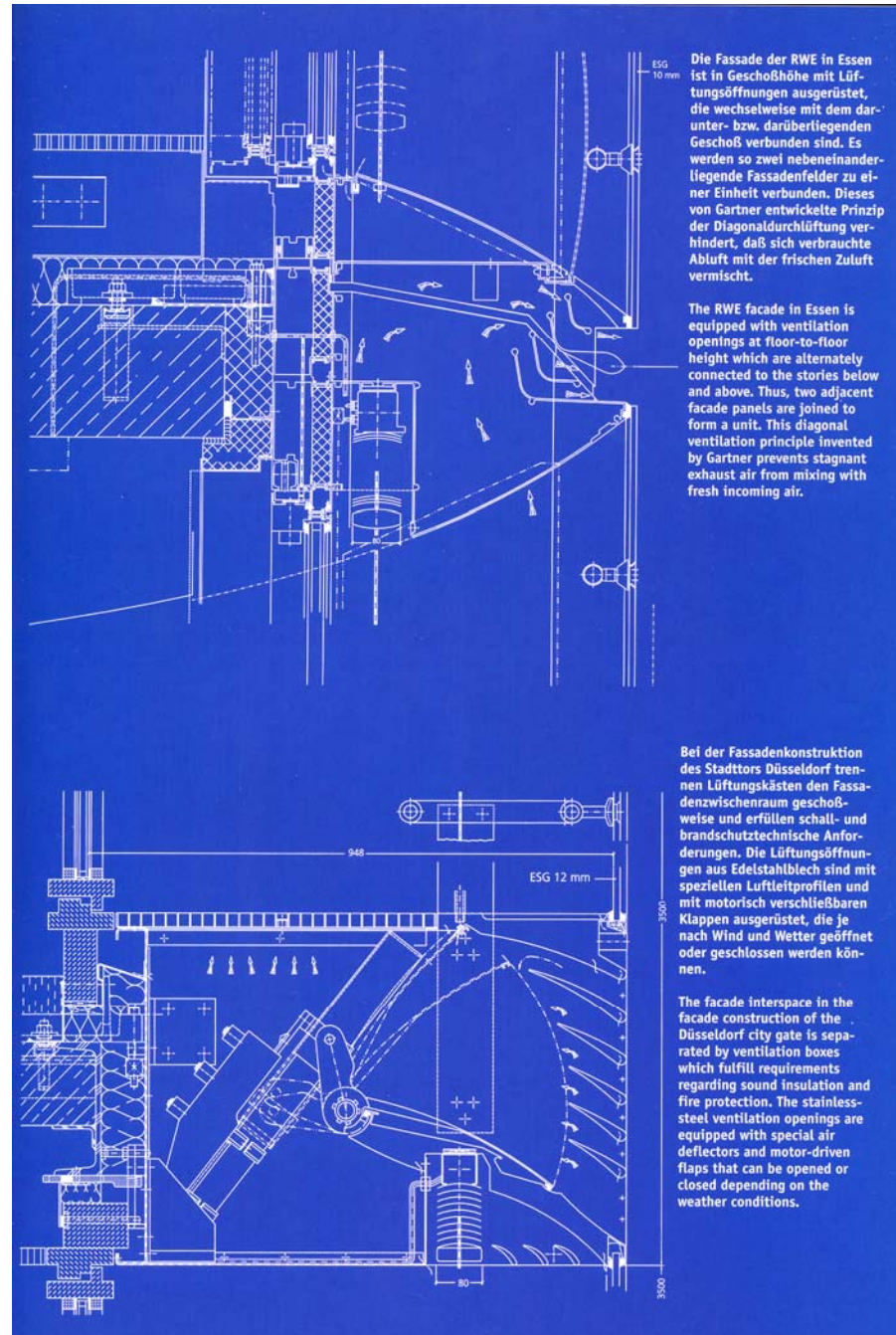


Fig. 19. Edificio City Gate  
Düsseldorf 1998

forma de “boca de pez” y sirve de continuidad al detalle de reducción progresivo en curva del espesor del entrepiso. En la práctica este conducto se conforma por unión de dos mitades, cada una integrante de un panel premontado de la fachada de doble piel. Además la hoja exterior está anclada por puntos con un sistema de tipo Planar.

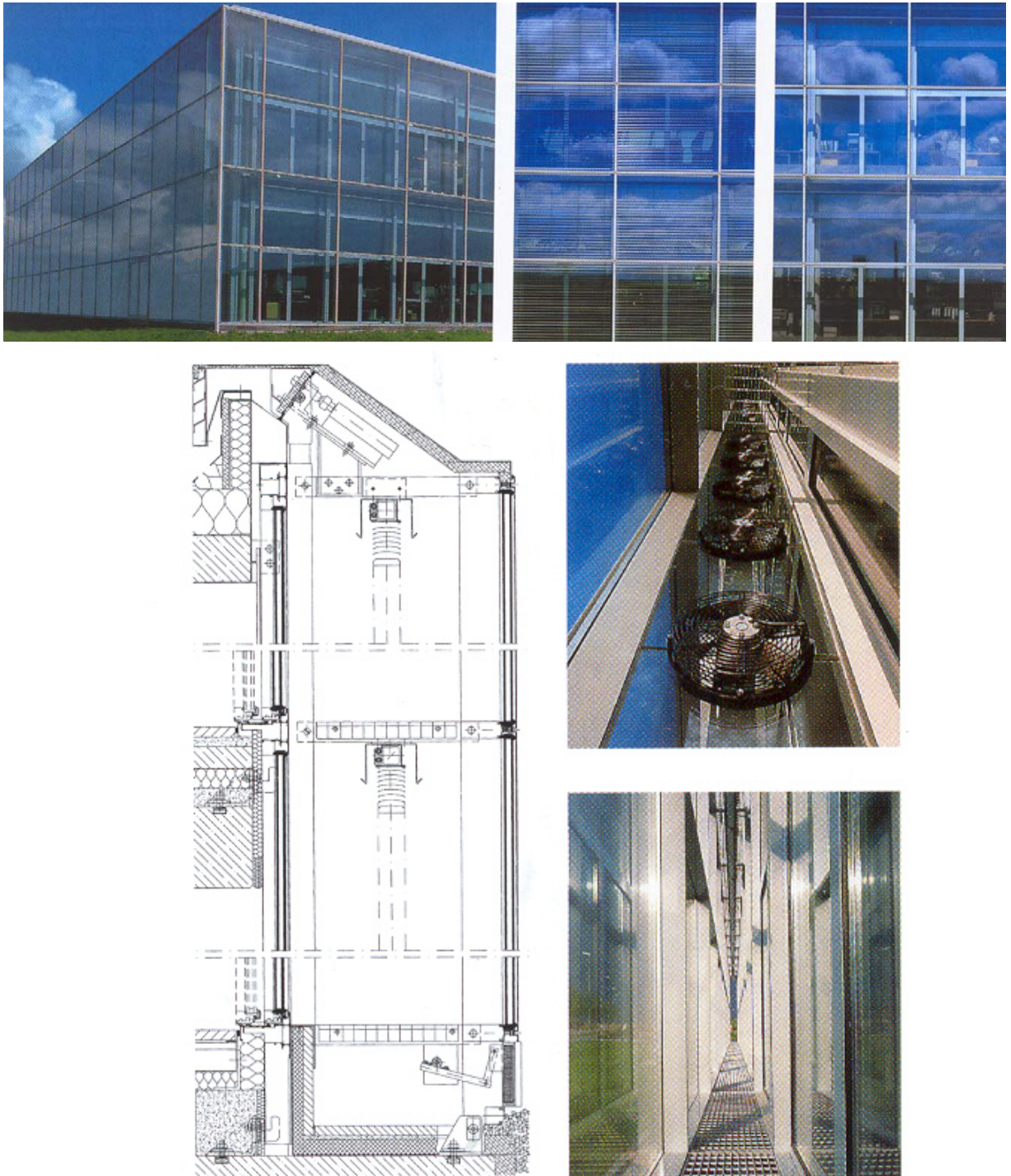
Igualmente en Düsseldorf, el edificio City Gate, de Petzinka Pink and Partners, 1998, cuenta con una generosa cámara de 94cm que queda interrumpida horizontalmente por unas “cajas de ventilación” con lamas regulables que permiten varias posibilidades de entrada y salida de aire, al tiempo que incorporan las correspondientes persianas de aluminio.

Fig. 20. Detalles de cerramiento de los edificios RWE, arriba y City Gate abajo



Finalmente el edificio sede de Götz, de Martin Webler y Garnet Geissler, Würzburg 1995, cuenta con una cámara de aire de 60cm de espesor sobre la que se ejerce un control exhaustivo para optimizar su eficiencia energética. Por una parte al tratarse de un edificio de baja altura el flujo vertical de aire se controla mediante aberturas en la base y en la coronación de la cámara, mediante convección natural. Lateralmente el flujo de aire se controla

mediante ventiladores eléctricos situados en las esquinas del edificio. Igualmente cuenta con persianas de dos tipos: reflectantes y absorbentes. Estas persianas están perforadas por lo que permiten la visión a su través y mejoran la iluminación natural. En invierno la cámara absorbe el máximo de calor en la fachada sur gracias a las persianas absorbentes y luego recircula el aire caliente al resto de las fachadas y al interior del edificio, ya que las ventanas interiores son practicables. En verano despliega las persianas reflectantes para protección de las ventanas interiores y ventila el calor sobrante en todas direcciones.



*Fig. 21. Imágenes y Detalles de cerramiento del edificio sede de Götz*

Todas estas operaciones se realizan automáticamente por el sistema de gestión centralizada del edificio. A pesar de todo, uno de los inconvenientes principales de este tipo de sistemas es la velocidad de reacción para el mantenimiento de unas condiciones óptimas en todo momento. Así, cabe pensar que un cierto factor de anticipación es necesario por lo que el edificio debería “aprender a anticiparse” a diferentes situaciones previsibles, para contrarrestar la a veces inevitable demora en el restablecimiento de los parámetros de confort. Para ello se ha incorporado un software con un módulo de lógica difusa, lo que permite un control con unos límites sin definir, es decir, basado en un cúmulo de variables de influencia que se manejan simultáneamente. Dotado de 250 sensores y cerca de 1000 actuadores el sistema va corrigiendo sus operaciones a través del tiempo, para realizar las que mejor optimizan el comportamiento real del edificio.



**SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS INNOVADORAS.  
CONCEPTO, FUNCIONAMIENTO, CÁLCULO, EJECUCIÓN Y PUNTOS SINGULARES.**

**EVALUACIÓN DE LA IDONEIDAD DE EMPLEO DE LOS  
SISTEMAS DE FACHADAS VENTILADAS.  
EXIGENCIAS DE LA GUÍA EOTA (en proyecto)  
Y GUÍAS UEAtc.**

---

Yolanda Sánchez-Montero Martínez-Piqueras, arquitecto  
Documento de Idoneidad Técnica  
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja - CSIC



# 1. Las Guías EOTA para la concesión del DITE

## 1.1. El DITE basado en una Guía DITE

El artículo 11 de la DPC, establece que la Comisión conferirá mandatos para la elaboración de las Guías del Documento de Idoneidad Técnica Europeo de un producto o familia de productos a la entidad (EOTA) que reúna a los Organismos Autorizados designados por los Estados Miembros.

El artículo 9.1 de la DPC, establece que el DITE para un producto se basará en las Guías de DITE para dicho producto o familia de productos.

El estatus de la Guía es diferente del de la Norma aunque en principio son bien semejantes. La Norma es una especificación técnica que se corresponde según la DPC con el DITE y no con la Guía.

Los criterios sobre los que la Comisión encarga a EOTA la redacción de las Guías se basan principalmente para cada Guía, en el número de productos semejantes en el mercado, en el grado de implantación de los productos en los diferentes países miembros de la CE y en la decisión previa del CEN (Comité Europeo de Normalización) de no iniciar la preparación de una Norma Armonizada; de ahí la necesidad de una estrecha colaboración entre EOTA y CEN.

Las Guías son la base para la evaluación técnica de la idoneidad de empleo de un producto en función del uso previsto y expresan la posición de común acuerdo de los Organismos Autorizados en el marco de la EOTA, las disposiciones de la DPC y de los Documentos Interpretativos y se realizan en el marco del mandato dado por la Comisión Europea a EOTA para su redacción.

Las Guías, reflejan el grado de conocimiento que en el ámbito europeo existe por el producto que desarrollan, al establecer los métodos de examen y los criterios exigidos por familias de productos.

Las Guías y también las Normas tienen un carácter anónimo, no se sabe a que producto se aplicarán después. EL DITE, sin embargo, tiene “nombre y apellidos”, y esto es una ventaja sobre todo para el usuario que puede comprobar la evaluación y controles sobre el producto y las particularidades del mismo frente a las generalidades de la Guía.

El contenido de las Guías DITE preparadas por EOTA, responde a las indicaciones generales del artículo 11.2 de la DPC y al formato oficial de Guía elaborado por EOTA. Este formato tiene como principal fin ayudar a los Organismos Autorizados en la redacción las mismas, de forma que su contenido refleje tanto como sea posible las exigencias del mandato de la Comisión, de los fabricantes y de los propios Organismos Autorizados.

El formato de Guías tiene también en consideración la necesidad de coherencia y homogeneidad entre las diferentes Guías y la obligación de una redacción fácilmente comprensible para sus futuros lectores. Las Guías son la base de la evaluación de los Organismos Autorizados que son los primeros en valerse de ellas, pero las Guías también sirven para que los fabricantes conozcan el grado de exigencia previsto para su producto; los requisitos que deberá cumplir para obtener el DITE.

Hasta la fecha se han finalizado formalmente 25 Guías y hay un gran número en tramitación.

Las principales singularidades a reseñar de las Guías realizadas hasta la fecha son:

- La mayor parte son para Kits.
- La mayor parte de las familias son bien conocidas: Anclajes, Impermeabilizaciones Líquidas, Sistemas de Acristalamiento Estructural, etc.
- Se realiza una evaluación del Kit pero también de los componentes. (Ej. El caso de la Guía de Sistemas y Kits compuestos para el aislamiento térmico por el exterior con revoque).
- Algunas Guías incorporan un número muy alto de ensayos a realizar, lo que supone un coste importante para los fabricantes.

Las Guías no se emiten con la indicación de la fecha de su entrada en vigor, esto se acuerda por los Estados Miembros en una decisión de la Comisión estableciendo un periodo transitorio que permita a los fabricantes, a los Organismos Autorizados y a los mismos Estados Miembros adaptarse gradualmente a los procedimientos de evaluación de la conformidad y al conjunto de requisitos aplicables que permitan obtener el marcado CE.

**La Guía J.** Periodos transitorios en la DPC, establece que los fabricantes, importadores y distribuidores necesitan disponer de tiempo para ejercitar los derechos que hubieran podido adquirir anteriormente a la entrada en vigor de las nuevas reglas. (Por ejemplo, vender sus productos en stock fabricados de acuerdo a las reglas nacionales válidas previamente a la entrada en vigor de la Guía).

La DPC no establece estrictamente un periodo de transición durante el cual, conviene recordar, los fabricantes pueden elegir entre cumplir con la Directiva o cumplir con las reglas nacionales, sin embargo el artículo 6.2 indica expresamente que:

“Los Estados Miembros deberán permitir que los productos no cubiertos por el artículo 4.2 se comercialicen en su territorio si satisfacen las disposiciones nacionales conformes con el Tratado, hasta que las especificaciones técnicas europeas contempladas en los Capítulos II y III dispongan otra cosa.”

Con el único propósito de la intención de este artículo 6.2 de la DPC, la Guía de DITE puede ser considerada como una “especificación técnica”. Esta consideración permite un tratamiento similar de las Guías de DITE y las Normas Armonizadas en lo que se refiere a los periodos transitorios necesarios para adaptar las disposiciones nacionales de los Estados Miembros a permitir la aceptación del marcado CE de los productos y a sus fabricantes o suministradores.

Las etapas del proceso de entrada en vigor de las Guías DITE son las siguientes:

Etapa	Comentario	Responsable
Fecha de disponibilidad de la Guía	Fecha de distribución del texto en inglés por la Comisión a los EE.MM.  (Fecha que se considera como la de existencia oficial de la Guía.)	EOTA / EC
Publicación de la Guía en los Estados Miembros	La publicación es obligatoria pero no es una precondition para la aplicabilidad de la Guía. El formato de publicación será acorde a las disposiciones nacionales. Fecha a indicar en cada Guía.  (Por defecto nueve meses después de la disponibilidad) en la cual se debe indicar el inicio del periodo de coexistencia.)	Estado Miembro
Fecha de anulación de las disposiciones nacionales correspondientes	El inicio del periodo de coexistencia o transitorio debe estar indicado en la Guía.  (Por defecto dos años después de iniciado el periodo de coexistencia: 33 meses desde la fecha de disponibilidad de la Guía.)	Estado Miembro

Una vez que se ha dado el primer paso, es decir que los Estados Miembros han sido formalmente informados por la Comisión, y durante todo el periodo transitorio, los fabricantes pueden solicitar el DITE basado en la Guía y obtener el marcado CE, pero esto, no es obligatorio. Durante estas fases los fabricantes son libres de elegir la vía del DITE y acceder al marcado CE, o continuar con su producción y evaluación del producto si es el caso, conforme a las situaciones nacionales correspondientes. Sin embargo, si el fabricante decide obtener un DITE y lo obtiene, así como el marcado CE, los Estados Miembros están obligados a aceptarlo también durante el periodo transitorio, según el citado artículo 6.2 de la DPC.

Para los productos ya colocados en obra conforme a las disposiciones nacionales antes de la finalización del periodo de coexistencia, los EEMM pueden autorizar el uso continuado de estos productos (productos concretos, no familias o tipos) durante un periodo de tiempo razonable; hecho sin duda de gran importancia.

Finalizado el periodo de coexistencia las normativas nacionales que pudieran ser contradictorias con lo dispuesto en las Guías deben ser derogadas. En el caso español además los productos que queden dentro del campo de aplicación de la Guía, podrán ser utilizados si disponen del marcado CE, salvo los casos particulares previstos en el apartado anterior.

## 2. Guía DITE de kits para el revestimiento de fachadas

La Guía de la EOTA está basada en los trabajos realizados previamente por la UEAtc, recogidos en las siguientes Guías, antiguamente denominadas Directrices:

D-01: Directrices comunes para la evaluación de fachadas ligeras (1963).

D-24: Directrices UEAtc para la evaluación de choques sobre componentes verticales opacos (1981).

El Grupo de la EOTA 04.04/08 está redactando la **Guía DITE de Kits para el revestimiento de fachadas** bajo el título *ETAG Kits for external wall claddings*, que consta de 3 partes, cada una de las cuales se encuentra en una fase de desarrollo diferente.

Parte I: Elementos de revestimiento de fachadas ventiladas y mecanismos de fijación asociados.

Parte II: Elementos de revestimiento de fachadas y mecanismos de fijación asociados, subestructura y aislamiento.

Parte III: Kits de revestimiento de fachadas adheridos.

El estado actual de la parte relativa a la evaluación de fachadas ventiladas, **Guía DITE de Kits para el revestimiento de fachadas. Parte I: Elementos de revestimiento de fachadas ventiladas y mecanismos de fijación asociados** o *DRAFT ETAG n° 12 of Kits for external wall claddings. Part I: Ventilated cladding elements and associated fixing devices* (2006), es de “último borrador”.

### 2.1. Objeto

Esta Guía cubre los kits de revestimiento de fachadas consistentes en elementos de revestimiento exterior fijados mecánicamente o adheridos a una subestructura específica para el kit o no, que se fija a la hoja interior o soporte de fachada de un edificio nuevo o existente.

### **2.1.1. Materiales y componentes**

Para que un kit de revestimiento de fachadas sea objeto de evaluación por esta Guía y susceptible de obtener un DITE, sus componentes deberán estar bien definidos técnicamente y podrán ser de los materiales que se indican a continuación.

#### **2.1.1.1. Hoja exterior o elemento de revestimiento exterior**

- Plástico
- Paneles laminados
- Derivados de la madera
- Fibrocemento
- Cemento reforzado con fibra de vidrio
- Hormigón polímero
- Baldosas cerámicas
- Baldosas de terracota
- Piedra
- Metal
- Vidrio

#### **2.1.1.2. Cámara de aire**

- Componente del sistema opcional.
- Drenada
- Ventilada
- No ventilada

#### **2.1.1.3. Aislamiento térmico**

- Componente del sistema opcional.
- En caso de formar parte del sistema deberá ser definido de acuerdo a normativa EN o DITE.

#### **2.1.1.4. Subestructura secundaria y fijaciones**

- Metálica:
  - aluminio
  - acero
  - acero inoxidable
- Madera

#### **2.1.1.5. Subestructura primaria y fijaciones**

- Componente del sistema opcional.
- Metálica:
  - aluminio
  - acero
  - acero inoxidable

#### **2.1.1.6. Anclajes**

- Componente del sistema opcional.

- Según tipo y estado de hoja interior o soporte, en caso de formar parte del sistema deberá ser definido de acuerdo a DITE.

#### 2.1.1.7. Hoja interior o soporte

- No forma parte del sistema.
- Fábrica:
  - arcilla
  - hormigón
  - o piedra
- Hormigón:
  - vertido in situ
  - o en paneles prefabricados
- Entramado:
  - metálico
  - o de madera

#### 2.1.2. Configuración

Los diferentes tipos de kit de revestimiento de fachadas, en función de la disposición y tipo de los componentes que lo configuren, quedarán cubiertos por una u otra de las partes de la Guía DITE.

##### 2.1.2.1. Parte I: Hoja exterior + mecanismos de fijación + cámara de aire **ventilada** + (aislamiento)

La parte I de la Guía, sólo cubre el uso previsto de los revestimientos de fachadas formados por la hoja exterior y los mecanismos asociados de fijación mecánica con cámaras de aire ventiladas.

Se considera una cámara de aire ventilada si:

- Espesor de cámara  $\geq 20$  mm (localmente puede quedar reducido a  $e = 5$  a  $10$  mm)
- Secciones útiles de aperturas de ventilación  $\geq 50$  cm<sup>2</sup>/ml (al menos en el arranque del edificio y a la altura de cornisa).

##### 2.1.2.2. Parte II: Hoja exterior + mecanismos de fijación + cámara de **aire ventilada o no** + (aislamiento) + subestructura + fijación a hoja interior

La parte II de la Guía, cubre el uso previsto de todos los componentes de los revestimientos de fachadas formados por la hoja exterior y sus mecanismos de fijación, subestructura y fijaciones al soporte (con posible capa de aislamiento), con cámara de aire, ventilada o no.

##### 2.1.2.3. Parte III: Hoja exterior directamente **adherida** a subestructura

La parte III de la Guía, cubre los revestimientos de fachada en los que la hoja exterior se adhiere directamente a la subestructura.

#### 2.1.3. Campo de aplicación

##### 2.1.3.1. Nota 1

Esta Guía es de aplicación cuando un fabricante suministra **todos los componentes** de un kit de revestimiento de fachadas.

También es de aplicación cuando el fabricante suministra **sólo la hoja exterior** (sin fijaciones), si los demás componentes (fijaciones) están bien definidos en su documentación técnica: dimensiones, material y prestaciones.

Sin embargo **no es de aplicación** cuando un fabricante suministra todos los componentes de un kit de revestimiento de fachadas (fijaciones, subestructura y fijación a hoja interior o soporte) **excepto la hoja exterior**, en cuyo caso la obtención del DITE se deberá realizar vía CUAP (ej.: *CUAP desarrollado por el DIBt en 2001 para la familia B: ETA request nº 06.01/16: Fijaciones de revestimientos de fachadas o Fastener of external wall claddings*).

#### 2.1.3.2. Nota 2

No son objeto de esta Guía los kits de revestimiento de fachadas cuya **hoja exterior** está compuesta por:

- Paneles autoportantes aislantes con doble cara (EN 14509).
- Paneles autoportantes ligeros de composite (GUÍA DITE 016).
- Paneles recubiertos por una capa proyectada in situ.
- Revestimientos exteriores proyectados in situ sobre una malla metálica.

#### 2.1.3.3. Nota 3

Esta Guía no contempla revestimientos exteriores **en contacto con el terreno**. En estos casos, el Organismo Evaluador de la EOTA puede necesitar desarrollar ensayos adicionales consensuados con la EOTA.

#### 2.1.3.4. Nota 4

Habría que estudiar caso por caso si el kit es apropiado o no para un uso previsto como **revestimiento suspendido** (superficie horizontal).

### 2.2. Familias

La Guía establece 8 tipos de familias para los kits de revestimiento de fachadas, tanto ventiladas como no ventiladas, en función de los mecanismos de fijación asociados al elemento de revestimiento de fachada.

Aquellos Kits que no pertenezcan claramente a una de las familias, podrán ser evaluados por estimación de similitudes con ellas.

#### 2.2.1. Familia A (vistas)

Hoja exterior fijada mecánicamente a la subestructura mediante fijaciones puntuales pasantes (ej. remaches, tornillos, etc.).

#### 2.2.2. Familia B (ocultas)

Hoja exterior fijada mecánicamente a la subestructura mediante al menos 4 anclajes especiales dispuestos en una entalladura de la hoja y fijados a grapas que se encajan mecánicamente en un perfil horizontal (ej. casquillos de expansión).

#### 2.2.3. Familia C (ocultas)

Hoja exterior colocada sobre una malla horizontal de perfiles-guía o de grapas metálicas, atornilladas a una subestructura vertical.

### 2.2.4. Familia D (ocultas)

Hoja exterior integrada por piezas adyacentes, encajadas por sus bordes superior e inferior y con solape lateral, fijadas a la subestructura mediante fijaciones mecánicas situadas en el borde superior y ocultas por el borde inferior de las piezas superiores.

### 2.2.5. Familia E (ocultas)

Hoja exterior fijada a la subestructura mediante fijaciones mecánicas situadas en el borde superior y ocultas por el solape del borde inferior de las piezas superiores.

### 2.2.6. Familia F (vistas)

Hoja exterior fijada mecánicamente a la subestructura mediante al menos 4 grapas o perfiles-guía metálicos.

### 2.2.7. Familia G (ocultas)

Hoja exterior de tipo bandeja colgada de la subestructura (ej. pasadores en entalladuras).

### 2.2.8. Familia H (vistas)

Hoja exterior integrada por lamas sustentadas por grapas de unión en el solape entre las piezas superior e inferior.

Familia	Ejemplos de material de elementos de revestimiento	Ejemplos de material de fijaciones
A	Tableros derivados de la madera, metal, piedra, laminados, fibrocemento, composites o de cemento con partículas	Remaches o tornillos de acero protegido contra corrosión, acero inoxidable o aleaciones de aluminio
B	Paneles de piedra, cerámica, laminados, fibrocemento, hormigón polímero o composites	Perfiles o grapas con anclajes ocultos de acero inoxidable
C	Paneles de piedra, cerámica, laminados, fibrocemento, cemento reforzado con fibra, hormigón polímero o composites	Perfiles-guía de aleación de aluminio o pasadores de acero inoxidable
D	Elementos de cemento reforzado con fibra o plásticos	Tornillos de acero protegido contra corrosión, acero inoxidable o aleación de aluminio
E	Tableros derivados de la madera, fibrocemento, plástico o cemento con partículas	Tornillos o pasadores de acero protegido contra corrosión, acero inoxidable o aleación de aluminio
F	Baldosas de cemento reforzado con fibra, fibrocemento, cerámica o terracota	Perfiles-guía o grapas de acero inoxidable
G	Bandejas de metal o composites	Subestructura de acero inoxidable y aleaciones de aluminio
H	Baldosas de derivados de la madera, hormigón, fibrocemento, pizarra o terracota	Tornillos, pasadores o grapas de cobre, acero protegido contra corrosión, acero inoxidable o aleaciones de aluminio

**Tabla de materiales posibles**

DIT	Familia	Anclaje	Subestructura primaria		Fijación		Subestructura secundaria		Fijación		Hoja exterior	
			Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Material	Característica
TRESPA	A	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical TS 700	Aluminio	Remaches ciegos	Aluminio o acero inox A2	Laminado compacto HPL	e = 6-8-10-13 $\alpha \leq 2,5$ mm/m $\delta \leq L/200$
TRESPA	A	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical TS 150	Madera	Tornillos autorrosc	Acero inox A2		
MAX	A	-	Escuadras-clip	-	Tornillo	-	Vertical en T, L, C, $\Omega$	Aluminio 6005 T5	Remaches ciegos	Aluminio	Laminado compacto HPL	e = 6-8-10 $\alpha \leq 2,0$ mm/m $\delta \leq L/200$
ALUCOBOND	A	-	Escuadras	-	Remaches	-	Vertical en $\Omega$ $\delta \leq L/200$ Horizontal en $\Omega$ $\delta \leq L/200$ Perimetral en $\Omega$ $\delta \leq L/200$	Aluminio	Remaches	Aluminio + acero inox	Bandejas de composite: aluminio + polietileno + aluminio (lacado tricapa de pintura)	e = 4 mm $\alpha \leq 2,4$ mm/m $\delta \leq L/30$
REYNOBOND	A	-	Escuadras en U o L (sust/ret)	Aluminio 6060 T5	Remaches o tornillo broca	Aluminio + acero inox	Bidireccional RV 60 4c en $\Omega$ cerrada $\delta \leq L/200$ Bidireccional RV 50 4c en $\Omega$ $\delta \leq L/200$ Bidireccional RV 50 2c en $\Omega$ $\delta \leq L/200$	Aluminio 6060 T5	Remaches	Aluminio	Bandejas de composite: aluminio + polietileno LD + aluminio (lacado de pintura)	e = 3-4-6 mm $\alpha \leq 2,4$ mm/m $\delta \leq L/30$
											Bandejas de composite: aluminio + polietileno FR + aluminio (lacado de pintura)	e = 3-4-6 mm $\alpha \leq 2,4$ mm/m $\delta \leq L/30$
TRESPA	B	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical	Aluminio	Perfil horizontal TS 200 + grapa	Aluminio $\delta \leq L/200$	Laminado compacto HPL	e = 8-10-13 $\delta \leq L/200$
									Casquillos expansión o no	Acero inox A2		

DIT	Familia	Anclaje	Subestructura primaria		Fijación		Subestructura secundaria		Fijación		Hoja exterior	
			Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Material	Característica
TRESPA	B	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical	Madera	Perfil horizontal TS 200 + grapa	Aluminio $\delta \leq L/200$	Laminado compacto HPL	$e = 8-10-13$ $\delta \leq L/200$
									Casquillos expansión o no	Acero inox A2		
MAX	B	-	Escuadras-clip	-	Tornillo	-	Vertical en T, L, C, $\Omega$	Aluminio 6005 T5	Perfil horizontal + grapa	Aluminio 6005 T5	Laminado compacto HPL	$e = 8-10$ $\delta \leq L/200$
									Casquillos expansión o no	Acero inox A2 o A4		
									Tornillos autorrosc	Acero inox A2 o A4		
TRESPA	C	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical	Aluminio o madera	Tornillos autorrosc	Acero inox A2	Laminado compacto HPL	$e = 8-10-13$ $\delta \leq L/200$
									Perfil horizontal TS 300	Aluminio $\delta \leq L/200$		
TRESPA	C	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical	Madera	Tornillos autorrosc	Acero inox A2	Laminado compacto HPL	$e = 8-10-13$ $\delta \leq L/200$
									Pletinas	Aluminio o acero inox A2		
MECANOFAS	C	-	Escuadras	Aluminio 6063 T5	Tornillo	Acero inox A2	Vertical en $\Omega$ cerrada	Aluminio 6063 T5	Tornillo	Acero inox A2	Granito o Mármol o Gres porcelánico	$e = 15 \text{ mm}$ $\delta \leq L/300$ $e = 20 \text{ mm}$ $\delta \leq L/300$ $e = 8-10 \text{ mm}$ $\delta \leq (\text{ranurados})$
									Perfil-guía 7 + adhesivo	Aluminio 6063 T5		
PORCELANOSA	C	-	Escuadras	Aluminio 6005 T4	Tornillo	Acero inox A2	Vertical u horizontal en T	Aluminio 6005 T4	Tornillo	Acero inox A2	Placa cerámica	$e = 9,5-11 \text{ mm}$ $\delta \leq L/150$ (ranurada)
									Grapas ocultas + masilla poliuretano	Acero inox A2		
ULMA	C	-	Escuadras	Aluminio 6063 T6	Tornillo autotaladr	Acero zincado	Vertical en $\square$	Aluminio 6063 T6	Tornillo autotaladr	Acero zincado	Placa de hormigón polímero	$e = 11-14 \text{ mm}$ $\delta \leq L/125$ (ranurada)
									Perfil-guía + espaciador de polipropileno	Aluminio 6063 T6		
FAVEMANC	C	-	Escuadras regulables (sust/ret)	Aluminio 6063 T5	Tornillo	Acero inox A2	Vertical en $\Omega$	Aluminio 6063 T5	Tornillo autotaladr	Acero inox A2	Placa de gres extruido	$e = 4 \text{ cm}$ $\delta \leq L/150$ (ranura-solape)
									Grapas + ranura-solape	Acero inox A2		

UNYCLAD	C	-	Escuadras A-01, A-02, A-03	Aluminio 6063 T6	Tornillo autorrosc	Acero inox A2	Vertical en $\Omega$ cerrada M-01, M-02, M-03, M-04 $\delta \leq$	Aluminio 6063 T6	Perfil-guía H-01, H-04 (arranque) H-02, H-05 (intermedio) H-03, H-06 (remate) H-07 (dintel)	Aluminio 6063 T6	Placas de piedra (sin definir)	e = 3-4 cm $\delta \leq$ (ranurada)
							Tornillo autorrosc	Acero inox A2	Clips retención C-01, C-02 Clips sustentación C-06, C-07, C-08, C-09	Aluminio 6063 T6		
							Unión entre montantes S-01 (M-01, M-02) NB-01 (M-03, M-04)	Aluminio 6063 T6				
PORCELANOSA	F	-	Escuadras	Aluminio 6005 T4	Tornillo	Acero inox A2	Vertical u horizontal en T	Aluminio 6005 T4	Tornillo	Acero inox A2	Placa cerámica	e = 9,5-11 mm $\delta \leq$ L/150 (ranurados)
									Grapas vistas + masilla poliuretano	Acero inox A2		
LARSON	G	-	Escuadras en U y doble L	Aluminio	Tornillos	-	Vertical en $\Omega$ LCH-1 LCH-2 $\delta \leq$ L/200	Aluminio 6063 T5	Piezas cuelgue LC-3 + refuerzo cuelgue	Aluminio 6063 T6 + aluminio 3003 H16	Bandejas de composite: aluminio + polietileno + aluminio + (lacado tricapa de pintura)	e = 4 mm $\alpha \leq$ 2,3 mm/m $\delta \leq$ L/30
							Remaches o tornillo broca	Aluminio + acero inox	Pasadores	-		
LARSON METAL	G	-	Escuadras en U y doble L	Aluminio	Tornillos	-	Vertical en $\Omega$ LCH-1 LCH-2 $\delta \leq$ L/200	Aluminio 6063 T5	Piezas cuelgue LC-3 + refuerzo cuelgue	Aluminio 6063 T6 + aluminio 3003 H16	Bandejas de composite: aluminio + polietileno FR + aluminio	e = 4 mm $\alpha \leq$ 2,3 mm/m $\delta \leq$ L/30
											Bandejas de composite: inox + polietileno FR + inox	e = 4 mm $\delta \leq$ L/30
							Remaches o tornillo broca	Aluminio + acero inox	Pasadores	-	Bandejas de composite: zinc + polietileno FR + zinc	e = 4 mm $\delta \leq$ L/30
											Bandejas de composite: cobre + polietileno FR + cobre	e = 4 mm $\delta \leq$ L/30

DIT	Familia	Anclaje	Subestructura primaria		Fijación		Subestructura secundaria		Fijación		Hoja exterior	
			Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Material	Característica
ALUCOBOND	G	-	Escuadras	Aluminio o acero galv	Remaches	-	Vertical en $\Omega$ $\delta \leq L/200$	Aluminio	Pasadores $\Phi = 8 \text{ mm} +$ forro plástico $e = 1 \text{ mm}$	-	Bandejas de composite: aluminio + polietileno + aluminio (lacado tricapa de pintura)	$e = 4 \text{ mm}$ $\alpha \leq 2,4 \text{ mm/m}$ $\delta \leq L/30$
REYNOBOND	G	-	Escuadras en U o L (sust/ret)	Aluminio 6060 T5	Remaches	Aluminio + acero inox	Bidireccional KU 50 o 35 en $\Omega$ cerrada $\delta \leq L/200$	Aluminio 6060 T5	Perfil deslizante de ajuste regulable (entalladuras inferiores en L o T como tope)	Aluminio 6060 T5	Bandejas de composite: aluminio + polietileno LD+ aluminio (lacado de pintura)	$e = 4 \text{ mm}$ $\alpha \leq 2,4 \text{ mm/m}$ $\delta \leq L/30$ (refuerzos con pletinas y remaches) (entalladuras en L o T)
							Tornillo autorrosc	Acero inox	Pasadores $\Phi = 8 \text{ mm} +$ vaina plástico $e = 0,5 \text{ mm}$	Acero inox A2-A4	Bandejas de composite: aluminio + polietileno FR+ aluminio (lacado de pintura)	$e = 4 \text{ mm}$ $\alpha \leq 2,4 \text{ mm/m}$ $\delta \leq L/30$ (refuerzos con pletinas y remaches) (entalladuras en L o T)
REYNOBOND	G	-	Escuadras en U o L (sust/ret)	Aluminio 6060 T5	Remaches	Aluminio + acero inox	Bidireccional KS 50 o 35 en U $\delta \leq L/200$	Aluminio	Pasadores $\Phi = 8 \text{ mm} +$ vaina plástico $e = 0,5 \text{ mm}$	Acero inox A2-A4	Bandejas de composite: aluminio + polietileno LD+ aluminio (lacado de pintura)	$e = 4 \text{ mm}$ $\alpha \leq 2,4 \text{ mm/m}$ $\delta \leq L/30$ (refuerzos con pletinas y remaches) (entalladuras en L o T)
											Bandejas de composite: aluminio + polietileno FR+ aluminio (lacado de pintura)	$e = 4 \text{ mm}$ $\alpha \leq 2,4 \text{ mm/m}$ $\delta \leq L/30$ (refuerzos con pletinas y remaches) (entalladuras en L o T)
TRESPA	H	-	Escuadras	-	Tornillo	-	Vertical	Aluminio o madera	Tornillos	Acero inox A4	Laminado compacto HPL (lamas)	$e = 8-10-13$ $\delta \leq L/200$
									Clips TS 650	Aluminio o acero inox A2		

## 2.3. Contenido de un DITE

El contenido de un DITE sólo contempla:

- **una familia** de kit de revestimiento (en el que el kit de fijación deberá estar completamente descrito),
- **un material** de la hoja exterior.

En un DITE puede haber:

- varias dimensiones de la hoja exterior (longitud, altura, espesor),
- varios colores y texturas de superficies,
- varias fijaciones,
- varias densidades de fijación.

## 3. Guía DITE: Parte I

### 3.1. Requisitos y métodos de verificación

La Guía DITE describe los requisitos específicos que deberá cumplir el kit de revestimiento de fachadas ventiladas en virtud de los Requisitos Esenciales definidos en el Anexo I de la DPC:

- RE-1: Resistencia mecánica y estabilidad.
- RE-2: Seguridad en caso de incendio.
- RE-3: Higiene, salud y medioambiente.
- RE-4: Seguridad de utilización.
- RE-5: Protección contra el ruido.
- RE-6: Ahorro de energía y aislamiento térmico.
- Condiciones de servicio y durabilidad.

Y establece los métodos de verificación para su evaluación.

#### 3.1.1. RE-1

El RE-1 se define en la DPC de la siguiente forma:

*“Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que las cargas a que puedan verse sometidas durante su construcción y utilización no produzcan ninguno de los siguientes resultados:*

- *derrumbe de toda o parte de la obra;*
- *deformaciones importantes en grado inadmisibles;*
- *deterioro de partes de la obra, de los accesorios o del equipo instalado, como consecuencia de una deformación importante de los elementos sustentantes;*
- *daño por accidente de consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original.”*

En este sentido, los kits de revestimiento de fachadas ventiladas no tienen como función soportar las cargas de otros elementos del edificio. Sin embargo hay aspectos relacionados con la estabilidad del kit, que se tratan bajo el requisito RE-4 Seguridad de utilización, tales como:

- Cargas de peso propio.

- Cargas de presión y succión de viento.
- Cargas por impactos directos.
- Tensiones por movimientos de la hoja interior o elemento soporte.
- Tensiones por cambios de temperatura y humedad.

### 3.1.2. RE-2

El RE-2 se define en la DPC de la siguiente forma:

*“Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que, en caso de incendio:*

- la capacidad portante de la obra se mantenga durante un periodo de tiempo determinado;*
- la aparición y la propagación del fuego y del humo dentro de la obra estén limitados;*
- la propagación del fuego a obras vecinas esté limitada;*
- los ocupantes puedan abandonar la obra o ser rescatados por otros medios;*
- se tenga en cuenta la seguridad de los equipos de rescate.”*

#### 3.1.2.1. Reacción al fuego

##### Requisito

Las prestaciones de reacción al fuego de los kits de revestimiento de fachadas ventiladas deben ser conformes a las leyes, normativas y reglamentaciones aplicables al uso previsto del kit (en España, el CTE DB-SI).

##### Método

Con ensayo global y parcial:

La Guía especifica que la evaluación de la reacción al fuego debe realizarse sobre el **kit y sus componentes** mediante un método de ensayo que permita su clasificación de acuerdo a la norma UNE-EN 13501-1.

Se considera que:

- Puesto que la contribución potencial de un producto al fuego no depende sólo de sus propiedades intrínsecas y de la exigencia, sino también de su disposición definitiva en obra, los ensayos deben realizarse simulando la disposición definitiva prevista.
- La clasificación de reacción al fuego debe referirse al kit completo, por lo que si se prevé el uso del kit con aislamiento por detrás, deberá ser ensayado con este aislamiento.

Mientras tanto, hasta que no haya un sistema armonizado de clasificación para ensayo de fuego para fachadas, la verificación adicional de la idoneidad de uso deberá realizarse a nivel nacional.

Normativa de referencia: ANEJO E, a menos que exista alguna normativa EN (ej. EN 438-7)

##### Evaluación

Obtención de una euroclasificación.

### 3.1.2.2. Resistencia al fuego

#### Requisito

Este requisito es aplicable a la hoja interior o elemento soporte (fábrica, hormigón o entramado de madera o metálico).

El kit por sí mismo no debe cumplir ningún requisito de resistencia al fuego.

#### Método

No aplicable.

### 3.1.3. RE-3

El RE-3 se define en la DPC de la siguiente forma:

*“Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que no supongan una amenaza para la higiene o la salud de los ocupantes o vecinos, en particular como consecuencia de cualquiera de las siguientes circunstancias:*

- *fugas de gas tóxico;*
- *presencia de partículas o gases peligrosos en el aire;*
- *emisión de radiaciones peligrosas;*
- *contaminación o envenenamiento del agua o del suelo;*
- *defectos de evacuación de aguas residuales, humos y residuos sólidos o líquidos;*
- *presencia de humedad en partes de la obra o en superficies interiores de la misma.”*

#### 3.1.3.1. Ambiente interior

##### Requisito

Hay 2 aspectos relevantes de las fachadas a los que los kits de revestimiento de fachadas contribuyen favorablemente:

- Resistencia a la entrada de humedad desde el exterior.
- Evitar las condensaciones en las superficies internas del muro y condensaciones intersticiales.

Por lo que deben evaluarse sobre el **kit** y/o cada componente los siguientes aspectos:

- Estanqueidad de juntas.
- Capacidad de drenaje.

#### 1. Estanqueidad de juntas (ante lluvia torrencial)

##### Método

Sin ensayo:

El grado de estanqueidad del kit generalmente se evalúa por apreciación del diseño de juntas, geometría de la hoja exterior y características de los materiales, sin necesidad de ensayo, siguiendo algunos de los siguientes criterios:

- Las juntas son abiertas y de espesor  $e \leq 10$  mm (familias A, B o F).
- La superficie de juntas abiertas es  $\leq 1,5$  % de la superficie de la hoja exterior.
- El espesor de la cámara hasta la capa de aislamiento es  $\geq 40$  mm.
- El espesor de la hoja exterior es  $\geq$  al espesor de la junta.

- La capa de aislamiento es de plástico celular o lana mineral conforme a normativa EN.

Con ensayo global del kit:

Sólo se realizará mediante ensayo EN 12856 (Procedimiento A) si las juntas entre los elementos de la hoja exterior son cerradas.

- Ensayo global sobre una maqueta a escala real de dimensiones:
  - Anchura  $\geq 1,20$  m
  - Altura  $\geq 2,40$  m
- Aplicación de película de agua de escorrentía (desde la parte superior de la muestra) y agua de lluvia (sobre superficie exterior de muestra).
- Impulsos de diferencia de presión aplicados por niveles.
- Niveles:
  - $\Delta P = 0$  Pa durante 20 min
  - $\Delta P = 150$  Pa durante 10 min
  - $\Delta P = 300$  Pa durante 10 min
  - $\Delta P = 450$  Pa durante 10 min
  - $\Delta P = 600$  Pa durante 10 min
- Impulsos:
  - impulso =  $3 \pm 1$  s (P crec) +  $5 \pm 1$  s (P máx) +  $2 \pm 1$  s (P decrec) +  $5 \pm 1$  s (P cero) =  $15 \pm 2$  s
- Hasta alcanzar 600 Pa o hasta la penetración de agua.
- Resultados:
  - Presión límite de estanqueidad (Pa).
  - Tiempo límite en que se produce penetración de agua.
  - Localización de cualquier penetración de agua.

## Evaluación

Apreciación visual: "pasa / no pasa":

- El agua que desliza por el muro no debe alcanzar su cara interna.
- Los materiales susceptibles de deterioro por acción del agua no deben humedecerse (adhesivos, fijaciones del aislamiento, etc.).

## 2. Capacidad de drenaje

### Método

Sin ensayo:

El grado de estanqueidad del kit generalmente se evalúa por apreciación del diseño de juntas, geometría de la hoja exterior y características de los materiales, sin necesidad de ensayo.

Con ensayo global del kit:

Sólo se realizará mediante ensayo EN 12856 (Procedimiento A) si las juntas entre los elementos de la hoja exterior son cerradas.

### Evaluación

Apreciación visual: "pasa / no pasa"

- El agua que penetre en la cámara de aire no debe acumularse.

### 3.1.3.2. Ambiente exterior

#### 1. Emisión y contenido de sustancias peligrosas

##### Requisito

El kit debe ser tal que instalado no produzca emisiones dañinas de gases tóxicos, partículas peligrosas o radiación hacia el ambiente interior ni contaminación del ambiente exterior (sólido, líquido o gaseoso).

##### Método

El fabricante deberá presentar una declaración escrita indicando si el kit contiene o no sustancias peligrosas conforme a la normativa europea y nacional y deberá listar dichas sustancias.

Si contiene sustancias peligrosas:

- Mediante declaración del contenido (si no existe ensayo).
- Mediante ensayo (si existe ensayo).

##### Evaluación

Se comprobará la conformidad de las mismas con la normativa europea, nacional y local de cada Estado Miembro.

### 3.1.4. RE-4

El RE-4 se define en la DPC de la siguiente forma:

*“Las obras deberán proyectarse y construirse de forma que su utilización y funcionamiento no supongan riesgos inadmisibles de accidentes tales como:*

- *resbalones, caídas, colisiones, impactos;*
- *quemaduras, electrocución o heridas originadas por explosión;*
- *accidentes debidos al movimiento de vehículos.”*

##### Requisito

Los kits de revestimiento de fachadas ventiladas no tienen función estructural, sin embargo requieren resistencia mecánica y estabilidad, por lo que deben mantenerse estables ante las siguientes solicitaciones:

- Cargas de peso propio:
  - Debe soportar su propio peso sin deformaciones.
- Cargas por impactos directos:
  - Ante impactos causados por tráfico y uso normal, debe conservar sus propiedades.
  - Ante impactos causados accidentalmente o por vandalismo, no debe sufrir deterioros, tales como bordes afilados o caída de objetos que formen parte de la obra, que puedan herir a personas.
  - Ninguno de los daños causados por impacto debe repercutir en el cumplimiento satisfactorio de los restantes Requisitos Esenciales.
- Cargas puntuales horizontales:
  - Debe soportar el apoyo de un equipo de mantenimiento habitual sin causar deterioros que puedan herir a personas o puedan repercutir en el cumplimiento satisfactorio de los restantes Requisitos Esenciales.

- Cargas de presión y succión de viento:
  - Debe mostrar una resistencia mecánica apropiada ante las fuerzas de presión, succión y ráfagas de viento.
- Cargas sísmicas:
  - Debe cumplir con la normativa nacional.
- Comportamiento higrotérmico:
  - Debe resistir los movimientos originados por variaciones de temperatura.

### 3.1.4.1. Resistencia a presión y succión de viento

#### Método

Con ensayo global del kit:

El objetivo es reproducir mediante ensayo los efectos de presión y succión que actúan sobre el kit completo para los siguientes casos:

- Ensayo global sobre una maqueta a escala real al menos para el diseño más desfavorable considerando:
  - el tamaño de la hoja exterior,
  - la resistencia a flexión de la hoja exterior,
  - el número de fijaciones,
  - la distancia máxima entre fijaciones,
  - la distancia mínima a los bordes,
  - la carga máxima en el punto de fijación,
  - la rigidez de la subestructura.
- La superficie mínima o número mínimo de elementos sobre el que se realiza el ensayo está en función de la posible interacción entre elementos de la hoja exterior según las familias de las que se trate:
  - superficie  $\geq 1,5 \text{ m}^2$  para las familias A, B, F y G (elementos fijados independientemente unos de otros)
  - al menos 3 x 3 elementos para las familias D y H (elementos dependientes unos de otros horizontal y en verticalmente)
  - al menos 4 x 4 elementos para las familias C y E (elementos dependientes unos de otros vertical u horizontalmente)

Ensayo en **cámara de succión**:

- Aplicación de varios impulsos de presión aplicados frontalmente por niveles sucesivos (volviendo entre 0 y 300 Pa en cada nivel) manteniendo la carga uniformemente distribuida constante durante 10 s en cada nivel.
- Hasta deformación irreversible o fallo mecánico.

Ensayo alternativo similar mediante **bolsas hinchables** (excepto para las familias E, G y H, ya que es fundamental conseguir ejercer una presión uniformemente distribuida):

- Aplicación de varios impulsos de presión aplicados por niveles sucesivos (volviendo entre 0 Pa en cada nivel) manteniendo la carga uniformemente distribuida constante durante 1 min en cada nivel.
- Hasta deformación irreversible o fallo mecánico.
- Resultados:
  - Carga de presión última (Pa) a la que se produce el fallo.
  - Gráfico presión / deformación en la hoja y en las fijaciones.
  - Tipo de fallo (rotura de hoja o deformación irreversible de hoja o fallo de las fijaciones).

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo a presión y/o succión de viento:

- Carga de presión última (Pa) a la que se produce el fallo.
- Gráfico presión / deformación en la hoja y en las fijaciones.
- Tipo de fallo (rotura de hoja o deformación irreversible de hoja o fallo de las fijaciones).

Y cálculo a partir de los resultados obtenidos de los ensayos mecánicos.

### 3.1.4.2. Resistencia mecánica

Con ensayo diferente para cada familia:

Determinar mediante distintos dispositivos de ensayo la resistencia de las fijaciones en su interacción con la hoja exterior para las distintas sollicitaciones a las que estarán sometidas:

- Necesidad de determinar previamente:
  - Resistencia a flexión y módulo de elasticidad de la hoja exterior conforme al Anejo C.
  - Propiedades del material y geométricas de las fijaciones conforme a normativa EN o DITE (si no la resistencia al arrancamiento tendrá que ser determinada mediante ensayo).
- Ensayo parcial sobre 5 probetas para el caso más desfavorable en condiciones ambientales.

## Familia A

### A1. Resistencia del panel a punzonamiento

#### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia del panel a punzonamiento, no la rotura a flexión.

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas con una sola fijación para cada una de las 3 posibles disposiciones de las fijaciones, cada una de ellas sobre un anillo de apoyo de 3 diámetros diferentes:
  - Hay 3 zonas de fijación:
    - Disposición de esquina.
    - Disposición lateral o de borde.
    - Disposición central.
  - Hay 3 anillos de apoyo de diferente diámetro:
    - Diámetros del anillo comprendidos entre 50 y 350 mm.
    - Para laminados y fibrocemento se recomiendan los diámetros de 180, 270 y 350 mm.
- Aplicación de esfuerzo de tracción sobre la fijación empujando la cabeza o tirando del final de la fijación a una velocidad de 5 mm/min.
- Ensayar hasta la rotura.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

Cálculo:

- Con los valores de resistencia característicos obtenidos se puede determinar por cálculo la resistencia al viento característica del kit según el número y disposición de las fijaciones (4 fijaciones, 6 fijaciones o más) por cada elemento de la hoja exterior.

## A2. Resistencia del panel a cizalladura

### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia del panel a la cizalladura de las fijaciones.

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas con una fijación a la subestructura para las distancias mínimas previstas de las fijaciones a los bordes:
  - Mínima distancia al borde de la hoja.
  - Mínima distancia al borde de la subestructura.
- Se plantean 2 disposiciones diferentes de ensayo en función de la rigidez:
  - Fijaciones en hoja y subestructura de rigidez similar.
  - Fijaciones en hoja y subestructura de rigidez muy diferente.
- Si la diferencia de rigidez entre ambos elementos es intermedia, se realizarán ambos ensayos.
- Aplicación de esfuerzo cortante a una velocidad de 5 mm/min.
- Ensayar hasta la rotura.
- Resultados:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Deformación en el fallo
  - Descripción del tipo de fallo

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

## Familia B

### B1. Resistencia del panel a tracción de la fijación

#### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia del panel a tracción, no la rotura a flexión.

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas con una sola fijación para cada uno de los 3 anillos de apoyo de diámetro diferente, sin tener en cuenta condiciones de distancia de las fijaciones a los bordes ni de espaciado.

- Hay que realizar series de ensayos sobre anillos de 50 a 350 mm hasta determinar el diámetro del **anillo de referencia**  $\Phi$  ref en el que el fallo cambia de producirse por punzonamiento a producirse por flexión.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Diámetro del anillo de referencia
- Valor característico
- Gráfico cargas / deformación

## B2. Resistencia del panel a cizalladura

### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia del panel a la cizalladura de las fijaciones.

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas fijadas con una sola fijación a subestructura y sujetas con mordazas por su zona superior, sin tener en cuenta condiciones de distancia de las fijaciones a los bordes ni de espaciado:
- Aplicación de esfuerzo cortante sobre la fijación sin ninguna excentricidad ni generación de momentos a una velocidad tal que el fallo suceda en un tiempo aproximado de  $1 \text{ min} \pm 30 \text{ s}$ .
- Ensayar hasta la rotura.
- Resultados:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico
- Gráfico cargas / deformación

## B3. Resistencia del panel a tracción y cizalladura combinados

### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia del panel cuando éste está sometido a esfuerzos de tracción y cizalladura combinados, como en el caso del revestimiento de superficies inclinadas.

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas con una sola fijación que apoyan sobre un anillo inclinado un ángulo de  $30^\circ$  sobre la horizontal, sin tener en cuenta condiciones de distancia de las fijaciones a los bordes ni de espaciado.
- Hay que realizar series de ensayos sobre anillos de 50 a 350 mm hasta determinar el nuevo diámetro del **anillo de referencia**  $\Phi$  ref en el que el fallo cambia de producirse por punzonamiento a producirse por flexión.

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Diámetro del anillo de referencia
- Valor característico
- Gráfico cargas / deformación

### B4. Resistencia a tracción en caso de instalación defectuosa

Se prevé la realización de ensayos de tracción sólo sobre las fijaciones que hayan sido instaladas defectuosamente (ej. fijaciones mal expandidas, incumplimiento de profundidad de anclaje prevista, pares de apriete diferentes, etc.).

### B5. Resistencia a tracción tras carga permanente

#### Método

El objetivo es realizar un ensayo de la fijación tras una carga mantenida a largo plazo para comprobar su capacidad resistente y la ausencia de desplazamientos significativos que impidan el buen funcionamiento de la fijación, sólo en el caso de que el kit de revestimiento prevea su aplicación en horizontal.

- Para ello se prepara una serie de 5 ensayos de probetas con una sola fijación para del anillo de referencia  $\Phi$  ref obtenido del ensayo de tracción, sin tener en cuenta condiciones de distancia de las fijaciones a los bordes ni de espaciado.
- Aplicación de carga constante sobre la fijación durante un periodo de 6 meses o hasta que el desplazamiento se haya estabilizado, con un mínimo de 3 meses.
- Se mide el desplazamiento durante la entrada en carga y después de manera continuada.
- Acabado el periodo de aplicación de carga constante, se descarga la fijación y se mide el desplazamiento.
- Y a continuación se realiza sobre las probetas la serie de 5 ensayos de tracción sobre el anillo de referencia.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo
  - Gráfico cargas / deformación

## Evaluación

Deberá tenerse en cuenta para el cálculo la disminución de resistencia obtenida tras los ensayos realizados.

## Familia C

### C1. Resistencia de la ranura de la hoja a la grapa o perfil-guía

#### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia de la ranura a las sollicitaciones que la fijación ejerce sobre ella (por efecto del viento).

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas sujetas a un sustrato rígido mediante una mordaza situada a una distancia suficiente para evitar la introducción de momentos ajenos a las condiciones reales.

- Definición de las condiciones geométricas del ensayo en función de la profundidad de la ranura, el espesor de la pestaña y la superficie de contacto entre la fijación y la ranura.
- Aplicación de un esfuerzo de tracción sobre la cabeza del perfil-guía o grapa a una velocidad de 5 mm/min.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo

## Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

## C2. Resistencia de la piedra al taladro

### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia del taladro de la piedra a las sollicitaciones que la fijación ejerce sobre ella (por efecto del viento) según norma EN 13364.

### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio

## C3. Resistencia a carga vertical

### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar si la deformación del perfil-guía debida al peso propio adicional equivalente al que generarían 2 elementos de la hoja exterior colocados en la parte superior si sus fijaciones fallaran, es compatible con el kit de revestimiento.

- Ensayo a escala real sobre el kit de revestimiento fijado al soporte con **sólo un elemento** de la hoja exterior sobre el perfil-guía.
- Aplicación de una carga vertical en su borde superior equivalente al peso de 2 elementos de la hoja exterior y medida de la deformación del perfil-guía.
- Hasta alcanzar la máxima deformación. Si la deformación es  $< 0,1$  mm tras 1 hora, el ensayo puede detenerse.
- Resultados:
  - Gráfico deformación / tiempo
  - Deformación máxima

### Evaluación

El Organismo Evaluador deberá establecer si la deformación del perfil-guía debida al peso propio añadido es compatible con el kit de revestimiento.

## C4. Resistencia al arrancamiento de las fijaciones de los perfiles-guía

### Método

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia de los perfiles-guía al arrancamiento de la fijación a la subestructura (por efecto del viento).

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas del perfil-guía sujetas a un sustrato rígido mediante 2 mordazas:
  - Probetas de  $300 \pm 20$  mm perforadas en el centro.
  - Tornillo colocado perpendicularmente al perfil-guía.
  - Mordazas situadas a ejes, a 100 mm de distancia una de otra.
- Aplicación de un esfuerzo de tracción a una velocidad de 20 mm/min.
- Ensayar hasta la rotura.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo

### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

### Familia D

#### **D1. Resistencia de la pestaña a punzonamiento**

##### **Método**

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia de la pestaña a los esfuerzos de tracción que la fijación ejerce sobre ella (por efecto del viento).

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre probetas de la hoja exterior fijadas a un sustrato rígido con una sola fijación y colocadas cada una de ellas sobre un anillo de apoyo:
  - Probetas de 200 mm x 100 mm x espesor de la hoja.
  - Diámetro del anillo de apoyo de aproximadamente 50 mm.
- Aplicación de fuerza en la fijación empujando la cabeza o tirando del final de la fijación a una velocidad de 10 mm/min.
- Ensayar hasta la rotura.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo

### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

#### **D2. Resistencia de la ranura de la hoja**

Ensayo equivalente al C1.

#### **D3. Resistencia de la pestaña a cizalladura**

Ensayo equivalente al A2.

## **Familia E**

### **E1. Resistencia de la hoja a punzonamiento**

Ensayo equivalente al D1.

### **E2. Resistencia de la hoja a cizalladura**

Ensayo equivalente al D3 y A2.

## **Familia F**

### **F1. Resistencia de la pestaña del perfil-guía o grapa**

#### **Método**

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia de la pestaña del perfil guía o la grapa a las solicitaciones que la hoja exterior ejerce sobre ella (por efecto del viento).

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre las pestañas de los perfiles-guía o grapas, fijados a un sustrato rígido al menos por 2 fijaciones.
- Aplicación de una fuerza de tracción perpendicular a la pestaña a una velocidad de 5 mm/min.
- Aplicación de la fuerza por niveles, volviendo a 0 en cada nivel, hasta alcanzar una deformación irreversible de 1 mm.
- Continuar el ensayo hasta la rotura.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales hasta la deformación irreversible de 1 mm
  - Valor medio
  - Valor característico
  - Descripción del tipo de fallo
  - Gráfico de deformación

#### **Evaluación**

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

### **F2. Resistencia a carga vertical**

Ensayo equivalente al C3.

## **Familia G**

### **G1. Resistencia de la pestaña a la tracción**

#### **Método**

El objetivo es realizar un ensayo para determinar la resistencia de la pestaña de la entalladura de la hoja exterior a las solicitaciones que el pasador ejerce sobre ella (por efecto del viento).

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos sobre las pestañas de las entalladuras de la hoja, fijando las probetas a un sustrato rígido.
- Aplicación de una fuerza de tracción perpendicular sobre el pasador, para su posición más desfavorable respecto a la entalladura, a una velocidad de 5 mm/min.
- Ensayar hasta la rotura.
- Resultados: conforme al Anejo D:
  - Valores individuales hasta la deformación irreversible de 1 mm

- Valor medio
- Valor característico
- Descripción del tipo de fallo

### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

Nota: En caso de duda de su resistencia a peso propio o en caso de sospecha de su posible levantamiento, podrá diseñarse este ensayo en dirección vertical.

### Familia H

Familia H con fijación pasante:

#### **H1. Resistencia de la pestaña a punzonamiento**

Ensayo equivalente al D1.

#### **H2. Resistencia de la pestaña a cizalladura**

Ensayo equivalente al D3 y A2.

Familia H con fijación de clip:

#### **H3. Resistencia del clip del perfil-guía o grapa**

Ensayo equivalente al F1.

#### **H4. Resistencia a carga vertical**

Ensayo equivalente al F2.

### **3.1.4.3. Resistencia a cargas puntuales horizontales**

#### **Método**

Con ensayo global del kit:

El objetivo es reproducir mediante ensayo los efectos de una carga estática horizontal equivalente al apoyo de una persona sobre una escalera, encargada de los servicios de mantenimiento por ejemplo, en aquellos kits de revestimiento en los que este uso pueda ser posible.

- Ensayo global sobre una maqueta a escala real al menos para el diseño más desfavorable.
- Aplicación de una carga horizontal estática de 500 N a través de 2 escuadras separadas entre sí 440 mm.
- Resultados:
  - Apreciación de cualquier fisura o microfisura en el punto de impacto y en su circunferencia.
  - Anotación del diámetro de la misma.

### Evaluación

Apreciación visual: “pasa / no pasa”:

- Tras este ensayo, el kit no debe presentar deformación irreversible en ninguno de sus componentes ni sufrir ninguna disminución de sus prestaciones.

### 3.1.4.4. Resistencia a impacto de cuerpo duro e impacto de cuerpo blando

#### Método

Con ensayo global del kit:

El objetivo es reproducir mediante ensayo las acciones de impacto a las que puede estar sometido un revestimiento de fachada, tales como golpes de objetos duros, no deformables que accidentalmente pueden impactar contra él.

- Ensayo global sobre una maqueta a escala real al menos para el diseño más desfavorable según norma ISO 7895 y conforme al TR 001.
- Los puntos de impacto se seleccionan en función de los distintos tipos de comportamiento que puede tener la fachada y su revestimiento según el impacto se realice en una zona de mayor o menor rigidez (a menos de 50 mm del borde).
- El impacto de cuerpo duro consiste en:
  - Aplicación de una energía de 10 J con una bola de acero de 1 kg desde una altura de 1,02 m, en al menos 3 puntos.
  - Aplicación de una energía de 1 a 3 J con una bola de acero de 0,5 kg desde una altura de 0,20 a 0,61 m, en al menos 3 puntos.
- El impacto de cuerpo blando consiste en:
  - Aplicación de una energía de 10 a 60 J con un saco de 3 kg desde una altura de 0,34 a 2,04 m, en al menos 3 puntos.
  - Aplicación de una energía de 300 a 400 J con un saco de 50 kg desde una altura de 0,61 a 0,82 m, al menos en el centro de la hoja.
- Resultados:
  - Apreciación de cualquier fisura o microfisura en el punto de impacto y en su circunferencia.
  - Anotación del diámetro de la misma.

#### Evaluación

Apreciación visual: “categorías EOTA”:

- Las categorías de uso se organizan en función del grado de exposición del kit de revestimiento, y no contempla los actos de vandalismo.

Use category	Description
I	A zone readily accessible at ground level to the public and vulnerable to hard body impacts but not subjected to abnormally rough use.
II	A zone liable to impacts from thrown or kicked objects, but in public locations where the height of the kit will limit the size of the impact; or at lower levels where access to the building is primarily to those with some incentive to exercise care.
III	A zone not likely to be damaged by normal impacts caused by people or by thrown or kicked objects.
IV	A zone not likely to be damaged by normal impacts caused by people or by thrown or kicked objects, placed on the floor.

**Tabla de categorías de uso**

- La evaluación del kit se realiza en función de los resultados de ensayo obtenidos para una u otra categoría de uso.

Cuerpo duro	Category IV	Category III	Category II	Category I
Impacto 1 julio	Cladding element not cracked <sup>2)</sup>	-	-	-
Impacto 3 julios	-	Cladding element not cracked <sup>2)</sup>	No deterioration <sup>1)</sup>	No deterioration <sup>1)</sup>
Impacto 10 julios	-	-	Cladding element not cracked <sup>2)</sup>	No deterioration <sup>1)</sup>
Cuerpo blando	Category IV	Category III	Category II	Category I
Impacto 10 julios	No deterioration <sup>1)</sup>	No deterioration <sup>1)</sup>	-	-
Impacto 60 julios	-	-	No deterioration <sup>1)</sup>	No deterioration <sup>1)</sup>
Impacto 300 julios	-	-	No deterioration <sup>1)</sup>	-
Impacto 400 julios	-	-	-	No deterioration <sup>1)</sup>

**Tabla de categorías de impacto**

Nota 1): *No deterioration*: Si el daño es superficial y no presenta fisura, se considera como “sin deterioro”.  
Nota 2): *Cracked*: Si la fisura es tan profunda que permite ver la capa de aislamiento, se considera “fractura”.

- El Organismo Evaluador deberá establecer si la hoja exterior presenta o no asperezas o bordes afilados que puedan ocasionar heridas a los ocupantes o paseantes.

### 3.1.4.5. Resistencia a choque térmico

#### Método

Con ensayo global del kit:

El objetivo es reproducir las acciones térmicas para aquellos kits de revestimiento de fachadas cuya hoja exterior sea especialmente sensible a las variaciones dimensionales, tales como plásticos, laminados, derivados de la madera, fibrocementos, metales, etc.

- Ensayo global sobre una maqueta a escala real.
- Aplicación de ciclos de frío y calor según las siguientes fases:
  - Fase I:
    - Calentar la cara exterior de la muestra desde una T<sup>a</sup> ambiente de  $20 \pm 5$  °C hasta alcanzar un promedio de T<sup>a</sup> superficial de:
      - $70 \pm 3$  °C si el coeficiente de absorción solar de la hoja es  $< 0,7$ .
      - $80 \pm 3$  °C si el coeficiente de absorción solar de la hoja es  $> 0,7$ .
    - Mantener, al menos durante 4 horas, estas condiciones.
  - Fase II:
    - Apagar el equipo de calor y dejar enfriar la muestra hasta alcanzar la T<sup>a</sup> ambiente.
    - Mantener, al menos durante 1 hora, estas condiciones.

- Fase III:
  - Calentar la cara exterior de la muestra desde  $T^a$  ambiente hasta alcanzar un promedio de  $T^a$  superficial de 70 u 80 °C.
  - Mantener, al menos durante 1 hora, estas condiciones.
- Fase IV:
  - Apagar el equipo de calor y enfriar la muestra rápidamente, en menos de 20 minutos, hasta alcanzar la  $T^a$  ambiente de  $20 \pm 5$  °C.
  - Mantener, sólo durante 1 minuto, estas condiciones.
- Un ciclo de temperatura consiste en:
  - F I + F II + F III + F IV + F III + F IV + F III + F IV
- Resultados:
  - Anotación periódica de variaciones de las características y prestaciones del kit y en la zona de anclaje al soporte.
  - Localización de deterioros visibles en los componentes (hoja exterior, fijaciones y accesorios) tales como deformación, abrasión, delaminación, burbujas, fisuras, eflorescencias, cambios de color, etc.

## Evaluación

Apreciación visual: “pasa / no pasa”:

- No es aceptable que durante ni al final del ensayo se observen ninguno de estos efectos:
  - Deformaciones de la hoja exterior
  - Fallo o fractura de la hoja exterior
  - Deformación irreversible

### 3.1.4.6. Comportamiento higrotérmico

#### Método

Con ensayo global del kit:

El objetivo es reproducir las acciones higrotérmicas sólo para aquellos kits de revestimiento de fachadas cuya hoja exterior se sabe o se sospecha que es sensible a este tipo de variaciones, tales como los paneles multicapa.

- Ensayo global sobre una maqueta representativa a escala real del kit de revestimiento montado sobre el banco de ensayos, de dimensiones:
  - Superficie  $\geq 6 \text{ m}^2$
  - Anchura  $\geq 2,5 \text{ m}$
  - Altura  $\geq 2,0 \text{ m}$
- Aplicación de 80 ciclos calor-lluvia según las siguientes fases:
  - Fase I:
    - Calentamiento hasta 70 °C en 1 hora y mantenimiento a  $70 \pm 5$  °C con una HR del aire de 10 a 30% durante 2 horas.
  - Fase II:
    - Rociado de  $1 \text{ l/m}^2 \text{ min}$  con agua a  $15 \pm 5$  °C durante 1 hora.
  - Fase III:
    - Dejar drenar durante 2 horas.
- Tras 48 horas de acondicionamiento a temperatura entre 10 y 25 °C con HR  $\geq 50$  %, aplicación de 5 ciclos calor-frío según las siguientes fases:

- Fase I:
  - Ascenso a  $50 \pm 5$  °C en 1 hora y mantenimiento con una HR máxima del 30% durante 7 horas (total 8 horas).
- Fase II:
  - Descenso a  $-20 \pm 5$  °C en 2 horas y mantenimiento a esta Tª durante 14 horas (total 16 horas).
- Resultados:
  - Anotación periódica de variaciones de las características y prestaciones del kit y en la zona de anclaje al soporte.
  - Localización de deterioros visibles en los componentes (hoja exterior, fijaciones y accesorios) tales como deformación, abrasión, delaminación, burbujas, fisuras, eflorescencias, cambios de color, etc.

### Evaluación

Apreciación visual: “pasa / no pasa”:

- No es aceptable que durante ni al final del ensayo se observen ninguno de estos efectos:
  - Delaminación o fisuras de la hoja exterior que permitan la entrada de agua a la capa de aislamiento
  - Separación de la hoja exterior
  - Deformación irreversible

#### 3.1.5. RE-5

No aplicable.

#### 3.1.6. RE-6

No aplicable.

#### 3.1.7. Aspectos de durabilidad

Los kits de revestimiento de fachadas ventiladas deben cumplir todos los Requisitos Esenciales mencionados durante toda su vida útil bajo las acciones de las que se prevé que son objeto.

##### Requisito

Se exige una durabilidad del **kit de revestimiento de fachadas**, por lo que debe ser estable ante:

- variaciones de temperatura y humedad,
- dilataciones y contracciones,
- ciclos de hielo y deshielo
- ataques biológicos y químicos,
- corrosión,
- radiación ultravioleta.

Además los kits de revestimiento deben absorber las tensiones del soporte generadas por variaciones de temperatura y variaciones de esfuerzos sin presentar ninguna fisura en el kit, excepto en la zona de juntas estructurales que deberán ser tratadas con especial cuidado.

Se deben tomar precauciones en las zonas de juntas y en los puntos en los que los elementos de la fachada sean de diferentes materiales (ej. jambas de ventanas).

Las altas o bajas temperaturas no deben provocar ninguna deformación irreversible, por lo que considerando las temperaturas en Europa, deberán soportar:

- temperatura mínima del aire: - 20 °C,
- temperatura máxima del aire: + 50 °C,
- temperatura máxima superficial: + 80 °C, en función del flujo de radiación solar al que esté expuesta y de la capacidad de absorción de energía de la superficie que puede verse incrementada por el color de la misma,
- saltos térmicos en la superficie del orden de 50 °C provocados por una exposición prolongada a la radiación solar seguido de una lluvia intensa,
- o bien saltos térmicos provocados en superficies expuestas al sol y a la sombra.

También se exige una durabilidad de los **componentes**, por lo que todos sus componentes deberán mantener sus propiedades durante toda su vida útil bajo condiciones normales de uso y mantenimiento observando:

- estabilidad físico-química de todos sus componentes,
- resistencia natural o protección al ataque de hongos, corrosión o rayos ultravioleta,
- compatibilidad de materiales entre sí.

### 3.1.7.1. Cargas cíclicas

#### Método

Con ensayo sobre la fijación:

El objetivo es reproducir los efectos de fatiga a que están sometidas las fijaciones, principalmente por los efectos del viento, y posteriormente comprobar la variación de su resistencia mediante la realización del ensayo mecánico correspondiente a cada una de las familias.

- Para ello se realiza una serie de 5 ensayos a cargas cíclicas sobre las fijaciones en condiciones ambientales normales.
- Aplicación de al menos 10.000 ciclos de carga a una frecuencia de 2 a 6 Hz con unas cargas superior e inferior adecuadamente elegidas:
  - Carga superior:  
F max = 50 % del valor característico (determinado mediante ensayo previo)
  - Carga inferior:  
F min = 20 % del valor característico (determinado mediante ensayo previo)
- Durante cada ciclo la carga oscila entre F max y F min según una curva de seno.
- Durante el ensayo se toman medidas de desplazamiento desde la primera carga a F max y en continuación o, al menos, tras los ciclos de carga 1, 10, 100, 1.000, 10.000 y 100.000.
- Acabado el ensayo, se descarga la fijación, se mide el desplazamiento y sobre la misma probeta y sobre el anillo de apoyo determinado en ensayos precedentes, se realiza el ensayo mecánico de tracción o punzonamiento que le corresponda según el tipo de fijación.

#### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valores de fractil 5 %

- Gráficos carga / desplazamiento

### 3.1.7.2. Estabilidad dimensional

#### Método

Con ensayo sobre la hoja exterior:

El objetivo es determinar la estabilidad dimensional de la hoja exterior, para lo que se realizará el ensayo según el procedimiento que a tal efecto indique:

- La normativa EN existente para cada tipo de producto (laminados: EN 438-2, paneles derivados de la madera: EN 318, cerámica: EN ISO 10545-8/10, fibrocemento: EN 12467, etc.)
- Otra normativa EN o ISO o procedimientos internos para otros materiales.

#### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valor característico

### 3.1.7.3. Inmersión en agua

#### Método

Con ensayo sobre la hoja exterior y la fijación:

El objetivo es determinar la variación de la resistencia del panel a punzonamiento o a tracción de las fijaciones, especialmente en el caso de la familia B, tras suponer una saturación previsible del mismo al 100 % en agua al discurrir ésta por el trasdós de la hoja.

- Para ello se sumergen en agua 5 probetas hasta alcanzar una saturación del 100 %.
- Alcanzada la saturación, se realiza la serie de 5 ensayos de resistencia del panel a tracción de la fijación sobre el anillo de apoyo determinado en las series de ensayo realizadas previamente, propias para cada familia.

#### Evaluación

Resultados obtenidos del ensayo:

- Valor medio
- Valores de fractil 5 %
- Gráficos carga / desplazamiento

### 3.1.7.4. Hielo-deshielo

#### Método

Con ensayo sobre la hoja exterior y la fijación:

El objetivo es determinar la variación de la resistencia del panel a punzonamiento o a tracción de las fijaciones, especialmente en el caso de la familia B, tras sufrir los efectos de un envejecimiento acelerado mediante la aplicación de ciclos de hielo y deshielo, sólo para materiales de hoja exterior sensibles a ellos.

- Para ello se realiza un número de ciclos de hielo y deshielo sobre 5 probetas que depende de la zona geográfica que el fabricante quiera cubrir:
  - Opción 0: cero ciclos
  - Opción 1: 25 ciclos
  - Opción 2: 50 ciclos

- El tipo y duración de los ciclos serán definidos por el Organismo Evaluador.
- Acabados los ciclos, se realiza la serie de 5 ensayos de resistencia del panel a tracción de la fijación sobre el anillo de apoyo determinado en las series de ensayo realizadas previamente, propias para cada familia.
- Para materiales no cubiertos por normativa EN, también habrá que ensayar la hoja exterior a flexión antes y después de los ciclos.

### **Evaluación**

Resultados obtenidos del ensayo: “pasa / no pasa”

- Valor medio
- Valores de fractil 5 %
- Gráficos carga / desplazamiento

La hoja exterior deberá cumplir con la exigencia de resistencia a hielo y deshielo indicada en su normativa EN.

#### **3.1.7.5. Radiación ultravioleta**

##### **Método**

Con ensayo sobre la hoja exterior:

El objetivo es determinar la variación de las características de la hoja exterior, sólo para materiales sensibles a las radiaciones ultravioletas, tales como plásticos, poliéster, etc.:

- Para ello se pueden utilizar los siguientes métodos de exposición:
  - ISO 877: Exposición directa a la intemperie
  - ISO 4607: Exposición natural a la intemperie
  - EN ISO 4892-1/2/3/4: Exposición a fuentes luminosas de laboratorio
- Acabado el envejecimiento, el Organismo Evaluador puede evaluar la evolución de las características de la hoja mediante ensayos de identificación pertinentes y propios del material (ej. módulo de elasticidad, dureza, etc.), según se indica en el Anejo C.

### **Evaluación**

Apreciación: “pasa / no pasa”

- El Organismo Evaluador podrá declarar la pérdida de prestaciones causada por la radiación ultravioleta, si procede.
- El Organismo Evaluador establecerá si existe algún deterioro puede afectar al correcto funcionamiento del kit bajo cargas de servicio.

#### **3.1.7.6. Resistencia química y biológica**

##### **Método**

Con ensayo sobre la hoja exterior:

Es necesario realizar ensayos sobre las hojas exteriores de materiales susceptibles de sufrir ataques químicos o biológicos, tales como plásticos, derivados de la madera, piedra, etc. para realizar una evaluación conforme a normativa EN:

- Derivados de la madera:
  - EN 321, EN 335-1/2/3, EN 350-2 y EN 460
  - EN 351-1, EN 599-1/2
- Plásticos:
  - Métodos de evaluación de la acción de microorganismos: ISO 846

- Piedra:
  - EN 14147

### **Evaluación**

Apreciación: “pasa / no pasa”

- El Organismo Evaluador podrá declarar la pérdida de prestaciones causada por la corrosión, si procede.

### **3.1.7.7. Corrosión**

#### **Método**

Sin ensayo:

Las hojas exteriores metálicas y su protección contra la corrosión deberán quedar definidas conforme a normativa EN:

- Hojas de acero, aleaciones de acero o acero inox:
  - EN 10020, EN 10326, EN 10327, EN 10088-1/2
- Hojas de aluminio o aleaciones de aluminio:
  - EN 485-2, EN 573, EN 755-1/2, EN 1396, EN ISO 1670
- Fijaciones:
  - EN ISO 898-1, EN ISO 3506-1

### **Evaluación**

Apreciación: “pasa / no pasa”

- El Organismo Evaluador podrá declarar la pérdida de prestaciones causada por la corrosión, si procede.
- El Organismo Evaluador establecerá si existe algún deterioro puede afectar al correcto funcionamiento del kit bajo cargas de servicio.
- Deberá definirse el tipo de acero en función del campo de aplicación.

## **3.2. Anexos**

### **3.2.1. Anexo A**

Terminología y abreviaturas.

### **3.2.2. Anexo B**

Documentos de referencia: Normas EN, Normas EN ISO, etc.

Métodos de ensayo:

- Reacción al fuego
- Estandarización
- Impacto
- Durabilidad

Materiales de la hoja exterior:

- Piedra natural
- Cerámica
- Terracota

- Fibrocemento
- GRC
- Plásticos
- Laminados
- Derivados de la madera
- Acero, aluminio, aleaciones de aluminio
- Poliéster

Tipos de fijaciones.

### **3.2.3. Anexo C**

Métodos de identificación de los componentes:

Hoja exterior:

- Densidad
- Resistencia a flexión y módulo de elasticidad
- Dureza
- Heladicidad
- Absorción de agua

Fijaciones:

- Generalidades
- Dimensiones y disposiciones

### **3.2.4. Anexo D**

Interpretación estadística de resultados.

### **3.2.5. Anexo E**

Precauciones de montaje y fijación para cada familia (para los ensayos de reacción al fuego del kit simulando las condiciones de uso previsto).

## **4. Conclusiones**

La Guía es un documento que, al ser aprobado por consenso, debe contar con la participación de todos los Organismos Notificados en EOTA.

Esta Guía ha supuesto un gran trabajo de armonización entre todos los Institutos, dado que los sistemas son bien conocidos por todos, al ser soluciones constructivas presentes en todos los mercados europeos y, por tanto, con muchos y a veces diferentes puntos de vista.

Las expectativas de finalización de la Parte I de la Guía son bastante optimistas y consideramos que será aprobada por la UE antes de finales de año.

Soluciones constructivas innovadoras: Concepto, funcionamiento, cálculo, ejecución y puntos singulares

---

Ponencia nº 09:

FACHADAS VENTILADAS CON BANDEJAS Y PANELES DE ALUMINIO

Eduardo Lahoz, arquitecto IETcc

---



## INDICE

---

1. INTRODUCCIÓN
  2. ALUMINIO Y ALEACIONES DE ALUMINIO
  3. PANELES SÁNDWICH COMPOSITE DE ALUMINIO
  4. SISTEMAS DE REVESTIMIENTO DE FACHADAS VENTILADAS CON PANELES SÁNDWICH COMPOSITE DE ALUMINIO
  5. CÁLCULO
  6. PUESTA EN OBRA. RESOLUCIÓN DE PUNTOS SINGULARES
  7. EVALUACIÓN TÉCNICA
- 

### Resumen:

La presente ponencia pretende proporcionar unas nociones básicas acerca de los sistemas de revestimiento de fachadas ventiladas mediante placas y bandejas procedentes de paneles sándwich compuestos a base de chapas de aluminio aleado y un núcleo a base de resinas termoplásticas o bien de naturaleza mineral. Se acompaña finalmente de una breve referencia acerca de los Documentos de Idoneidad Técnica emitidos para este tipo de sistemas constructivos.

## 1. INTRODUCCIÓN

Si hubiera materiales que pudiesen calificarse como “Hijos de la Investigación” sin duda alguna que entre ellos, el aluminio ocuparía un lugar especial. De hecho, vale la pena recalcar que aún siendo el elemento metálico más abundante en la Naturaleza, el hecho de no encontrarse nunca en estado metálico provocó que su descubrimiento fuera relativamente “reciente”, si lo comparamos con otros metales como el bronce o el hierro.

Fue Sir Humphry Davy quien al inicio del siglo XIX puede decirse que estuvo a punto de conseguir obtenerlo por primera vez, por medio de una electrólisis de una mezcla fundida de potasa y alúmina; tal y como escribió con posterioridad, si hubiera sido el primero en aislarlo, le habría llamado “aluminum”. El caso es que, quien sabe si como premio de consolación, el término fue aceptado, modificándose ligeramente y pasando a definirse como “aluminium”.

El proceso hacia la obtención del material continuó y gracias a hombres ilustres como Hans Christian Oersted, Frederick Wöhler, Henri Sainte Claire Deville, Tuissant Herault y Martin Hall, y finalmente Karl Josef Bayer, hoy en día el aluminio es un material tan cotidiano, que sorprende el hecho que del primer objeto (un plato doméstico) de aluminio moldeado por Sainte Claire Deville en 1856, a las ruedas del robot de la NASA que lleva un tiempo circulando en Marte apenas han pasado ciento cincuenta años.



Figura 1: Plato de aluminio presentado en la exposición de París de 1856



Figura 2: Llantas de aleación de aluminio pertenecientes a ruedas del robot ROVER (2006)

## 2. ALUMINIO Y ALEACIONES DE ALUMINIO

### 2.1. Definiciones

Hoy en día lo que denominamos comúnmente como aluminio abarca realmente multitud de aleaciones de aluminio que se encuentran presentes en aplicaciones que van desde la edificación, a la industria aeroespacial, pasando por el envasado de bebidas, etc...El término "aluminio" además de designar a un elemento químico determinado, nos sirve, de acuerdo con la Norma <sup>(1)</sup> UNE EN 1396 para designar a todo metal con un contenido mínimo de aluminio en masa del 99 %, teniendo en cuenta que:

- El contenido de Hierro más Silicio no será superior al 1%.
- El contenido de otros elementos no será superior a 0,10 % cada uno, con la excepción del cobre, al que se permite un contenido de hasta un 0,20 % siempre que los contenidos de cromo y manganeso no excedan el 0,05%.

El término "aleación de aluminio", de acuerdo con la misma Norma antes referida, designa a toda sustancia metálica en la que la masa de aluminio predomina sobre la masa de cada uno de los otros elementos, siempre que los límites especificados de los contenidos en otros elementos sean tales que no sea aplicable la definición precedente. También es habitual utilizar el término aluminio aleado, para referirse a las aleaciones de aluminio.

### 2.2. Tipos de aluminio

#### 2.2.1. *Clasificación según el procedimiento de obtención*

Los productos finales que se envían habitualmente a obras se basan en semiproductos de aluminio (lingotes y tochos). De acuerdo con la forma de obtención de este aluminio, pueden existir semiproductos que procedan de:

- Aluminio de "1ª fusión": es aquel aluminio, resultante de un proceso consistente en las siguientes fases:

---

<sup>1</sup> UNE EN 1396: 1997. Aluminio y aleaciones de aluminio. Chapas y bandas recubiertas en continuo para aplicaciones generales. Especificaciones

- Extracción, purificación de la bauxita y obtención de aluminato sódico.
  - Obtención de la alúmina (óxido de aluminio hidratado) a partir del aluminato sódico.
  - Electrolisis de la alúmina, obteniendo oxígeno y aluminio (pureza entre 94 y un 99,8%).
  - Refinado posterior hasta conseguir la pureza deseada, o bien introducción de aditivos en la masa (magnesio, silicio, manganeso, etc.,) para preparar las distintas aleaciones.
  - Conformación de la masa fundida en forma de lingotes, y posteriormente mediante oportunos tratamientos, en tochos (para extrusión de perfiles) y en bobinas (laminación de chapas).
- Aluminio de "2ª fusión", término que describe a todo aluminio resultante de un proceso sin intervención de electrolisis, en los que la materia prima básica son los desechos de productos de aluminio ya utilizados, o bien de recortes de fabricación. La obtención del aluminio, tiene las siguientes fases principales: Fusión de materia prima (aluminio puro, aleaciones y chatarra) Colada o solidificación del material Homogeneización y corte del producto

### 2.2.2. Según el procedimiento de transformación

De acuerdo con la transformación en semiproductos del aluminio pueden diferenciarse entre:

- Aluminio y aleación de aluminio para moldeo <sup>(2)</sup> (*cast alloy*). Término que describe al aluminio y a las aleaciones de aluminio previstas para conformar mediante fundición y moldeo, productos finales de aluminio.
- Aluminio y aleación de aluminio para forja (*wrought alloy*): Término que describe al aluminio y a las aleaciones de aluminio que, bien en forma de lingotes o bien de tochos, están previstos para transformarse, por medio de trabajos de metalistería tales como extrusión, laminación, etc, en semiproductos que servirán a su vez para obtener los productos de aluminio definitivos.

---

<sup>2</sup> UNE 38200:1970: Aluminio y aleaciones de aluminio para moldeo. Generalidades

### 2.3. Nomenclatura europea de las aleaciones de aluminio para forja

De acuerdo con las Normas <sup>(3)</sup> UNE EN 573, parte 1 y 2, pueden denominarse con las siglas EN AW más un código numérico o bien simbólico, basado este último en símbolos químicos seguidos de dígitos para indicar el grado de pureza del aluminio o el contenido nominal del elemento considerado.

A título meramente indicativo, se explica a continuación la primera opción (numérica) consistente en la expresión de cuatro dígitos que expresan una composición química (en ocasiones incluyendo una letra que identifica una variable nacional ,con el siguiente significado:

- **Nxxx**: Clase principal de aleación (dígito según material/es aleado/es). Ejemplos:

<b>Aleaciones con sus principales elementos</b>	<b>Series</b>	<b>Aplicaciones típicas</b>
99,00% min aluminio	1XXX	Hoja, chapas para litografía, chapas.
Cobre	2XXX	Industria aeronáutica.
Manganeso	3XXX	Latas, radiadores de edificios.
Silicio	4XXX	Intercambiadores de calor e ingeniería.
Magnesio	5XXX	Latas, automóviles, fachadas, construcción, transporte.
Magnesio y silicio	6XXX	Automóviles, construcción, transporte.
Zinc	7XXX	Industria aeronáutica, radiadores.

- **xNxx**: Identifica las modificaciones de la aleación específica original, debida a una necesidad de control más intenso de impurezas o búsqueda de una mejora de las prestaciones. Así por ejemplo: x0xx: aleación inicial :
- **xxNN**: Identifica la aleación concreta. Así por ejemplo, EN AW 3005 (sistema numérico) equivale a EN AW (Al Mn1 Mg 0.5)

<sup>3</sup> UNE EN 573-1: 2005. Aluminio y aleaciones de aluminio. Composición química y forma de productos de forja. Parte 1: Sistema de designación numérica.

UNE EN 573/2: 1995. Aluminio y aleaciones de aluminio. Composición química y forma de productos de forja. Parte 2: Sistema de designación simbólica.

## 2.4. Definición y tipo de los estados de tratamiento del aluminio

Las propiedades del aluminio y de las aleaciones de aluminio dependen de su composición química y también del estado final, resultante de la manipulación que la industria transformadora pueda realizar sobre el material. De acuerdo con la Norma <sup>(4)</sup> UNE EN 515, existe una nomenclatura específica para designar las posibles opciones de tratamiento, que consiste en una letra mayúscula (F, O, H, W y T) y uno o varios dígitos que especifican un determinado estado para el tratamiento realizado. Los estados considerados son:

F: Bruto de fabricación (*"as fabricated"*): Indica que no ha habido tratamiento posterior.

O: Recocido. (*"annealed"*): cuyo fin es conseguir el estado de menor resistencia mecánica.

H: Acritud (*"strain hardened"*). Proceso de conformación en frío después del recocido ( o después de una deformación en caliente, o bien de una combinación p.ej. consistente en una deformación en frío y un recocido parcial, para obtener unas determinadas características mecánicas.

Su nomenclatura consiste habitualmente de dos cifras, la primera hace referencia al tipo de proceso termomecánico y la segunda al grado de acritud.

W: Tratamiento térmico de solución y temple (*"solution heat treated"*). Designa un estado inestable . Solamente se aplica a determinadas aleaciones que, a temperatura ambiente, maduran espontáneamente después del tratamiento de solución y temple.

T: Tratamiento térmico de endurecimiento estructural para obtener estados distintos a F,O,H (*Thermally treated to produce stable tempers other than F,O,H*). Supone un tratamiento térmico, acompañado en ocasiones de acritud complementaria, para alcanzar un estado estable.

---

<sup>4</sup> UNE EN 515:1994: Aluminio y aleaciones de aluminio. Productos forjados. Designación de los estados de tratamiento

## 2.5. Tipos de acabados superficiales del aluminio

Por último, se indican a continuación algunos de los posibles tipos acabados que pueden mostrar habitualmente los paneles sándwich compuestos, objeto de la presente ponencia:

Bruto o natural: Resultante de un proceso de autooxidación instantáneo, que va provocando la aparición de una capa de óxido de espesor irregular, impermeable y que lo protege de la corrosión, pero que no permite el agarre de pinturas.

Anodizado: Resultante de un proceso de oxidación en un baño electrolítico. Permite la coloración real del aluminio añadiendo metales en disolución que al precipitar colorean y se va creando una capa protectora de óxido, cuyo espesor, va de 4 a 20 micras y cuya gama de colores se limita a tonos plateados, bronce, dorados, rojos oscuros o marrones.

Termolacado en continuo: Resultante, habitualmente de un proceso de aplicación de pintura en polvo con una carga eléctrica, que provoca la atracción electrostática entre las partículas y la pieza. La gama de colores es prácticamente infinita, incluyendo colores oscuros e incluso acabados iridiscentes o nacarados.

## 2.6. Recapitulación

Finalmente y para terminar la introducción, considero adecuado presentar un orden de magnitud de alguna de sus propiedades, tal y como se indica en la tabla adjunta.

METALES								
Características (Unidad)	Titanio	Acero	Hierro	Aluminio 99.5 % pureza	Cobre	Zinc	Estaño	Plomo
Densidad a 25°C (g/cm <sup>3</sup> )	4.51	7.80	7.87	2.70	8.96	7.13	7.29	11.34
Módulo de elasticidad (GPa)	110	210	211.40	62-68	70	69.40 a 104.50	45.80 a 46.10	58.20 a 49.90
Coefficiente de dilatación térmica (10 <sup>-6</sup> /°C)	9	11.70	12.10	24.00	16.20 a 20	31	29	23.5
Conductividad térmica (W/mK)	22	65	80.4	213	150	116	35.3	668
Temperatura de fusión (°C)	1668	1510	1538	658	1084	419.50	231.9	327

Como puede verse, si lo comparamos con el acero, merece la pena destacar que es un material tres veces más ligero pero también prácticamente tres veces más deformable y con una temperatura de fusión unas tres veces menor.

### 3. PANELES SÁNDWICH COMPOSITE DE ALUMINIO

#### 3.1. Antecedentes

Exponer todas las posibles aplicaciones actuales del aluminio en fachadas de edificación sobrepasan el alcance de la presente conferencia. Pero sí merece la pena indicar que existen aplicaciones a base de chapas, paneles sándwich e incluso escamas que dan fe de la enorme variedad de productos y sistemas constructivos de revestimiento existentes en el mercado. En el caso de paneles, dos parecen ser los objetivos que han guiado su innovación y desarrollo: la necesidad de planeidad perfecta con el mayor tamaño posible y por otro lado, las posibilidades de conformación para adaptarse a las exigencias arquitectónicas. Intentaré exponerles esta idea mediante dos ejemplos:

##### 3.1.1. *Sede de ALCOA en Pittsburgh (EEUU, 1952, arquitectos: Harrison y Abramovitz).*

Un ejemplo pionero a la hora de explorar las posibilidades del aluminio como revestimiento de fachadas. Presenta una envolvente tratada como una primera piel independiente que se ajustaba a la geometría del muro soporte. Dicha piel se configura por medio de paneles de chapa de aluminio de 3.17 mm de espesor, 1829 mm de ancho y 3658 mm de largo, que incorporaban ventanas y antepechos con la forma de pirámide invertida conformada por embutición de la chapa.

El por qué de esta forma quizá se deba a dos factores: Las probables dificultades que por aquel entonces habría para obtener una perfecta planeidad en un panel de estas dimensiones junto con la búsqueda deliberada de un determinado aspecto inédito hasta la fecha, que permitiera dotar para un edificio de 125 m de altura, de un aspecto cambiante según la luz del día.

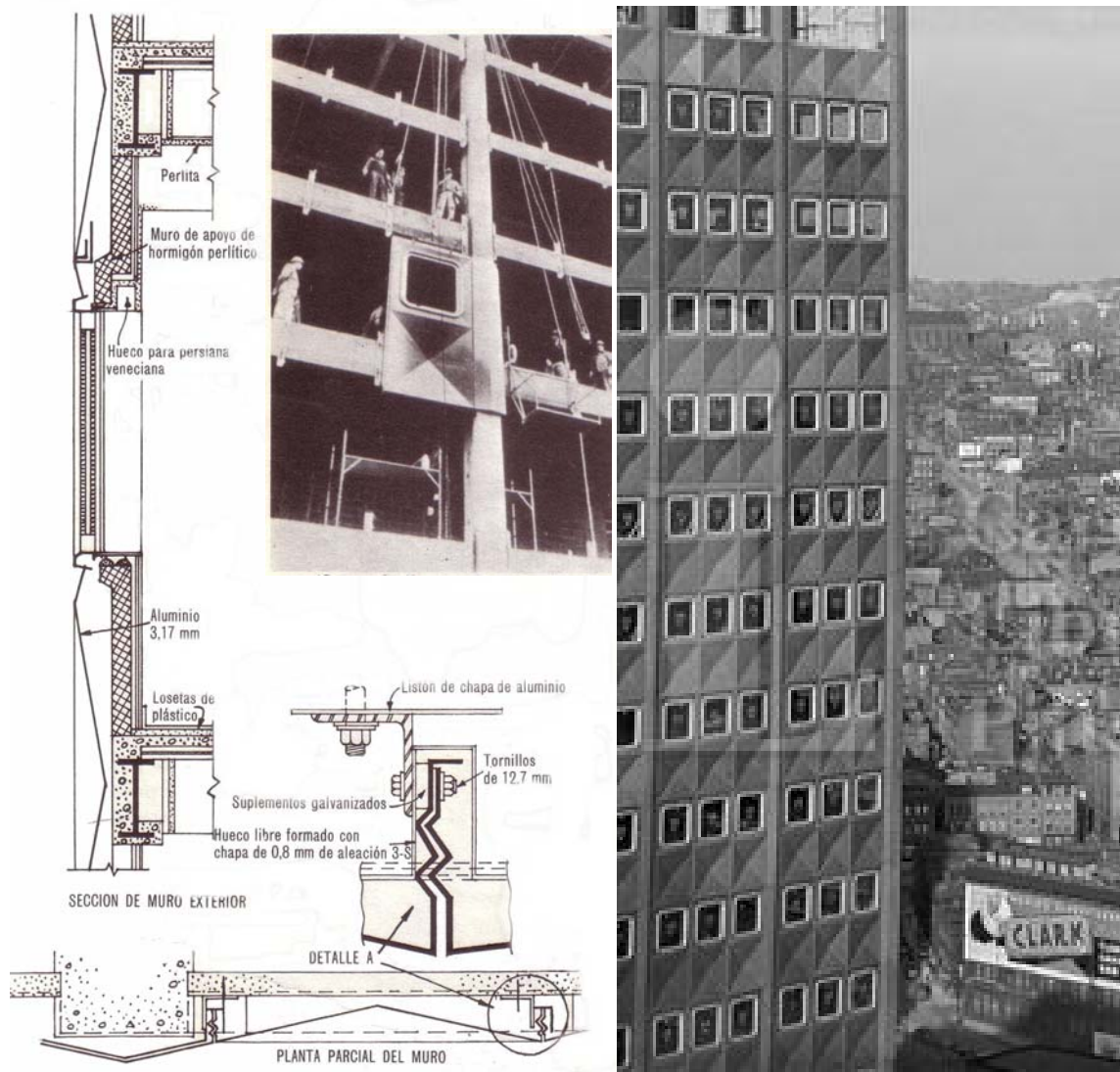


Figura 3: Detalles constructivos de la fachada, foto de montaje y aspecto general del edificio para la Sede de ALCOA

### 3.1.2. Sede del Banco de Hong Kong (1979-1985 arquitectos: Norman Foster)

En este caso, el aluminio no sólo está presente en el muro cortina, sino también y sobre todo, ejerciendo el papel de protagonista absoluto, en el revestimiento de la estructura. Se trata de un “traje a medida” que, para todos y cada uno de los elementos estructurales del edificio, exteriores e interiores, se realizó por medio de diversas piezas en chapa lacada de aluminio de 5 mm de espesor. El uso previsto de este revestimiento era proteger de la intemperie a la protección ignífuga aplicada sobre la pieza estructural, y además dotarle de un acabado arquitectónico durable y sin defectos de planeidad ni arrugas.

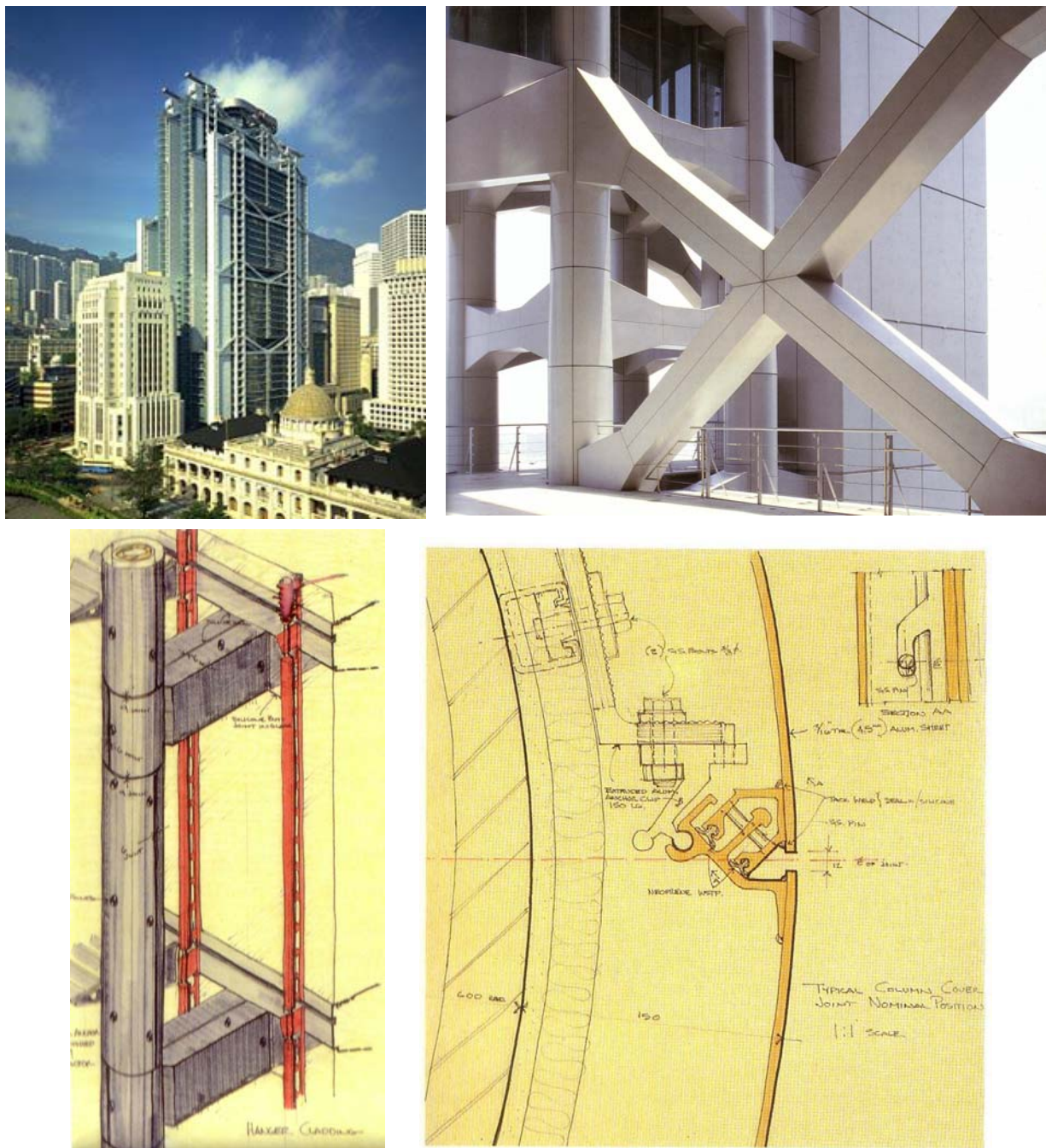


Figura 4: Vista general, de detalle y croquis correspondiente al revestimiento de estructuras del Banco de Hong Kong

A tal fin, dichas piezas, en ocasiones de hasta 3000 mm de longitud, se unieron en taller por medio de soldaduras controladas por ordenador a un bastidor interno configurado por perfiles perimetrales para conseguir mayor rigidez; a su vez, dicho bastidor se anclaba a una subestructura oculta y finalmente a la pieza considerada.

Está claro que un diseño tan refinado no es posible sin unos medios tecnológicos avanzados cuya disponibilidad evidentemente no parece estar al alcance de todos.

### 3.2. Justificación

En este sentido, fueron probablemente, la necesidad de lograr una planeidad total en los aplacados de cierto tamaño, así como la necesidad de optimizar su fabricación (reduciendo cantidad de aluminio), manipulación y puesta en obra (conformación por medios técnicos sencillos), las que provocaron, a finales de la década de los 60 la aparición del primer panel composite de aluminio, denominado ALUCOBOND®, gracias al esfuerzo conjunto de dos empresas Alussuisse (actualmente ALCAN Aluminio) y BASF. Posteriormente en 1994 se presentaron en el mercado y por la empresa ALCAN los paneles de chapa y núcleo en nido de abeja de aluminio, que al fabricarse con mayores espesores, y resistencia, parecen estar destinados a satisfacer las exigencias de revestimientos de fachada o de cubierta (véase la ampliación del Museo Reina Sofia en Madrid) con mayores luces entre apoyos. Ambos tipos de paneles son comercializados en nuestro país por la empresa ALCAN ALUMINIO ESPAÑA SA. En nuestro país, este tipo de paneles se empezó a fabricar y comercializar hace ocho años (1999) por la empresa ALUCOIL SA.

Actualmente puede decirse que en España, se ha ido extendiendo progresivamente el uso de estos sistemas a todo tipo de edificios, incluyendo el residencial. Asimismo, se ha ido extendiendo el abanico de marcas comerciales nacionales y extranjeras (en particular, de origen asiático) aparentemente similares a los productos arriba mencionados. Sin embargo, conviene recordar que no todos estos sistemas están acompañados de un DIT <sup>(5)</sup> que documente, mediante la oportuna evaluación técnica favorable, su idoneidad de uso.

### 3.3. Concepto de panel sándwich

Llama la atención el hecho que haya sido necesario un período de 30 años para que este tipo de sistemas haya sido capaz de gozar de una implantación generalizada en el mercado. Pero sin duda llamará la atención más aún conocer, que el concepto de “panel sándwich” proviene del “fuselaje sándwich” que, por primera vez fue aplicado para la fabricación de los aviones *De Havilland Mosquito*, en Reino Unido en los años 40, es decir hace unos 60 años. Consistía en dos láminas de contrachapado adheridas a un núcleo de madera de balsa, consiguiendo a la vez gran resistencia y notable ligereza.

---

<sup>5</sup> Véase la documentación de las empresas patrocinadoras así como la Sección DIT/ DITE de la página [www.ietcc.csic.es](http://www.ietcc.csic.es).



Figura 5: Detalle, vista general, fabricación de fuselaje y aplicación de adhesivo en el fuselaje de Mosquito

Estas fotos del montaje muestran uno de los componentes básicos de todo panel sándwich: El adhesivo, en esta ocasión aplicado manualmente, era y es responsable de que al menos en lo que se refiere a su comportamiento a flexión, un panel sándwich pueda equipararse a un perfil en I, de modo que:

- a) Las láminas de aluminio responden a las solicitaciones de tracción y compresión (~ alas del perfil),
- b) El núcleo resiste las de cortante (~ alma del perfil).

Sin embargo, a diferencia de una viga en I, en un panel sándwich, caras y núcleos son de diferente material y el núcleo se extiende como un soporte continuo entre las caras, en vez de sobre una banda estrecha.

Resulta entonces fundamental el papel del adhesivo, ya que la adherencia entre núcleo y caras debe resistir los esfuerzos de tracción y cortante que aparecen en el panel.

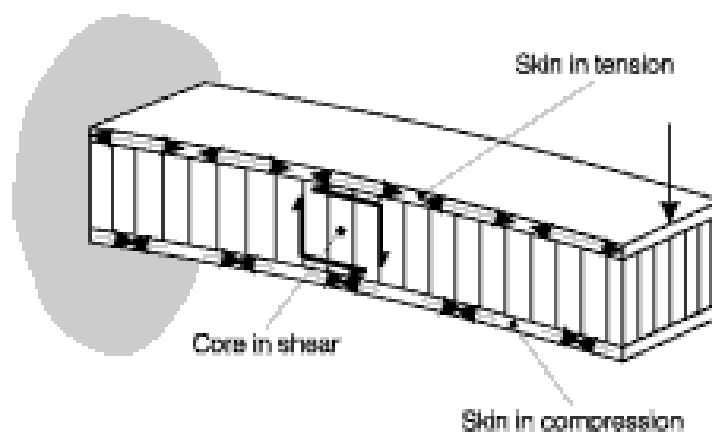


Figura 6: Esquema de comportamiento sándwich a flexión

### 3.4. Composición de los paneles sándwich composite

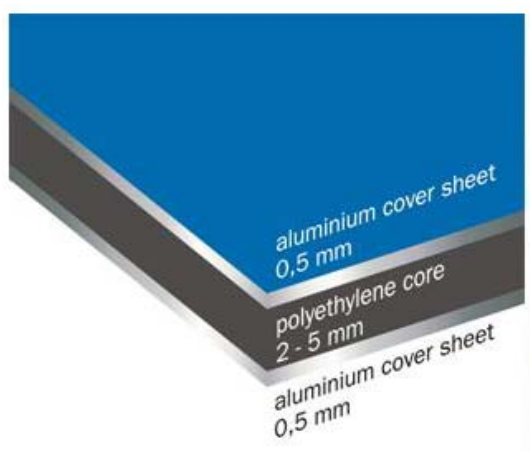


Figura 7: Aspectos y composición de dos paneles sándwich composite

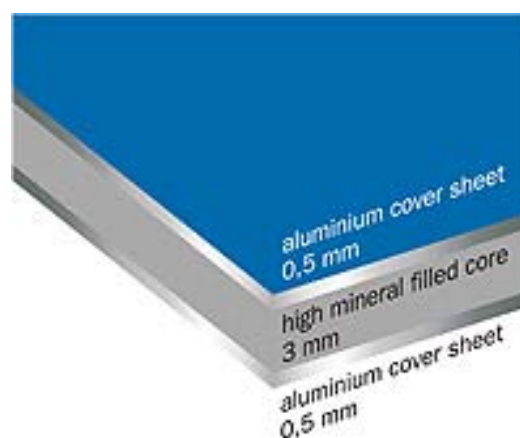


Figura 8: Ejemplo de características de paneles de paneles con núcleo en nido de abeja

Básicamente consisten dos chapas de cobertura de una determinada aleación de aluminio, adheridas a un núcleo no aislante y ligero (continuo de polietileno, cargas minerales o bien en nido de abeja también en aluminio).

#### 3.4.1. Chapas de cobertura

En el ámbito de los Documentos de Idoneidad Técnica concedidos por Institutos de la UEAtc, se han evaluado paneles constituidos por chapas de al menos 0,5 mm de espesor y por dos tipos de aleaciones<sup>(6)</sup> de aluminio:

a) EN AW 3005 (aleación de aluminio- manganeso) con tratamiento H46.

<sup>6</sup> Ambas aleaciones pertenecen al Grupo I (aleaciones blandas), para las cuales se especifican unas exigencias más restrictivas en la Norma UNE EN 485-4:1993. *Aluminio y aleaciones de aluminio. Chapas, bandas y planchas. Parte 4. Tolerancias de forma y dimensionales de productos laminados en frío.*

#### b) EN AW 5005 (aleación de aluminio magnesio) con tratamiento H22

Ambas aleaciones presentan una buena resistencia a la corrosión exterior, elevada resistencia mecánica <sup>(7)</sup> y por supuesto permiten la aplicación de revestimientos posteriores. Respecto del acabado de las chapas, existen varias opciones. Las chapas que van a quedar expuestas a la intemperie pueden presentarse en bruto, anodizadas o bien, revestidas de un recubrimiento lacado (orgánico) aplicado en continuo.

En el ámbito de los Documentos de Idoneidad Técnica concedidos por Institutos de la UEAtc, una de las opciones más habituales de recubrimiento en continuo es la del lacado de fluoruro de polivinilideno ((PVDF), aunque existen otros) aplicado en varias capas, mientras que las caras interna de las chapas no expuestas, pueden estar revestidas de un recubrimiento sólido (pintura) a base de poliéster, o bien de un barniz epoxi, o bien de una imprimación.

Las características a considerar en las chapas lacadas son principalmente las indicadas por la Norma <sup>(1)</sup> UNE EN 1396, y se refieren al número de capas empleado en el recubrimiento, al producto empleado, al espesor total, así como al brillo especular y a la diferencia de color máxima admisible. Además existen otras características importantes tales como la durabilidad del revestimiento orgánico, la resistencia al plegado, etc para cuya evaluación dicha Norma remite a los métodos especificados por la European Coil Coating Association, (ahora englobados en las distintas Normas <sup>(8)</sup> UNE EN 13523).

#### 3.4.2. Núcleo

Al contrario que los paneles sándwich con núcleos aislantes (destinados a configurar cerramientos de fachada o de cubiertas), los paneles sándwich con núcleo de polietileno, o bien de naturaleza mineral, utilizados como aplacados en fachadas ventiladas de junta abierta no contribuyen al aislamiento térmico ni acústico.

---

<sup>7</sup> En la Norma UNE EN 485-2:1995. *Aluminio y aleaciones de aluminio. Chapas, bandas y planchas. Parte 2: Características mecánicas*, pueden encontrarse valores de límite elástico y resistencia mecánica.

<sup>8</sup> Normas UNE EN 13523 (partes 0 a 23): Metales pintados en banda continua. Métodos de ensayo

Inicialmente la elección del polietileno de baja densidad <sup>(9)</sup> como material idóneo para el núcleo de este tipo de paneles, se debió a:

- Su ligereza ( $\leq 0.93 \text{ g/cm}^3$ )
- Bajo coste y fácil obtención (es el material plástico de mayor consumo)
- Capacidad termoplástica, (es decir en su capacidad para reblandecerse al calentarse y endurecer al enfriarse sin alteración apreciable de sus propiedades), adecuada para "acompañar" al aluminio aleado en sus dilataciones y contracciones de origen térmico.
- Posibilidad de pigmentación para dotar al núcleo del aspecto deseado y sobre todo,
- Contribución a la facilidad de manipulación del panel en posteriores operaciones de corte, fresado, perforación, etc.

Además de no requerir, a día de hoy, unos equipos excesivamente punteros para la fabricación de los paneles, tal y como se explicará más adelante. Recientemente, y ya en la presente década, han aparecido en el mercado paneles que presentan un comportamiento al fuego mejorado, capaces de satisfacer las exigencias reacción al fuego requeridas a las fachadas para evitar la propagación del incendio por el exterior del edificio. Evidentemente, aún considerándose los metales como A1 sin necesidad de ensayo, el polietileno de baja densidad es combustible (euroclase D-s1,d0) y en un sistema de revestimiento de fachadas con junta abierta, contribuirían a la propagación del incendio. Así han aparecido núcleos de carga mineral, que manteniendo similares prestaciones de planeidad, facilidad de corte y resistencia mecánica, etc, presentan una euroclase de reacción al fuego B (poco combustible) o bien A2 (incombustible).

### 3.4.3. Adhesivo

Como ya se ha comentado con anterioridad, el adhesivo es un componente fundamental a la hora de contribuir al comportamiento a flexión de un panel sándwich. Ahora bien, además de este aspecto mecánico, la adecuada elección de un adhesivo depende de:

- Condiciones de fabricación:
  - Geometría de placas y núcleo (lámina continua LPDE / filetes en nidos abeja).
  - Una adecuada aplicación (espesor de capa, tratamiento previo de caras).

- Un adecuado curado (tiempo, emisión de gases, calor).
- Condiciones de servicio:
  - Compatibilidad química con materiales de placas y núcleo.
  - Compatibilidad con el comportamiento térmico de placas y núcleos.

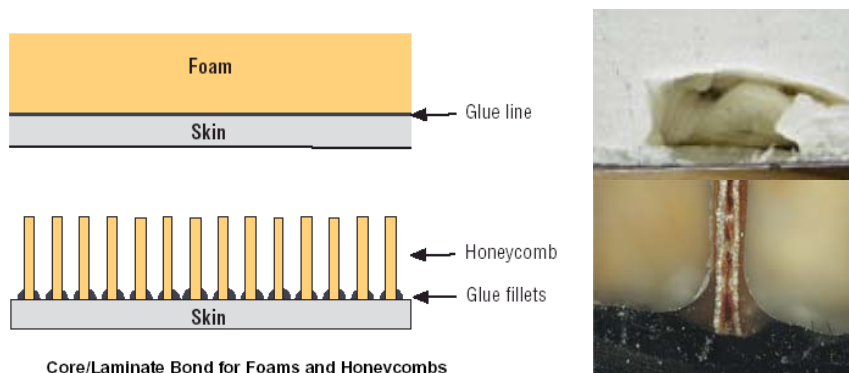
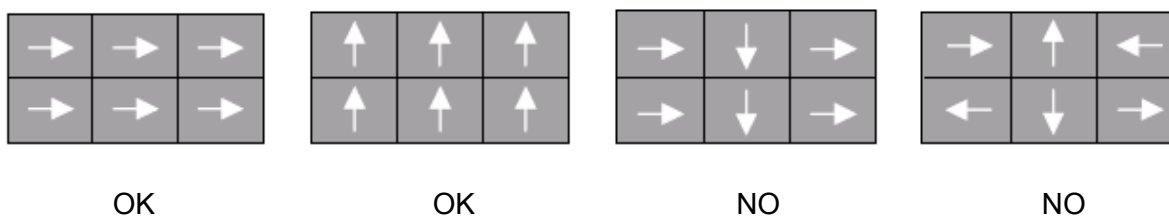


Figura 9: Opciones de distribución continua y discontinua de adhesivo según tipo de perfil

#### 3.4.4. Film de protección

Habitualmente, a todo panel sándwich composite con acabado orgánico, se le aplica una vez fabricado, un film pelable de alta resistencia y opaco, para proteger el lacado del panel frente a posibles daños durante su manipulación, transporte y almacenamiento. En este film protector aparecen unas flechas para indicar la dirección y sentido de ensamblaje de la placa en la obra, ya que el aspecto de las mismas y en particular, de aquellas con acabados metalizados e iridiscentes, pueden percibirse como distintos entre paneles adyacentes si no se respeta la constancia del sentido marcado por la flecha.



Una vez instaladas, deberá retirarse este film para evitar su excesiva exposición a la luz solar y a la intemperie. La norma UNE EN 13523-17, se pueden encontrar especificaciones sobre la adherencia de estas placas.

### 3.5. Proceso de fabricación

A partir de la materia prima, consistente, según el tipo de panel en gránulos sólidos de resina termoplástica y, o bien, de cargas de naturaleza mineral, se obtiene, aplicando calor y presión, un conformado laminar al que posteriormente, a lo largo de una línea de producción continua, va adhiriéndose por ambos lados, sendas láminas ya lacadas de aleación de aluminio magnesio, de la misma anchura que la del conformado. Al final de la línea, mediante corte se obtienen los paneles de producto acabado, que presentan el revestimiento correspondiente en sus caras vistas. Todos los palés se identifican con una etiqueta en la que se sigue la trazabilidad del material hasta su salida de la planta. A todo panel, se le aplica una vez fabricado, un film de alta resistencia y opaco, para proteger el lacado del panel frente a posibles daños durante su manipulación, transporte y almacenamiento.

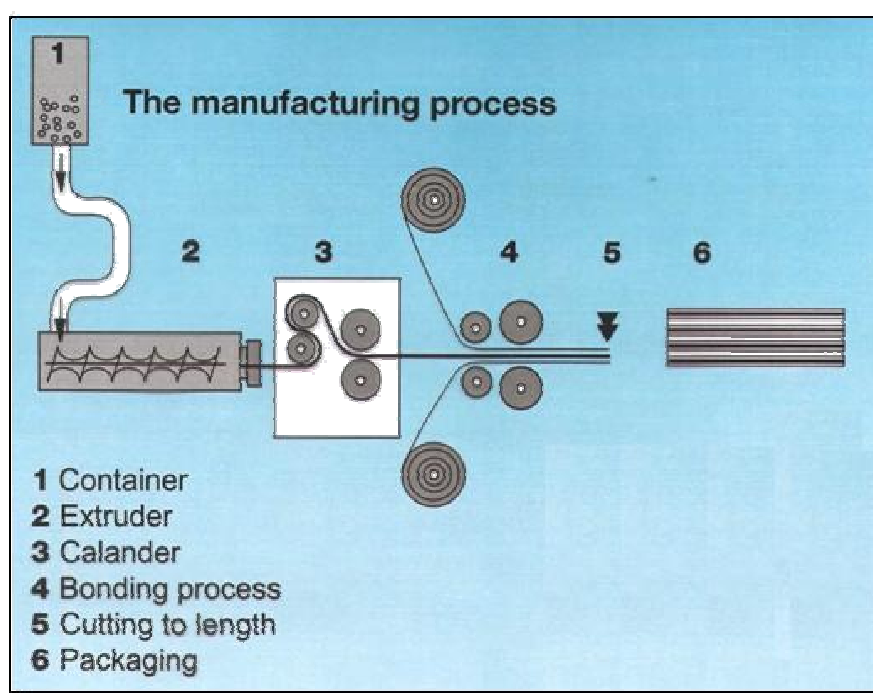


Figura 10: Esquema de fabricación

Notas:

1. Contenedor de materias primas del núcleo
2. Extrusión de conformado
3. Laminación del núcleo
4. Aplicación de adhesivo y de láminas de aluminio, recubiertas o en bruto.
5. Corte del panel
6. Envasado y etiquetado

#### **4. SISTEMAS DE REVESTIMIENTO DE FACHADAS VENTILADAS CON PANELES SÁNDWICH COMPOSITE DE ALUMINIO**

Podríamos definir un sistema de revestimiento de fachadas ventiladas como aquella unidad de una obra que es el resultado de:

- Una combinación específica de elementos de revestimiento (placas, bandejas, etc...) y accesorios, (fijaciones, remates, etc)
- Un método concreto para la resolución de uniones (juntas) entre sí y con otras unidades de obra
- Un procedimiento específico de ejecución,
- Y finalmente, cuyo uso previsto es el de dotar al edificio sobre el que se instale de una determinada protección frente a la intemperie, así como de un determinado acabado decorativo, resistiendo las acciones de peso propio y viento y durante un período de vida económicamente razonable.

En el ámbito de la presente ponencia, los sistemas de revestimiento de fachadas considerados, son aquellos configurados por placas o bandejas procedentes de paneles sándwich composite de aluminio.

##### **4.1. Tipos de sistemas**

En función del producto final que resuelve el aplacado exterior, (placa o bandeja procedente del panel sándwich) y de su forma de fijación a la subestructura, pueden diferenciarse los siguientes tipos de sistemas:

##### **4.1.1. *Sistemas de revestimiento de fachada ventilada con placas remachadas***

Resultan de fijar las placas por medio de remaches a la subestructura metálica (montantes y eventualmente travesaños de aluminio) que transmite las cargas a la hoja soporte. En las siguientes figuras, se indican las opciones más habituales de configuración:

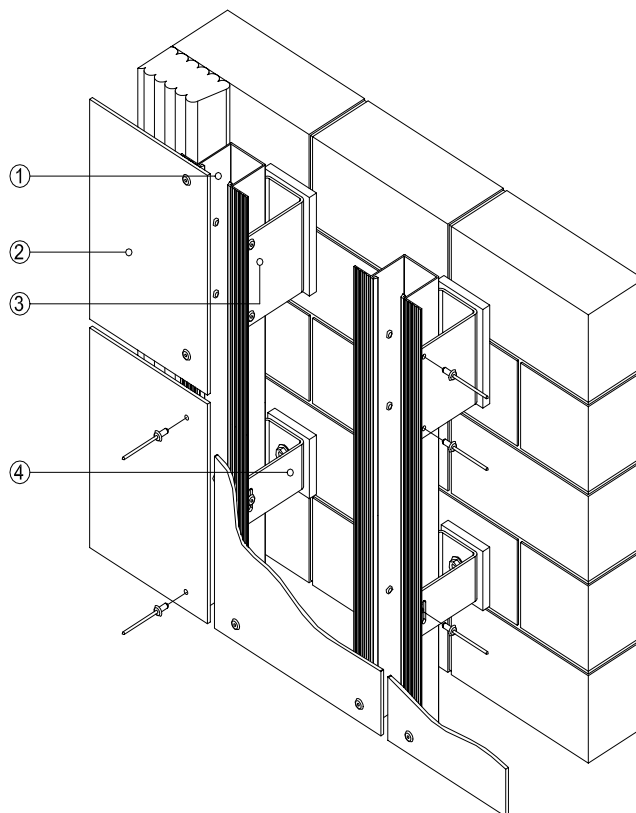


Figura 11: Revestimiento de fachadas ventiladas a base de placas remachadas sobre subestructura unidireccional

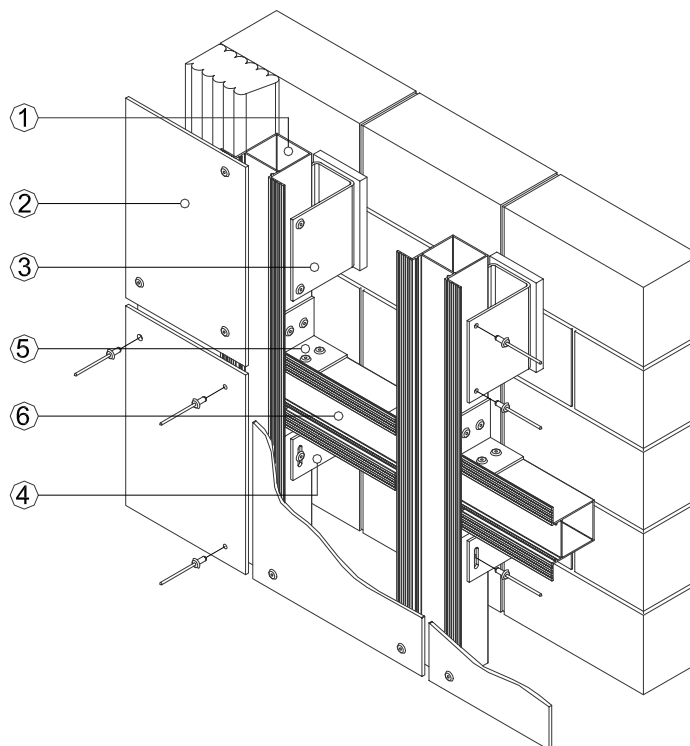


Figura 12: Revestimiento de fachadas ventiladas a base de placas remachadas sobre subestructura bidireccional

### Notas

1 Montante de aluminio (perfil omega de aluminio extruido). 2. Placa remachada  
3. Ménsula de sustentación 4. Ménsula de retención. 5. Angular remachado para unión  
entre montante y travesaño 6. Travesaño (perfil omega de aluminio extruido)

En ambos casos, se utilizan habitualmente remaches ciegos ya que, en el caso de fachadas ventiladas, únicamente es viable su instalación desde el lado exterior, y de cabeza alomada, que puede ir lacada en el mismo color que la placa. En el remachado, es preciso tener en cuenta las recomendaciones del fabricante, especialmente la distribución y tipo de perforaciones, de modo que se permita la dilatación de placa y subestructura.

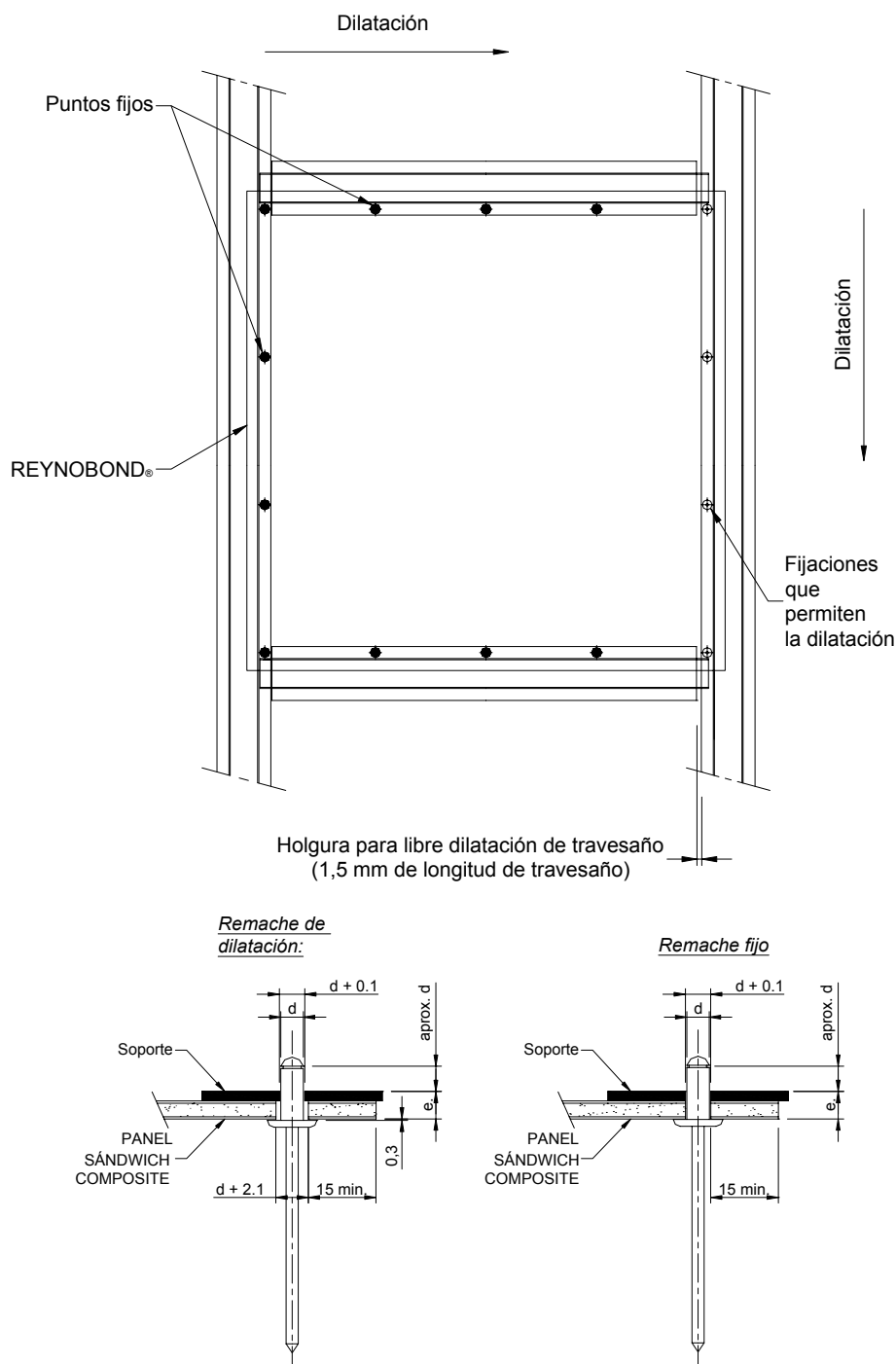


Figura 13: Distribución y tipo de perforaciones para el remachado

#### 4.1.2. Sistema de revestimiento de fachada ventilada a base de bandejas colgadas

En este caso, el sistema constructivo de revestimiento de fachadas ventiladas resulta de colocar “bandejas” o “casetes” procedentes de paneles sándwich composite sobre una subestructura metálica de montantes y travesaños, que transmite las cargas a la hoja soporte, dejando al igual que en el caso de las placas, entre bandejas y hoja soporte, una cámara de aire con aislamiento térmico. Las “bandejas” o “casetes” se conforman a base de cortar, fresar y plegar esos paneles, de entre 3 y 6 mm de espesor según la configuración habitual, resultando piezas de distinta forma (estándar, de esquina y de coronación) y diferentes dimensiones.

Los pliegues perimetrales (pestañas) rigidizan las bandejas posibilitando con su forma incrementos de inercia de las mismas. En su pestaña superior horizontal cuentan con un pliegue complementario mientras que en su pliegue inferior horizontal pueden contar con un pliegue complementario opcional (doble pestaña). Los pliegues verticales tienen una profundidad habitual de 50 mm y presentan dos entalladuras (muecas troqueladas) en forma de “L” o en “T”. Las entalladuras superiores, al encajarse sobre los pasadores, permiten colgar la bandeja a la subestructura. Las entalladuras inferiores actúan como topes, evitando el levantamiento o desmontaje indebido de la bandeja.

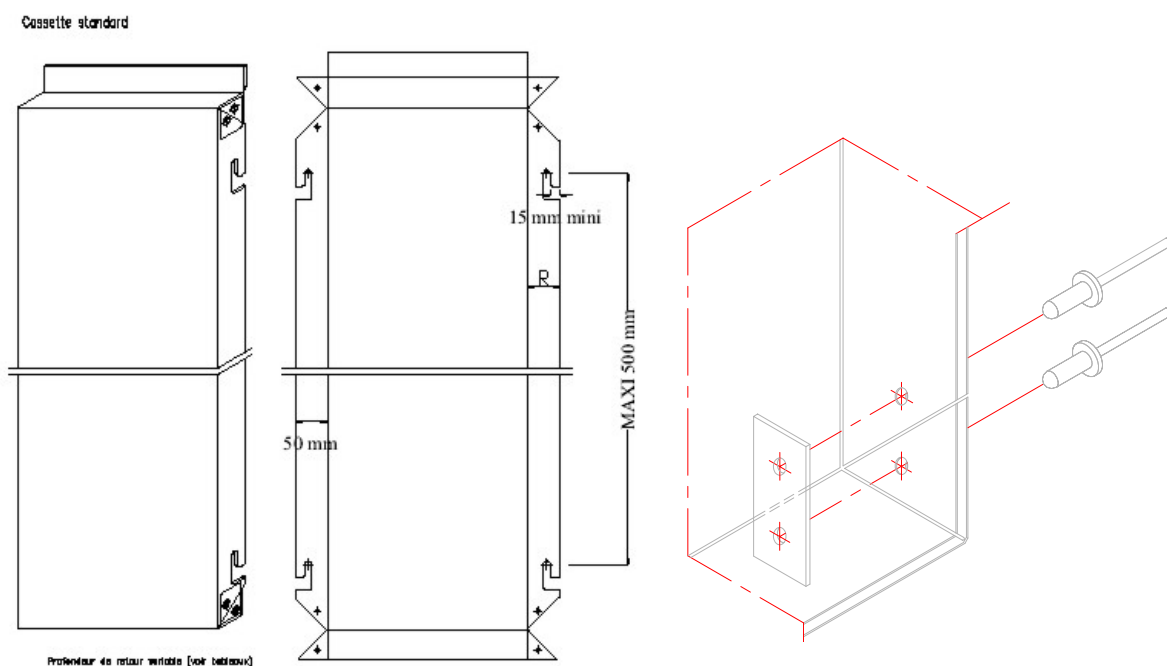


Fig.14. Patrón de corte de panel para formar bandejas y procedimiento para formación de esquinas

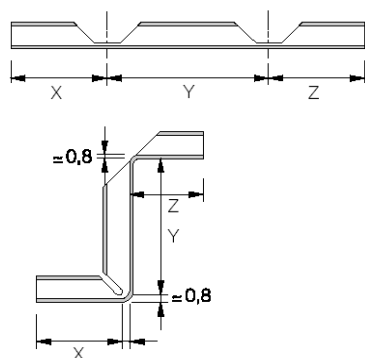


Fig. 15. Configuración de pestaña superior

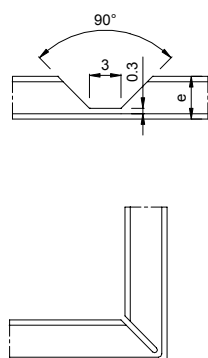


Fig. 16: Mecanizado y plegado de panel a 90°

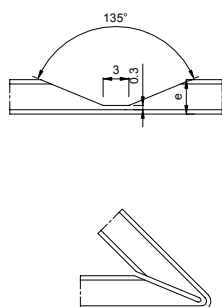


Fig. 17: Mecanizado y plegado de panel a 135°

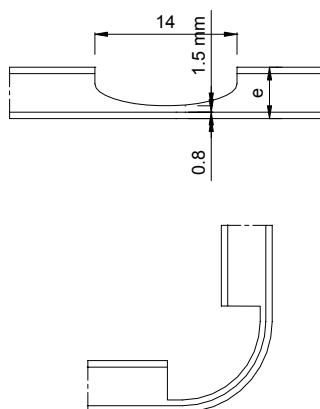


Fig. 18: Mecanizado y plegado curvo de panel

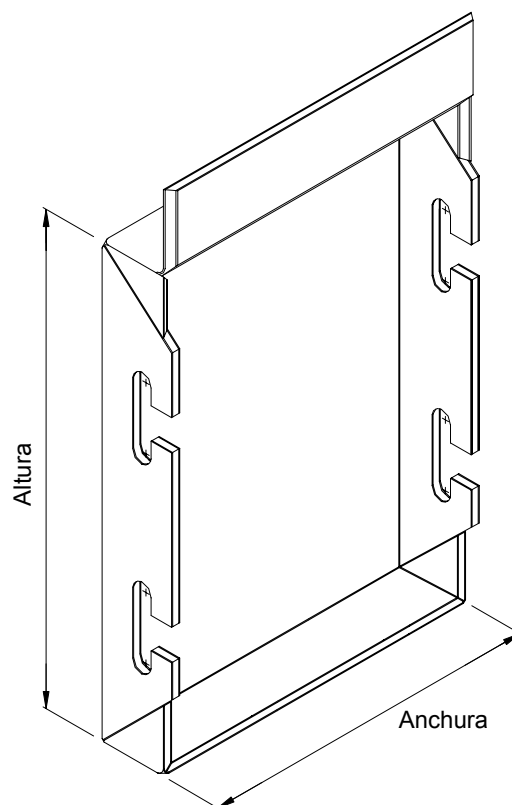


Fig. 19: Bandeja con pliegue inferior sencillo

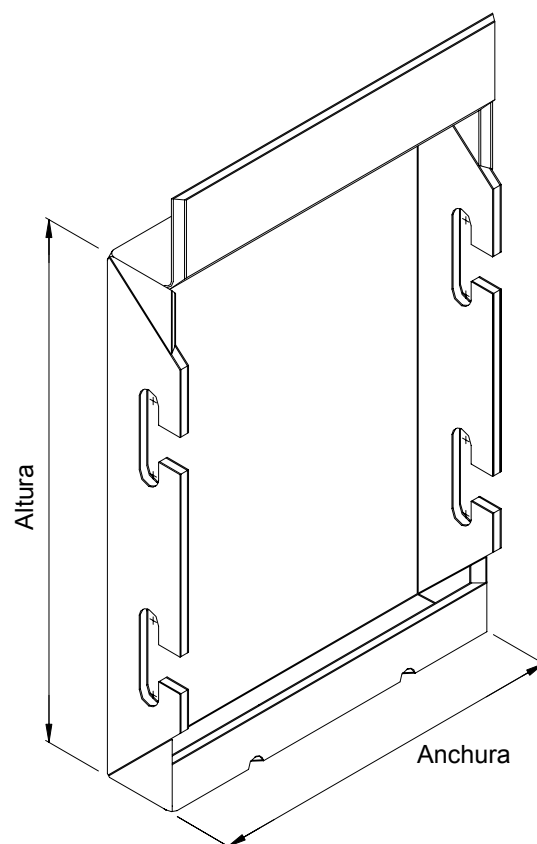
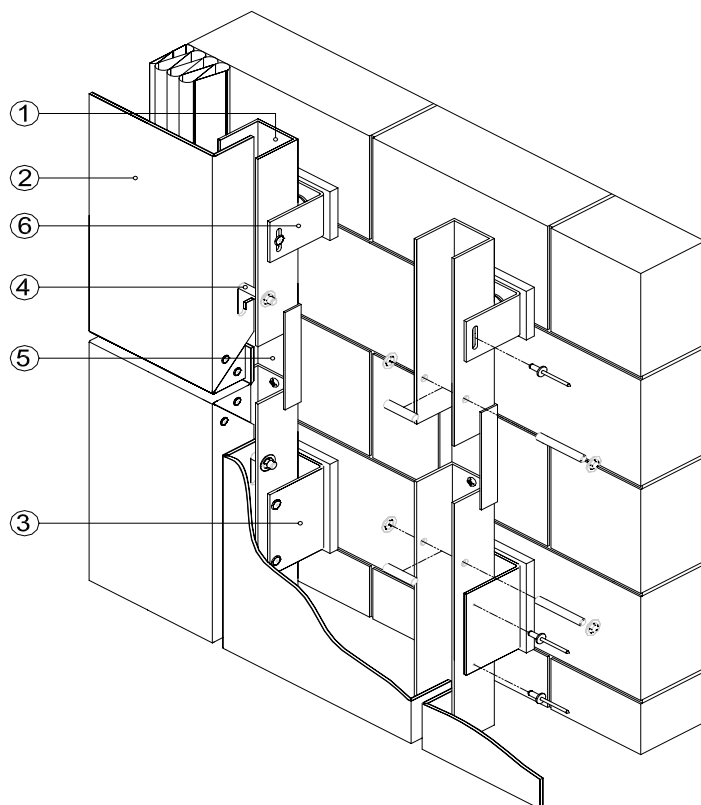


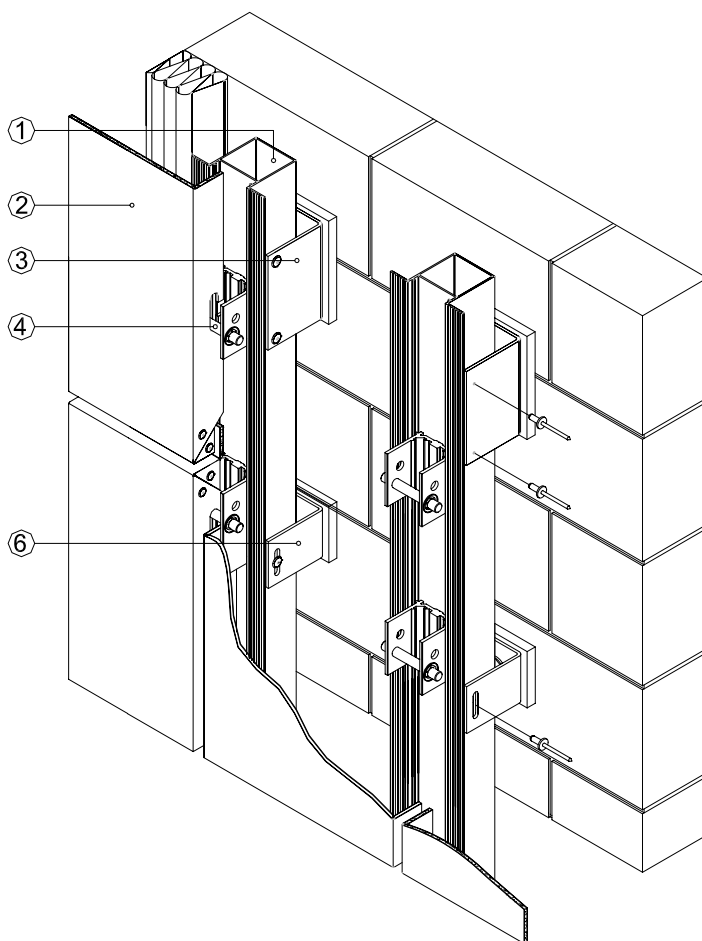
Fig. 20: Bandeja con pliegue inferior doble y perforaciones para evacuación de agua



Notas

1. Montante (perfil omega de aluminio extruido)
2. Bandeja colgada
3. Ménsula de sustentación
4. Bulón no regulable
5. Perfil complementario entre montantes
6. Ménsula de retención

Fig. 21: Revestimiento de fachadas ventiladas a base de bandejas colgadas sobre fijación no regulable



Notas

1. Montante (perfil omega de aluminio extruido)
2. Bandeja colgada
3. Ménsula de sustentación
4. Pieza de ajuste regulable
6. Ménsula de retención

Fig. 22: Revestimiento de fachadas ventiladas a base de bandejas colgadas sobre fijación regulable

## 05. CÁLCULO

### 5.1. Peso propio

Se ha de verificar que la resistencia a cortante de las fijaciones es superior a los valores de peso propio de los elementos de revestimientos resultantes de multiplicar el peso / ud. de superficie del panel (a título orientativo, según espesor y tipo de panel entre 0.055 y 0.074 kN/m<sup>2</sup>) por el área tributaria de la fijación.

### 5.2. Consideraciones sobre la acción del viento

En el ámbito de los Documentos de Idoneidad Técnica concedidos por Institutos de la UEAtc, es habitual a fin de facilitar al prescriptor el predimensionado de los elementos de aplacado<sup>(10)</sup> la presentación de gráficas o tablas con valores máximos de dimensiones para unas determinadas cargas de viento. Estos valores, provienen de programas de cálculo por elementos finitos y tienen en cuenta las posibles combinaciones de variables que pueden tener lugar. Así por ejemplo:

- Para revestimientos a base de placas remachadas, según sea el espesor de las placas y sus condiciones de apoyo, se facilitan para determinadas cargas de viento, los siguientes datos:
  - La altura y anchura máximas
  - Las distancias máximas entre remaches
- Para revestimientos a base de bandejas colgadas remachadas, según sea el espesor del panel, la geometría de la pestaña inferior (pliegue doble o sencillo) y la geometría de la pestañas laterales (profundidad, distancia de entalladura a borde de la pestaña, pliegue doble o sencillo), se facilitan para determinadas cargas de viento los siguientes datos:

---

<sup>10</sup> Se considera que el panel sándwich composite se comporta frente a las cargas de viento de presión y succión como una placa delgada de espesor constante, por lo que los esfuerzos a los que es sometida y las deformaciones de la misma dependerán de las condiciones de contorno (p.ej. apoyada en todo su perímetro, en dos lados y libre en los otros dos, etc) y de la propia geometría de la placa.

- La altura y anchura máximas de la cara vista de la bandeja
- Las distancias máximas entre entalladuras

Dichas tablas de valores, se basan a su vez en unas determinados condicionantes previos. Por ejemplo:

- En el caso de las placas remachadas:
  - Para unos determinados valores de diámetro de remaches (p. ej,  $\Phi$  5 mm), diámetro de perforaciones (p. ej,  $\Phi$  7 mm), y holguras máximas admisibles (p. ej, 2 mm).
  - Para una distancia determinada de remache a borde de placa (p.ej: 15 mm)
  - Considerando una tensión máxima admisible <sup>(11)</sup> de las chapas de aluminio (p. ej. para aleaciones EN AW 5005, minorando el valor de su límite elástico (90 MPa) con un coeficiente de seguridad de 1,75, resulta 51 MPa)
  - Considerando la resistencia máxima admisible al arrancamiento del remache con un determinado coeficiente de seguridad (p.ej. 3)
  - Ausencia de flechas residuales en paneles
  - Máxima flecha admisible (p.ej. en centro de placa:  $l_d/30$ , siendo  $l_d$ , la longitud de la diagonal)
- En el caso de las bandejas colgadas:
  - Para una distancia mínima de entalladura a borde de pestaña (p.ej: 15 mm)
  - Considerando una tensión máxima admisible de las chapas de aluminio (p. ej. para aleaciones EN AW 5005, minorando el valor de su límite elástico (90 MPa) con un coeficiente de seguridad de 1,75, resulta 51 MPa)
  - Considerando la resistencia máxima admisible al arrancamiento de la entalladura con un determinado coeficiente de seguridad (p.ej. 3)
  - Ausencia de flechas residuales en bandejas
  - Máxima flecha admisible (p.ej. en centro de placa:  $l_d/30$ , siendo  $l_d$ , la longitud de la diagonal)

---

<sup>11</sup> Se considera que sólo tienen capacidad resistente, las dos chapas de aluminio, considerando nula la capacidad del material del núcleo. Esto supone que los esfuerzos de tracción o compresión que soportan las láminas de aluminio cuando el panel flexa, deben quedar dentro del rango elástico de dicha capacidad resistente

Resulta de especial importancia respetar las dimensiones máximas de placas o bandejas especificadas. En este último caso, es preciso indicar que se trata de dimensiones máximas entre apoyos de sus caras vista. En ocasiones, a fin de conseguir mayores dimensiones de bandeja o una configuración apaisada, pueden adoptarse alguna de las siguientes soluciones para aumentar la rigidez de la misma:

- Aumento de la profundidad de la pestaña
- Doble plegado de las pestañas en forma de U ó Z
- Incorporación de perfiles de aluminio extruido, adheridos o fijados mecánicamente

#### **Detalle de colocación rigidizadores bidireccional**

Los rigidizadores necesitan para su función, estar fijados mecánicamente a los cantos de las bandejas, para la transmisión de los esfuerzos a la subestructura.

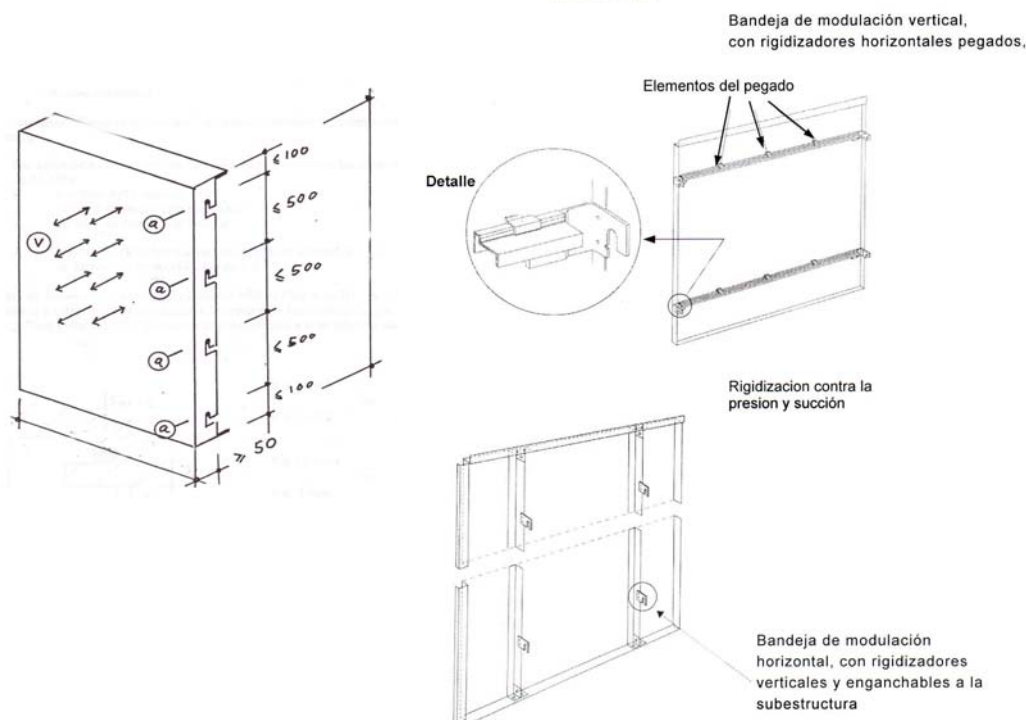


Fig 23: Refuerzo de bandejas por medio de rigidizadores ocultos

En todo caso, conviene recordar que la sobrecargas de succión del viento en las esquinas de los edificios, en el caso de los revestimientos a base de bandejas, pueden ocasionar, si no respetar las dimensiones recomendadas, el desprendimiento de las bandejas en estas zonas o bien deformaciones excesivas que den lugar a acciones no previstas sobre las propias fijaciones de las bandejas.

## 06. PUESTA EN OBRA. RESOLUCIÓN DE PUNTOS SINGULARES

### 6.1. Especificaciones generales

#### 6.1.1. *Soportes*

Los sistemas se pueden aplicar sobre paramentos planos y verticales de fábrica de ladrillo u hormigón , así como sobre soportes de estructura metálica, en construcción nueva o en rehabilitación, situados en plantas superiores o bien, preferiblemente protegidos de posibles impactos, si se colocan en planta baja. En todo caso, antes del montaje se prescribirá y verificará que el soporte cumpla con las especificaciones de estabilidad y planeidad definidas en las correspondientes normas y disposiciones vigentes.

#### 6.1.2. *Subestructura*

La subestructura de cada sistema está formada por perfiles de aluminio extruido, que estarán distanciados y dimensionados en función de la composición y modulación de la fachada así como en conformidad con las especificaciones en materia de acciones de viento (CTE DB SE). Además, deberá permitirse:

- a) La libre dilatación de sus componentes y su adecuado reglaje.
- b) La coplanaridad de los montantes, recomendándose un desplome máximo admisible  $\leq 2$  mm entre montantes adyacentes.
- c) Frente a la presión del viento, suele especificarse una flecha máxima admisible de los montantes limitada a  $\leq L/200$ , siendo L la distancia entre los anclajes del perfil a la estructura soporte.
- d) La colocación del primer y último anclaje del perfil como máximo a 250 mm de los extremos del perfil.

#### 6.1.3. *Colocación de aislante térmico*

Las placas de aislante térmico serán rígidas y en general deberán colocarse sobre el soporte antes de la instalación de los montantes, de modo que éstos queden por delante de las placas.

#### 6.1.4. *Placas o bandejas procedentes de paneles*

En fase de puesta en obra, se deberá prestar especial atención a la direccionalidad de las placas o bandejas (marcada con una flecha en el film protector y en su cara oculta); el aspecto de las mismas y en particular, de aquellas con acabados metalizados e iridiscentes, pueden percibirse como distintos entre paneles adyacentes si no se respeta la constancia del sentido marcado por la flecha. Una vez instaladas, deberá removerse este film para evitar su exposición a la luz solar y a la intemperie.

#### 6.2. Especificaciones para placas remachadas

A efectos de colocación en obra, las placas son instaladas según alguno de las soluciones indicadas en el apartado 1. En particular, las placas son instaladas en obra mediante perforación de las mismas y colocación del remache correspondiente. respetando las holguras entre diámetro de taladro y del vástago del remache, así como la distancia entre remache y borde de placa (p.ej. algunos fabricantes especifican 15 mm). Para taladrar en obra los paneles con una broca escalonada, no hace falta ninguna preparación previa del panel en taller. Durante el trabajo en la obra se debe usar una guía para posicionar los remaches de 5 mm de diámetro en las perforaciones de 7,1 mm.

#### 6.3. Especificaciones para bandejas colgadas

A efectos de colocación en obra, las bandejas son instaladas según alguno de las soluciones indicadas anteriormente. No obstante, cabe indicar que existen otros métodos disponibles en el mercado para configurar revestimientos a base de bandejas (por ejemplo, los sistemas denominados de bandejas sobrepuesta y los que utilizan adhesivos para su unión a la subestructura). En caso de utilizarse fijaciones con correderas regulables y bulones, se deberán de haber prefijado previamente en taller, la corredera superior y la inferior, en su posición extrema teórica, mediante sendos tornillos autorroscantes M8. Tras enganchar el casetón se puede proceder a un ajuste de precisión, reajustando para ello la corredera superior. La corredera inferior se empuja entonces hacia abajo, hacia la parte inferior de la entalladura en “T”. Para la fijación definitiva se atornilla al perfil soporte.

#### 6.4. Resolución de puntos singulares <sup>(12)</sup>

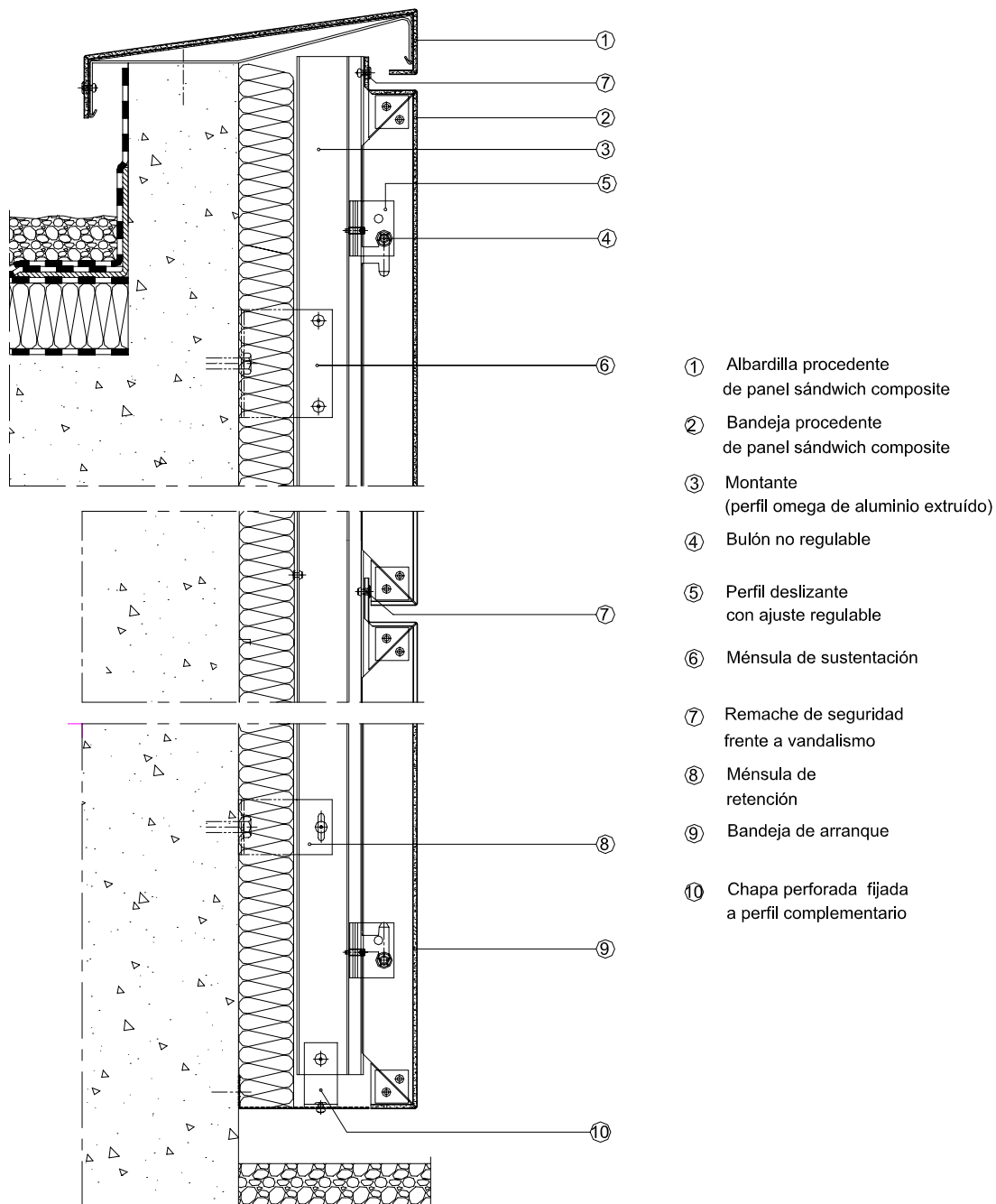


Fig.24: Detalle de arranque, junta horizontal y coronación entre fachadas

<sup>12</sup> Dadas las similitudes entre los detalles constructivos que para puntos singulares presentan los sistemas de revestimiento a base de placas y de bandejas, se ha considerado oportuno exponer únicamente en el presente apartado los detalles correspondientes a los sistemas de revestimiento a base de bandejas.

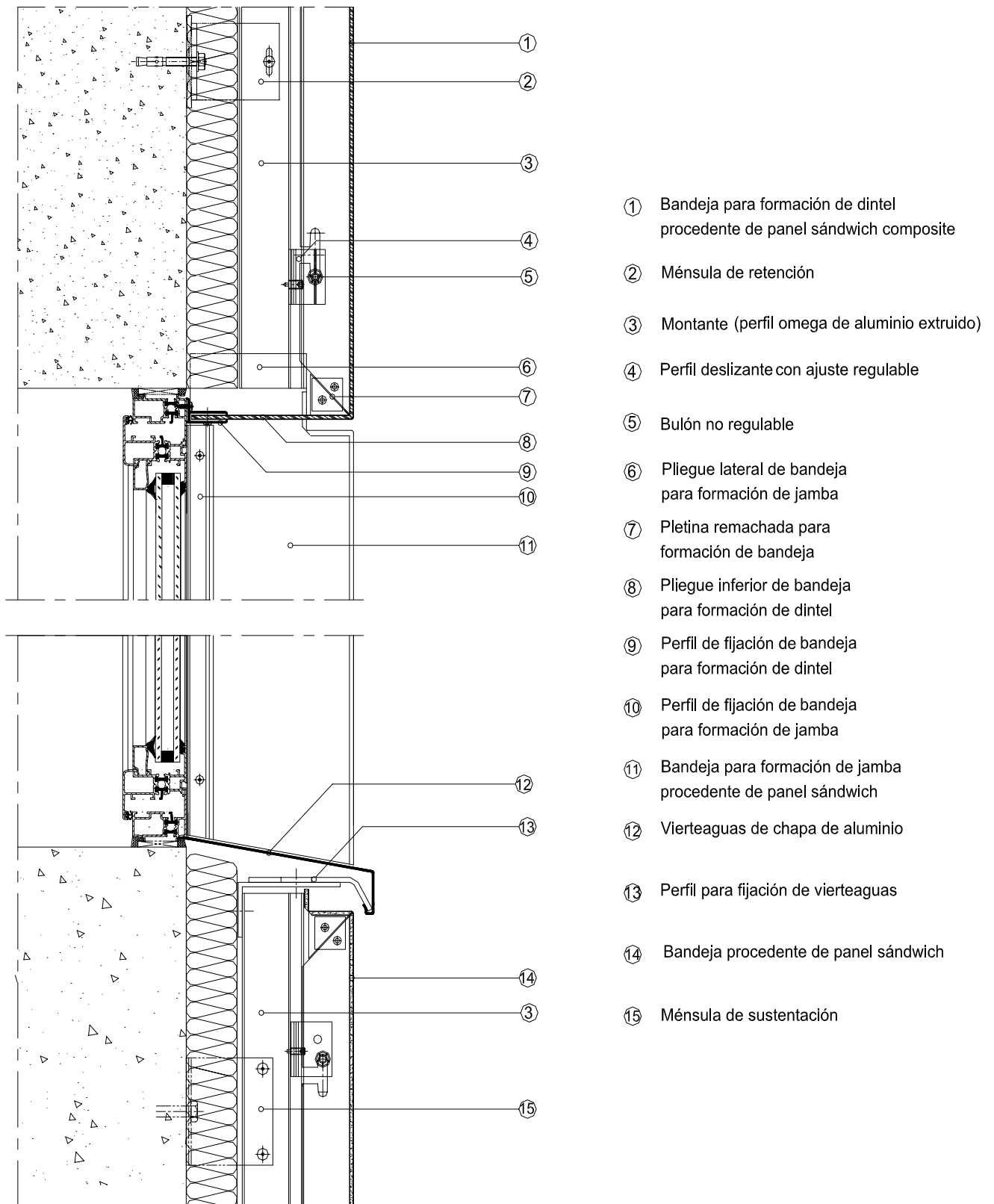


Fig. 25. Detalle de alféizar y dintel de ventana

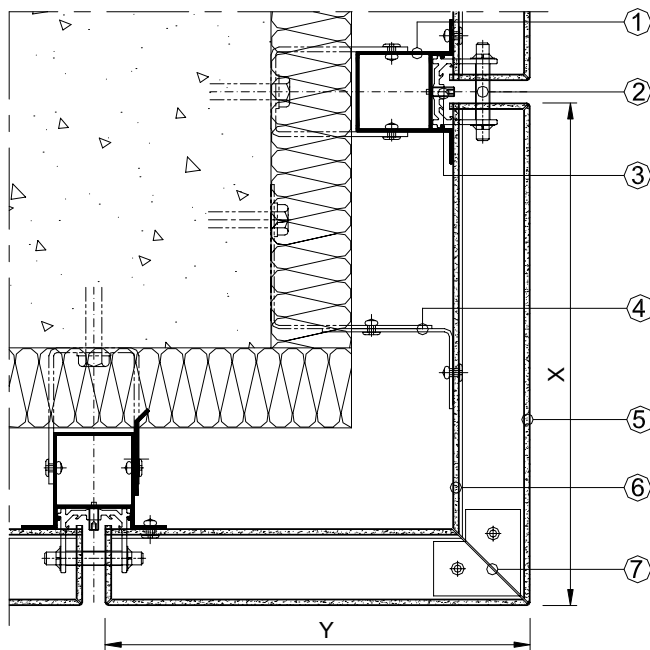


Fig.26. Detalle de esquina

- ① Montante  
(perfil omega de aluminio extruido)
- ② Bulón no regulable
- ③ Perfil deslizante  
con ajuste regulable
- ④ Perfil y fijación complementaria
- ⑤ Bandeja de esquina procedente  
de panel sándwich composite (dimensiones  
X e Y: Consultar con Beneficiario)
- ⑥ Sobrepestaña de bandeja inferior
- ⑦ Pletinas y remaches para  
formación de esquina
- ⑧ Perfil complementario para borde lateral
- ⑨ Vierteaguas de chapa de aluminio
- ⑩ Remache de seguridad  
frente a vandalismo
- ⑪ Jamba procedente  
de panel sándwich composite

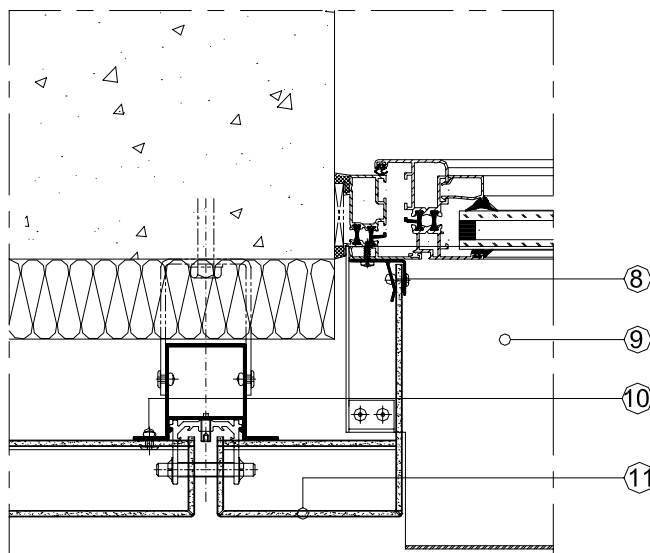


Fig.27. Detalle de jamba

## 07. EVALUACIÓN TÉCNICA

### 7.1. Generalidades

Los sistemas de revestimiento de fachadas ventiladas a base de bandejas o placas procedentes de paneles sándwich composite de aluminio han sido y pueden seguir siéndolo por ahora, objeto de evaluaciones técnicas conducentes a la emisión de Documentos Técnica DIT emitidos por Institutos de la UEAtc.

El IETcc ha emitido hasta la fecha los siguientes DIT:

DIT 345-R:

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas mediante bandejas procedentes de paneles ALUCOBOND.

*Beneficiario: Alcan Aluminio España SA.*

DIT 346-R:

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas mediante placas remachadas procedentes de paneles ALUCOBOND.

*Beneficiario: Alcan Aluminio España SA.*

DIT 405:

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas mediante de bandejas procedentes de paneles LARSON PCA.

*Beneficiario: Alucoil SA.*

DIT 485:

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas mediante placas y bandejas procedentes de paneles REYNOBOND PE y REYNOBOND FR.

*Beneficiario: ALCOA ARCHITECTURAL PRODUCTS SAS.*

Para más información, se recomienda consultar la sección DIT / DITE de la página web:

**[www.ietcc.csic.es](http://www.ietcc.csic.es)**

# **FACHADAS VENTILADAS CON PANELES LAMINADOS COMPACTOS DE ALTA PRESIÓN.**

---

Yolanda Sánchez-Montero Martínez-Piqueras, arquitecto

Documento de Idoneidad Técnica  
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja - CSIC

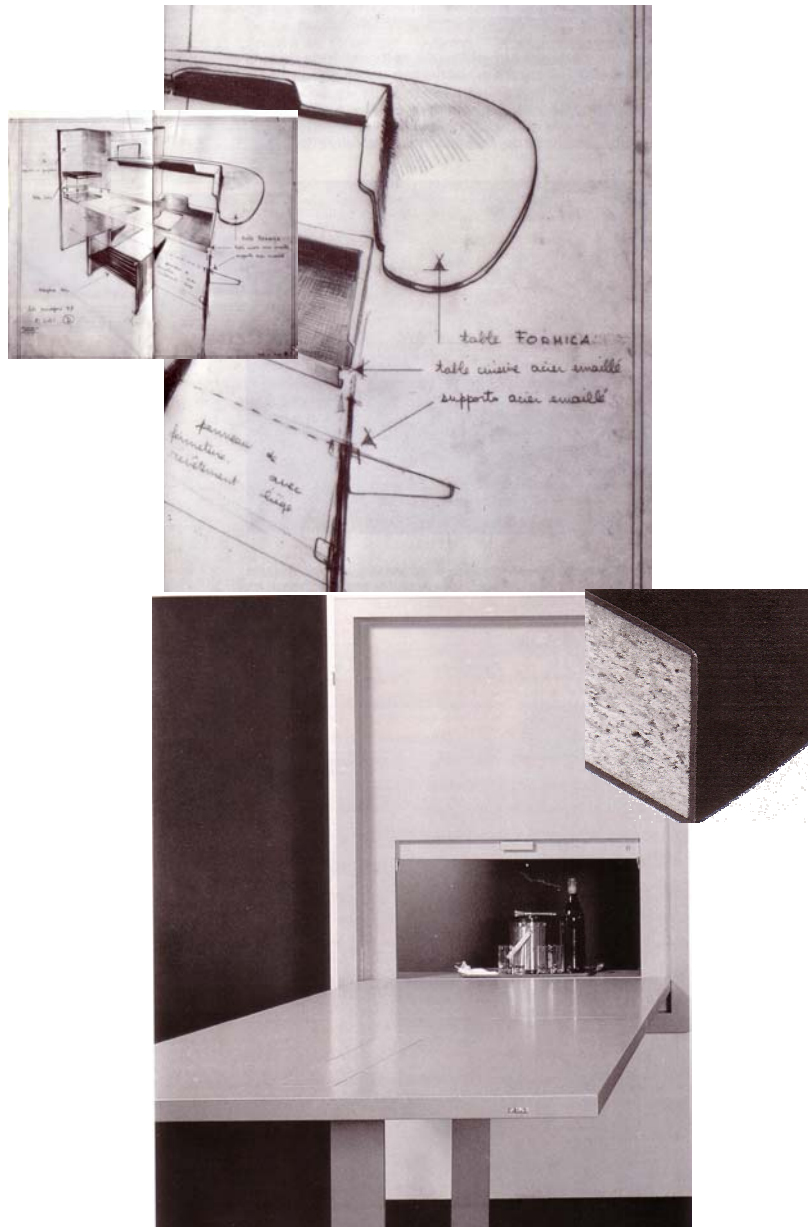


## 1. ORIGENES

Los paneles laminados compactos de alta presión, antes de llegar a su aplicación exterior, le precede un historial cuyos orígenes tenían aplicaciones muy distintas, desde la aplicación al mobiliario como una lámina adherida a un soporte base, o como laminados industriales con propiedades de aislante eléctrico (Formica). De hecho, algunos autores los engloban en la familia particular de los polímeros reforzados con fibras. Los polímeros reforzados datan de principios de siglo. La primera patente americana de 1916 consistía en la fabricación de tubos por presión en caliente de fibras de madera en laminas o en papel, embebidas en una resina fenólica.



En otro campo, el de la decoración de interiores, en 1925, y como ejemplo anecdótico, Mondrian diseñaba el interior del salón de una coleccionista de arte, definiendo las paredes por medio de planos de colores, obra que nunca llegó a ver realizada, si bien en 1970 Formica reconstruyó con sus laminados este interior en New York. Diseñadores de prestigio como Jean Prouvé, allá por los años 50, no dudaron en confiar en productos laminados para resolver elementos de mobiliario interior tan exigentes como las encimeras de cocina, en este caso para el mobiliario de la Maison Saharienne.



O como por ejemplo, por Alejandro de la Sota, con su famosa mesa plegable (recogida parece un cuadro colgado en la pared), donde aprovecha las posibilidades de curvar el laminado decorativo hasta envolver tridimensionalmente el propio panel contrachapado. En los últimos años, la evolución y el desarrollo han diversificado las posibilidades estéticas del material hasta llevarlo al exterior como fachada, con lo cual se ha tenido que desarrollar una base resistente a las condiciones exteriores. Nacen así los paneles laminados compactos de alta presión, con vocación de protagonizar la envolvente exterior de los edificios.

Como decía el propio Alejandro de la Sota:

“La importancia de la Arquitectura no es otra que la del ambiente que crea”.

## **2. PANELES LAMINADOS COMPACTOS DE ALTA PRESIÓN (HPL)**

### **2.1. Definición**

Los paneles laminados compactos de alta presión (HPL) pertenecen a la gran familia de los materiales compuestos. Como todo material compuesto, puede definirse como aquel material resultante de la adecuada unión de dos elementos principales: la matriz o base (en este caso de naturaleza polimérica) y la fibra o la armadura.

En este contexto, y aún cuando algunos de sus acabados más comunes pudieran dar la impresión de ser productos de madera, su “linaje” le emparenta más bien con otro material aparentemente tan distinto, como por ejemplo el poliéster reforzado con fibra de vidrio.

La familia de los polímeros reforzados con fibras, pertenecen los ejemplos de aplicaciones más frecuentes y más antiguas. De hecho, la primera patente americana de 1916 consistía en la fabricación de tubos por presión en caliente de fibras de madera en láminas o en papel, embebidas en una resina fenólica.

Su estructura laminar es otra característica importante. Se configura por medio de láminas capas caracterizadas por su composición y función a desempeñar, embebidas o impregnadas en una resina.

Por último su procedimiento de fabricación evidenciado con el nombre anglosajón de este tipo de productos “High Pressure Laminates” recuerda que la aplicación de un valor elevado presión le dará forma a esta estructura, y terminará de definir la figura del panel.

### **2.2. Tipos**

En función de su composición pueden distinguirse los siguientes tipos de paneles, todos ellos disponibles en el mercado, aún cuando sólo algunos, como se explicarán más adelante, son aptos para exteriores:

#### **2.2.1. Panel laminado decorativo de alta presión (HPL)**

Panel formado por capas de material de fibra celulósica (normalmente papel) impregnadas con resinas termoestables y unidas entre sí mediante un proceso de alta presión.

#### 2.2.2. Panel Laminado decorativo de alta presión (HPL) compacto para exteriores

Panel formado por capas de material de fibra celulósica (normalmente papel) impregnadas con resinas termoestables y unidas entre sí mediante un proceso de alta presión.

Se caracterizan por que la capa superficial de una o de ambas caras, que presenta colores o diseños decorativos, está impregnada con resinas termoestables adecuadas (resinas aminoplásticas u otras).

Para mejorar las propiedades de protección a la intemperie y a la luz se puede añadir un revestimiento o una capa exterior adecuada. Las capas que constituyen el corazón del a placa están impregnadas con resinas fenólicas, y pueden combinarse cono tras fibras y/o cargas durante el proceso de fabricación

#### 2.2.3. Panel laminado compacto

Son paneles laminados de alta presión suministrados en espesores iguales o superiores a 2 mm. Los paneles pueden suministrarse en forma de placas grandes (placa entera de fábrica), o paneles más pequeños cortados a medida o planchas.

#### 2.2.4. Panel compuesto HPL

Son paneles compuestos fabricados mediante unión adhesiva de una placa de laminado decorativo de alta presión a una o ambas caras de un sustrato. Los paneles pueden suministrarse en formad e placas grandes (placa enterad e fábrica), o paneles más pequeños cortados a medida o planchas.

#### 2.2.5. Sustrato de panel compuesto

Tablero al que se adhiere el laminado decorativo de alta presión. Este sustrato puede ser un producto derivado del a madera (por ej. un tablero de partícula o de fibra), un tablero mineral (ej.: silicato de calcio), un material de nido de abeja expandido, una placa de metal o material plástico, o una espuma orgánica o inorgánica.

### 2.3. Nomenclatura según Normas <sup>(1)</sup>

Para la clasificación de los laminados compactos, es conveniente conocer el sistema de designación empleado por la familia de normas UNE EN 438. Dicho sistema se compone de tres caracteres, con el siguiente significado característico:

Primera letra: E (LAMINADO PARA EXTERIORES).

Segunda letra: G (APLICACIÓN GENERAL)  
D (APLICACIÓN SEVERA)

Tercera letra: S (CALIDAD ESTANDAR)  
F (IGNÍFUGO)

Así por ejemplo, un panel HPL ignífugo para exteriores, para su uso en condiciones internas severas se deberá en nuestros pliegos de condiciones y resto de documentos de proyecto como Panel HPL/EN 438-6/ EDF.

---

<sup>1</sup> Las Normas UNE EN 438 se componen de 7 partes:

- Parte 1: Introducción e información general.
- Parte 2: Determinación de propiedades.
- Parte 3: Clasificación y especificaciones para laminados de espesor inferior a 2 mm destinados a adherirse a sustratos de soporte.
- Parte 4. Clasificación especificaciones para laminados compactos de 2 mm de espesor y mayores.
- Parte 5: Clasificación y especificaciones para laminados para revestimientos de suelo de espesor menor de 2 mm.
- Parte 6: Clasificación y especificaciones para laminados compactos para exteriores de 2 mm de espesor y mayores.
- Parte 7: Laminados compactos y paneles de compuesto HPL para acabados de paredes y techos externos e internos. (incluye el anexo ZA).

De todas ellas, la **Norma armonizada UNE-EN 438-7:2005**: Laminados decorativos de alta presión (HPL). Láminas basadas en resinas termoestables (normalmente denominadas laminados). Parte 7: Laminados compactos y paneles compuesto HPL para acabados de paredes y techos externos e internos, merece especial interés, puesto que es la especificación técnica cuyo anejo ZA contiene la información correspondiente al **marcado CE**.

### 3. COMPOSICIÓN, ESTRUCTURA Y FABRICACIÓN DE PANELES

#### 3.1. Composición

##### 3.1.1. *Acabado decorativo*

A su vez, este componente es función de dos elementos:

- a) Matriz a base de resinas de tipo melamínico
- b) Lámina decorativa, que puede configurarse por medio de alguno de los siguientes compuestos:
  - Láminas de fibra celulósica decorativa (color/diseño decorativo/digiform)
  - Superficies decorativas, opcionalmente con resinas pigmentadas
  - Láminas de madera natural (ayous/okumé) P/P

##### 3.1.2. *Núcleo*

Al igual que antes, este componente es función de dos elementos:

- a) Matriz a base de resinas de tipo fenólico (ignífugo)
- b) Refuerzo que puede configurarse por medio de alguno de los siguientes compuestos:
  - Láminas de fibras celulósicas (papel de kraft):
  - Capas laminares de material obtenido de fibra de madera
  - “Fibras” de madera en masa

#### 3.2. Estructura y fabricación

La organización y ubicación de estos componentes entre sí responde a su adecuado proceso de fabricación.

Así por ejemplo en el caso de que los paneles laminados consistan básicamente en capas de material de **fibra celulósica** impregnadas en resinas termoestables y unidas entre sí mediante un proceso de prensado de alta presión (p.ej. FORMICA), dicha organización interna se configuraría según el siguiente esquema:

Esquema de composición de capas de panel FORMICA:

.....	Lámina acrílica superficial de protección contra la luz y la intemperie (sólo en algunos colores de la gama).
=====	Lámina de fibra celulósica de color o diseño decorativo impregnada con resina melamina-formaldehído.
=====	Núcleo de láminas de fibras celulósicas kraft impregnadas con resina fenol-formaldehído.
=====	El número de láminas depende del espesor requerido.
=====	Lámina de fibra celulósica de color o diseño decorativo impregnada con resina melamina-formaldehído.
.....	Lámina acrílica superficial de protección contra la luz y la intemperie (sólo en algunos colores de la gama).

El proceso de prensado a alta presión consiste en la aplicación simultánea de temperatura ( $\geq 130\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) y presión elevada ( $\geq 5\text{ MPa}$ ) sobre el apilamiento así constituido, que permite que las resinas termoestables fluyan y posteriormente curen para dar lugar a un material homogéneo, no poroso, de elevada densidad y con un acabado superficial en gran variedad de colores.

En otro tipo de paneles (p.ej. TRESPA) los elementos son conformados por medio de un proceso industrial consistente en la aplicación combinada de calor y presión sobre la matriz de resinas termoendurecibles reforzadas homogéneamente con **fibras de madera** y con un acabado de superficie decorativa con resinas pigmentadas.

## 4. TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Una vez fabricados, los paneles han de transportarse y almacenarse siguiendo las especificaciones del fabricante. A tal fin,

### 4.1. Transporte

En el transporte de las placas hay que hacer uso de palets estables, planos de las mismas dimensiones que las placas como mínimo. Para evitar que se deteriore la superficie por rozamiento con partículas punzantes debe procurarse no deslizar los tableros unos sobre otros. A efectos de carga y descarga las placas deben levantarse una a una.

## 4.2. Almacenamiento

Durante el almacenamiento debe evitarse que las placas se deformen, debiéndose proteger contra la humedad, el calor, la suciedad y el deterioro. Las placas deben guardarse preferentemente en un espacio cerrado, a temperatura y humedad ambiente. Una vez colocadas en el almacén, deben cortarse los flejes del embalaje.

### 4.2.1. *Almacenamiento horizontal*

En el caso de almacenamiento horizontal, las placas deben ser apoyadas en toda su superficie sobre un plano y éste debe estar libre de partículas que puedan provocar desperfectos. Las placas deben apilarse preferentemente sobre un palet, colocando entre medias una capa protectora; asimismo, como cuando se coloque la última capa deberá situarse otra capa con la misma función.

### 4.2.2. *Almacenamiento vertical*

Para evitar que se deformen las placas, deben quedar en posición perpendicular sobre uno de los lados apoyadas en toda su extensión, de tal manera que existan las mismas condiciones climáticas a ambos lados de la placa.

## 5. CARACTERÍSTICAS

Las características principales de los paneles laminados se recogen en las tablas 2, 3 y 4 de la Norma UNE EN 438-6 (véase cuadros de la página siguiente). Además de dichas características debe conocerse la euroclase de reacción al fuego de las fachadas, conforme con la Norma UNE EN 13501-1.

### 5.1. Características dimensionales

Propiedad	Método de ensayo (EN 438-2 capítulo nº)	Requisito	
Espesor	5	$5,0 \leq t < 8,0$ mm	$\pm 0,4$ mm
		$8,0 \leq t < 12,0$ mm	$\pm 0,5$ mm
Planitud	9	$6,0 \leq t < 10,0$ mm	5,0 mm/m
		$10,0 \leq t$	3,0 mm/m
Longitud y anchura	6	+10mm/ 0 mm	
Rectitud de los bordes	7	Desviación máxima 1,5 mm/m	
Cuadratura	8	Desviación máxima 1,5 mm/m	

Nota: donde t= espesor nominal

### 5.2. Características físicas

Propiedad	Método de ensayo (EN 438-2)	Propiedad o atributo	Unidad (máx. o mín.)	Valor
Módulo de flexión	EN ISO 178:2003 (1)	Carga	Mpa (mín.)	9000
Resistencia a la flexión	EN ISO 178:2003 (1)	Carga	Mpa (mín.)	80
Resistencia a la tracción	EN ISO 527-2:1996 (2)	Carga	Mpa (mín.)	60
Densidad	EN ISO 1183-1:2004	Densidad	g/cm <sup>3</sup> (mín.)	1,35
Resistencia al impacto (bola de gran diámetro)	21 (3)	Altura de caída	mm (mín.)	1800
Resistencia a la humedad	15	Aumento de masa	% (máx.)	8
		aspecto	Grado (mín.)	4
Estabilidad dimensional a temperatura elevada	17	Variación dimensional acumulada	% (máx.) L (4)	0,3
			% (máx.) T (5)	0,6

(1) Velocidad de desplazamiento del cabezal 2 mm/min

(2) Probeta tipo 1ª.Velocidad de desplazamiento del cabezal 5mm/min

(3) El diámetro de la muesca creado no debe ser superior a 10mm.

(4) L= en la dirección longitudinal del laminado

(5) T= en la dirección transversal del laminado

### 5.3. Propiedades de resistencia a la intemperie

Propiedad	Método de ensayo (EN 438-2 capítulo nº)	Propiedad y atributo	Unidad (máx. o mín.)	Valor
Resistencia al choque climático	19	Aspecto	Grado (mín.)	4
		Índice de resistencia a la flexión Ds	(mín.)	0,95
		Induce del módulo de flexión Dm	(mín.)	0,95
Resistencia a la luz UV	28	Contraste	Clasificación de la escala de grises (no peor que)	3 (tras 1500 h de exposición)
		Aspecto	Grado (mín.)	4 (tras 1500 h de exposición)

### 5.4. Propiedades de reacción al fuego

Según la norma EN 13501-1 los laminados exteriores de alta presión deberán ensayarse para obtener una determinada euroclase. A título orientativo, los paneles FORMICA para exteriores han obtenido la clasificación B-s1,d0.

## 6. SISTEMAS DE REVESTIMIENTO DE FACHADAS VENTILADAS CON PANELES LAMINADOS DE ALTA PRESIÓN

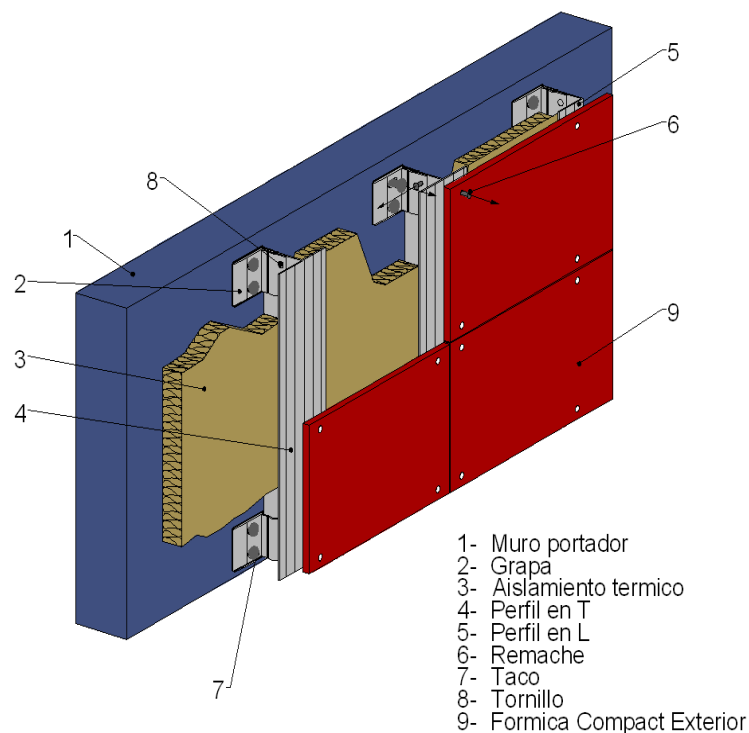
### 6.1. Definición de Sistema

Podríamos definir un sistema de revestimiento de fachadas ventiladas como aquella unidad de una obra que es el resultado de:

- Una combinación específica de elementos de revestimiento (paneles HPL.) y accesorios, (fijaciones, grapas, etc)
- Un método concreto para la resolución de uniones (juntas) entre sí y con otras unidades de obra
- Un procedimiento específico de ejecución,

Y finalmente, cuyo uso previsto es el de dotar al edificio sobre el que se instale de una determinada protección frente a la intemperie, así como de un determinado acabado decorativo, resistiendo las acciones de peso propio y viento y durante un período de vida económicamente razonable.

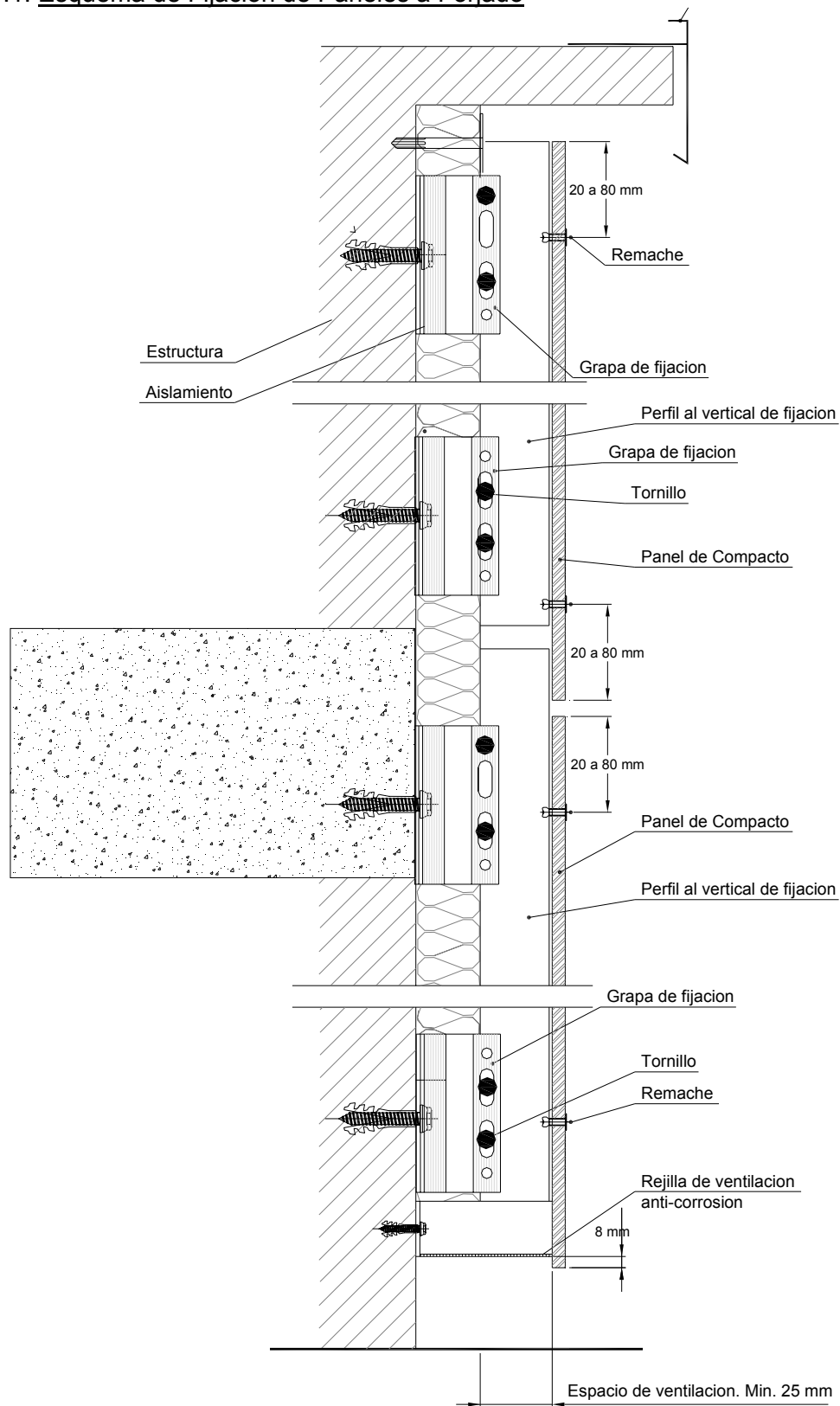
### 6.2. Esquema de composición y cuadro resumen



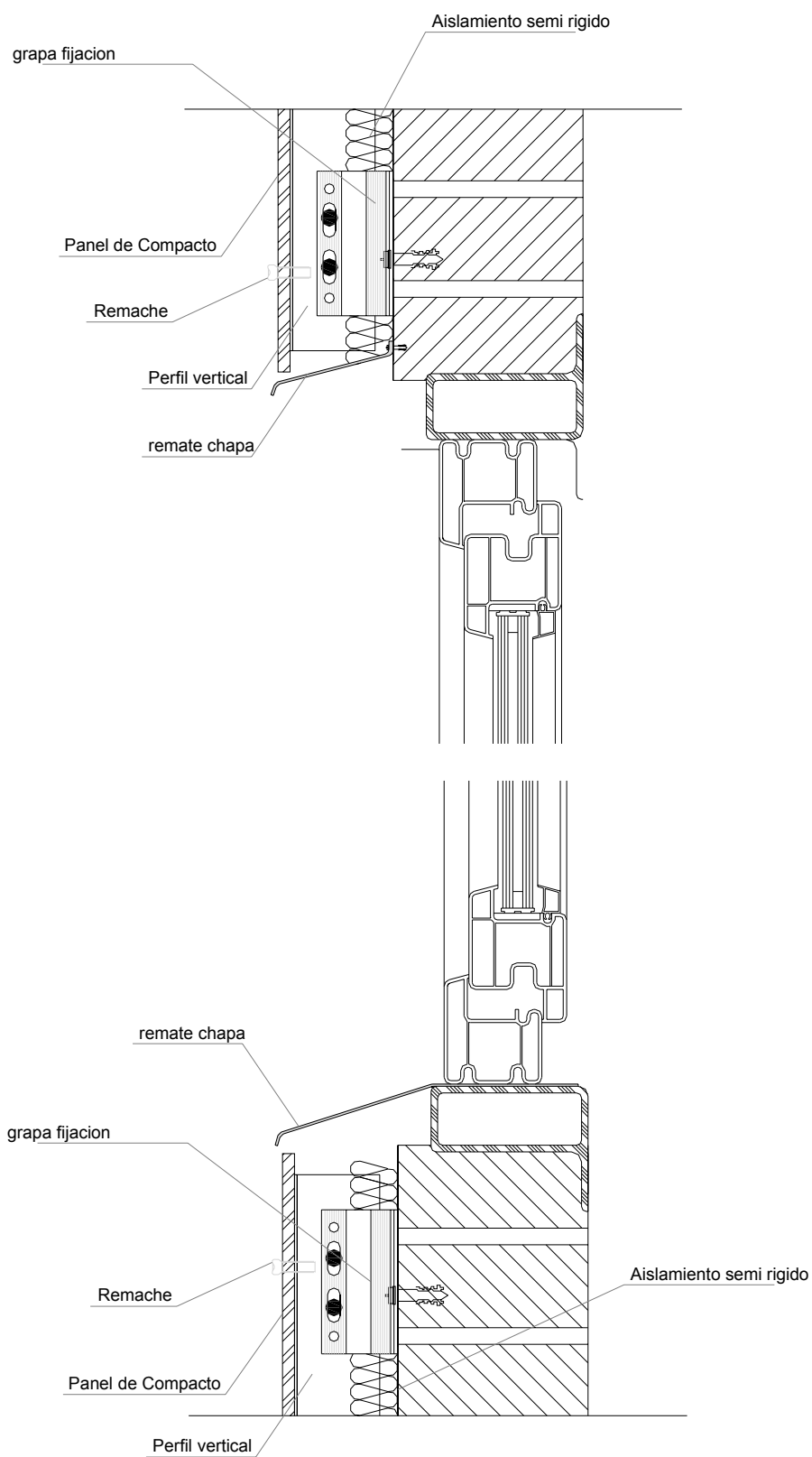
DIT	Familia	Anclaje	Subestructura primaria		Fijación		Subestructura secundaria		Fijación		Hoja exterior	
			Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Elemento	Material	Material	Característica
FORMICA	A	-	Escuadras-clip	Aluminio 6063 T5	tornillo	Acero inox A2	Vertical en T y L	aluminio	remaches ciegos	aluminio	Laminado compacto HPL	e = 6-8-10 $\delta \leq L/200$
TRESPA	A	-	escuadras	-	tornillo	-	Vertical TS 700	aluminio	remaches ciegos	aluminio o acero inox A2	Laminado compacto HPL	e = 6-8-10-13 $\alpha \leq 2,5$ mm/m $\delta \leq L/200$
TRESPA	A	-	escuadras	-	tornillo	-	Vertical TS 150	madera	tornillos autorrosc	Acero inox A2	Laminado compacto HPL	e = 6-8-10 $\alpha \leq 2,0$ mm/m $\delta \leq L/200$
MAX	A	-	escuadras-clip	-	tornillo	-	Vertical en T, L, C, $\Omega$	aluminio 6005 T5	remaches ciegos	aluminio	Laminado compacto HPL	e = 6-8-10 $\alpha \leq 2,0$ mm/m $\delta \leq L/200$
TRESPA	B	-	escuadras	-	tornillo	-	Vertical	aluminio	Perfil horizontal TS 200 + grapa	Aluminio $\delta \leq L/200$	Laminado compacto HPL	e = 8-10-13 $\delta \leq L/200$
									Casquillos expansión o no	Acero inox A2		
TRESPA	B	-	escuadras	-	tornillo	-	vertical	madera	Perfil horizontal TS 200 + grapa	Aluminio $\delta \leq L/200$	Laminado compacto HPL	e = 8-10-13 $\delta \leq L/200$
									Casquillos expansión o no	Acero inox A2		
MAX	B	-	escuadras-clip	-	tornillo	-	Vertical en T,L,C, $\Omega$	aluminio 6005 T5	Perfil horizontal + grapa	Aluminio 6005 T5	Laminado compacto	e = 8-10 $\delta \leq L/200$
									Casquillos expansión o no	Acero inox A2 o A4	HPL	
									Tornillos autorrosc	Acero inox A2 o A4	HPL	
TRESPA	C	-	escuadras	-	tornillo	-	vertical	Aluminio o madera	Tornillos autorrosc	Acero inox A2	Laminado compacto	e = 8-10-13 $\delta \leq L/200$
									Perfil horizontal TS 300	Aluminio $\delta \leq L/200$	HPL	
TRESPA	C	-	escuadras	-	tornillo	-	vertical	madera	Tornillos autorrosc	Acero inox A2	Laminado compacto	e = 8-10-13 $\delta \leq L/200$
									pletinas	Aluminio o acero inox A2	HPL	
TRESPA	H	-	escuadras	-	tornillo	-	vertical	Aluminio o madera	tornillos	Acero inox A4	Laminado compacto	e = 8-10-13 $\delta \leq L/200$
									Clips TS 650	Aluminio o acero inox A2	HPL (lamas)	

## 7. PUNTOS SINGULARES

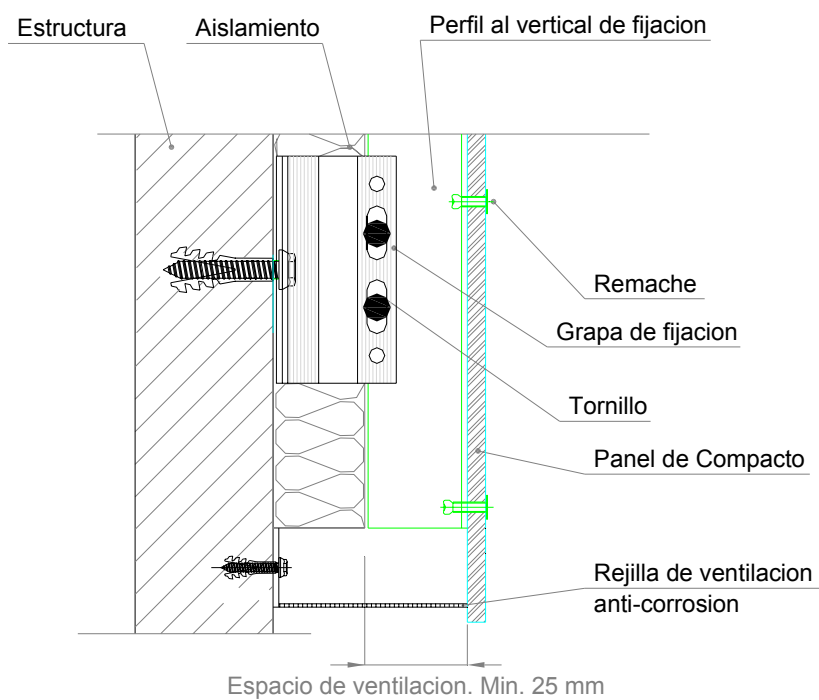
### 7.1. Esquema de Fijación de Paneles a Forjado



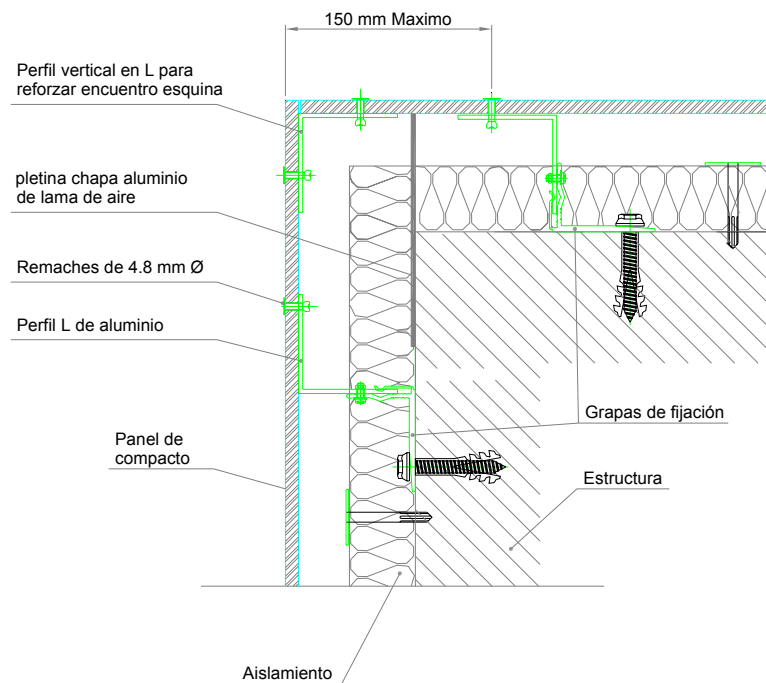
## 7.2. Esquema de encuentro revestimiento de apoyo/dintel de ventana.



### 7.3. Remate inferior



### 7.4. Esquema de Ángulo saliente



Nota: Todos los detalles por cortesía de FORMICA

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS INNOVADORAS. CONCEPTO,  
FUNCIONAMIENTO, CÁLCULO, EJECUCIÓN Y PUNTOS SINGULARES

## **FACHADAS VENTILADAS CON APLACADOS CERÁMICOS Y FACHADAS VENTILADAS CON APLACADOS DE HORMIGÓN POLÍMERO**

---

Rosa Senent Domínguez, arquitecto

Documento de Idoneidad Técnica

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja - CSIC



## ÍNDICE

1. Introducción. La cerámica en fachada
2. Materiales
  - 2.1 La cerámica para fachadas ventiladas
    - 2.1.1 Fabricación
    - 2.1.2 Normativa
    - 2.1.3 Características
  - 2.2 El hormigón polímero
    - 2.2.1 Fabricación
    - 2.2.2 Normativa
    - 2.2.3 Características
3. Sistemas
  - 3.1 Por tipo de pieza
  - 3.2 Por tipo de subestructura y fijación
4. Sistemas con Documento de Idoneidad Técnica
  - 4.1 PORCELANOSA GRUPO FV
  - 4.2 FAVEMANC XA
  - 4.3 Sistema ULMA



## 1. INTRODUCCIÓN. LA CERÁMICA EN FACHADA

La cerámica es un material de construcción tradicional en constante evolución. Su presencia en la arquitectura se remonta a la Antigüedad, siendo un material clave en algunos momentos de la Historia. Encontramos dos formas de cerámica en fachadas, como ladrillos y como baldosa cerámica.

La presencia del ladrillo en cerramientos ha sido prácticamente continua. Primeramente como elemento de construcción de muros de carga, que constituían no sólo la estructura del edificio, sino también el cerramiento. Con la aparición del hormigón armado y el acero como materiales estructurales, y la sustitución de los sistemas estructurales tradicionales de muro de carga por los de entramado de pilares, vigas y forjados, el muro de ladrillo pierde su misión estructural pero mantiene su carácter como elemento de cerramiento, bien ladrillo visto (ladrillo cara-vista) o como soporte de otros sistemas de revestimiento.

Durante el modernismo la baldosa cerámica salta del pavimento y los revestimientos interiores al revestimiento exterior, destacando las figuras de Otto Wagner y Gaudí.

En la actualidad la dificultad de disponer de un cerramiento de ladrillo visto bien ejecutado, por problemas de plazos de ejecución y de contar con mano de obra especializada, ha llevado a cambiar la forma de revestir con cerámica la envolvente del edificio.

Por un lado se ha desarrollado sistemas de aplacado en seco basados en plaquetas de pequeño formato fijadas en seco a una subestructura continua de acero. El aspecto final es el de un muro de ladrillo cara-vista, pero sin necesidad de recurrir a mano de obra especializada y acortando notablemente los plazos de ejecución.

Por otro se recurre a fachadas ventiladas de piezas cerámicas, bien baldosas o bien placas alveolares (que recuerdan a ladrillos de gran formato). Las posibilidades que ofrece el material son muy amplias.

Se incluyen en esta ponencia las fachadas ventiladas de hormigón polímero por su similitud con las de aplacado cerámico.

## 2. MATERIALES

### 2.1 La cerámica para fachadas ventiladas

Las piezas cerámicas son piezas (baldosas o placas alveolares) de poco grosor fabricadas con arcillas, sílice, fundentes, colorantes y otros materiales, generalmente utilizadas como revestimiento de suelos, paredes y fachadas. Se fabrican mediante molturación, tamizado, conformado, humidificación, etc., y se moldean por prensado, extrusión, colado u otro procedimiento, generalmente a temperatura ambiente.

#### 2.1.1 Fabricación

Tras un proceso previo de fabricación de la materia prima por: dosificación, mezcla y molturación vía húmeda de las materias primas que compondrán el soporte de la pieza, se procede a la fabricación por prensado o extrusión.

En el caso de moldeo por prensado, la fabricación incluye los siguientes pasos:

- Atomización del producto de molturación para formar el polvo húmedo conformable.
- Prensado para conformar el soporte decorable de la baldosa.
- Decoración (esmaltado, serigrafiado).
- Cocción.

- Mecanizado (rectificado, biselado).
- Clasificación.
- Mecanizado (ranurado y enmallado).

En el caso de moldeo por extrusión, la fabricación incluye los siguientes pasos:

- Extrusión en plano para conformar la placa.
- Decoración (esmaltado, serigrafiado).
- Cocción.
- Mecanizado (rectificado) y prueba de resistencia.

### 2.1.2 *Normativa*

La norma de referencia para marcado CE de las baldosas cerámicas es la:

UNE-EN 14411:2004 "Baldosas cerámicas. Definición, clasificación, características y marcado", que cubre las baldosas cerámicas pero no las placas alveolares, sin embargo se emplea como norma de referencia para estas últimas.

Las normas de ensayo son las UNE-EN ISO 10545.

### 2.1.3 *Características*

La cerámica es un material tradicional de conocidas prestaciones y en constante evolución. Es un material que ha probado su durabilidad e inalterabilidad. En fachadas ventiladas se emplean cerámicas de baja porosidad (gres)

- Gran resistencia mecánica a compresión.
- Fragilidad frente a rotura
- Buena resistencia a la temperatura, con clasificación de reacción al fuego A.
- Bajo módulo de dilatación (estabilidad frente a variaciones térmicas).
- Estabilidad dimensional frente a variaciones higrotérmicas.
- Inalterabilidad al contacto con disolventes, combustibles y aceites.
- Buen comportamiento frente a ciclos de hielo-deshielo.
- Resistencia a la radiación solar.
- Distintas posibilidades de acabados (colores y texturas).

## 2.2 **El hormigón polímero**

El hormigón polímero es un material formado por la mezcla homogénea de resinas, cargas de origen mineral y aditivos ignífugos y resto de materias reactivas. Frente al hormigón tradicional, que es una mezcla de cemento, agua y áridos, el hormigón polímero emplea una resina, como por ejemplo el poliéster como agente aglomerante, un catalizador en lugar de agua y cargas minerales en lugar de áridos.

Tiene una resistencia superior a la del hormigón y permite fabricar piezas de pequeños espesores.

### 2.2.1 *Fabricación*

La fabricación se realiza por moldeado del hormigón polímero, sobre un molde en el que previamente se ha dispuesto la capa de acabado (Gel-Coat, etc.)

- Mezcla en la dosificación adecuada de las distintas materias primas conformantes del hormigón polímero.
- Elaboración de las placas por moldeo sobre la capa superficial de acabado.
- Proceso de vibración y compactado de la masa de hormigón polímero.
- Proceso de fraguado de hormigón polímero.
- Desmoldeo de hormigón polímero y proceso de aseguramiento de planicidad de placas.
- Segundo proceso de fraguado en horno para conseguir las características físico químicas del material
- Corte, mecanizado y ranurado de las placas

### 2.2.2 *Normativa*

No existe normativa al respecto, por sus características se ha empleado para su evaluación las normas de baldosas cerámicas UNE-EN ISO 10545.

### 2.2.3 *Características*

- Alta resistencia mecánica.
- Buena resistencia a la temperatura, con clasificación de reacción al fuego B-s1 d0.
- Alta resistencia al hielo.
- Impermeabilidad al agua.
- Inalterabilidad al contacto con disolventes, combustibles y aceites.
- Distintas posibilidades de acabados (colores, texturas e imitaciones).

## 3. SISTEMAS

Los sistemas de fachadas ventiladas cerámicas se pueden clasificar en función del tipo de elemento cerámico que configura la hoja exterior del cerramiento y del tipo de fijación.

### 3.1 **Por tipo de pieza**

#### 3.1.1 *Baldosa cerámica*

Se emplean baldosas de material cerámico (norma UNE-EN 14411:2004) moldeadas por extrusión o prensado a temperatura ambiente, seguidamente secadas y posteriormente cocidas a altas temperaturas en función del producto deseado.

La fijación se suele realizar por medio de cuatro grapas situadas en las esquinas, vistas u ocultas. Para la realización de las fijaciones ocultas es preciso realizar un mecanizado posterior de la pieza que supone un punto de debilitamiento de la misma.

Otra posibilidad de fijación oculta es por medio de perfiles guía que se introducen en un ranurado continuo en la piezas y que supone, como en el caso anterior, un debilitamiento de la misma.

Las fijaciones inferiores (perfil guía o grapas) actúan como fijaciones de sustentación, recibiendo la carga vertical y la mitad de la carga horizontal de viento o sismo. Las fijaciones superiores son de retención y sólo actúan frente a la carga horizontal.

El mayor problema que presentan las baldosas cerámicas es su fragilidad frente a impacto, lo que se resuelve habitualmente por medio de la incorporación de una malla de fibra de vidrio adherida con adhesivo polimérico para prevenir desprendimientos en caso de rotura de la pieza, o con otros sistemas análogos.

Las placas de hormigón polímero son asimilables a baldosas cerámicas.

### 3.1.2 *Piezas alveolares*

Se emplean piezas alveolares cerámicas fabricadas por extrusión que recuerdan por su forma a ladrillos de gran formato.

La fijación se realiza por medio de perfiles guía o cuatro grapas en las esquinas, insertadas en el ranurado que tiene la pieza obtenido durante el proceso de extrusión. Como en el caso anterior, las fijaciones inferiores actúan frente a carga vertical y horizontal, mientras que las fijaciones superiores actúan únicamente frente a carga horizontal.

### 3.1.3 *Placas con relieve*

Similares a las piezas alveolares pero en lugar de poseer dos hojas separadas por huecos, están formadas por una única hoja con relieve en la parte posterior que facilita su puesta en obra.

A los sistemas de fijación antes descritos para las piezas alveolares, se suma la posibilidad de fijación por medio de un perfil guía continuo situado en la parte superior de la placa. Unas piezas en la parte inferior fijan la posición de las mismas y evitan el "clapeteo". En este último caso, el perfil guía superior actúa como elemento de sustentación, recibiendo las cargas verticales y horizontales, mientras que las fijaciones inferiores actúan como elementos de retención y sólo reciben las cargas horizontales.

## 3.2 **Por tipo de subestructura y fijación**

Clasificación según el borrador de la Guía EOTA "Guideline for European Technical Approval of Kits for External Wall Claddings. Part 1: Ventilated Cladding Elements and Associated Fixing Devices", edición de enero de 2006.

Los más habituales son los correspondientes a las familias C y F. Según el borrador de la guía, para piezas cerámicas y placas de hormigón polímero también serían válidos las familias B y H, pero son menos habituales.

### 3.2.1 *Familia B*

"Sistema de revestimiento consistente en un elemento de revestimiento fijado a la subestructura mediante al menos cuatro anclajes dispuestos en una entalladura y fijados grapas que encajan mecánicamente en un perfil horizontal"

### 3.2.2 Familia C

“Sistema de revestimiento consistente en un elemento de revestimiento instalado sobre una malla horizontal de guías metálicas o de grapas metálicas, atornilladas a una subestructura vertical”

Es una fijación de tipo oculta que puede estar formada por un perfil guía continuo o por elementos puntuales. La fijación se oculta en el espesor de la placa, bien por medio de un ranurado obtenido por mecanizado posterior de las piezas, o bien en el propio relieve de la placa obtenido durante el proceso de extrusión de la pieza.

Dependiendo de la posición del perfil guía o de las fijaciones puntuales, éstas podrán trabajar frente a cargas verticales u horizontales. Lo habitual es que las fijaciones situadas en la parte inferior de las placas trabajen frente a cargas verticales y horizontales (fijaciones de sustentación), mientras que las fijaciones situadas en la parte superior actúen como elementos de retención, frente a cargas horizontales.

No es habitual las fijaciones alojadas en los laterales de las piezas, como sí sucede en sistemas de acabado pétreo.

### 3.2.3 Familia F

“Sistema de revestimiento consistente en un elemento de revestimiento fijado mecánicamente a la subestructura mediante al menos cuatro grapas o perfiles guía metálicos”

Es una fijación vista que puede estar formada por un perfil guía continuo o por elementos puntuales. La fijación rodea el espesor de la placa abrazándola por encima y por debajo y trabaja frente a cargas verticales y horizontales las fijaciones inferiores (apoyadas) y frente a cargas únicamente horizontales las superiores (retenciones).

Tienen la ventaja, frente a las fijaciones ocultas de la familia C, que aprovechan toda la sección del material en los apoyos, que es el punto crítico y que no suponen un debilitamiento de la resistencia de la pieza, como puede suceder durante el proceso de ranurado posterior. El mayor inconveniente es de tipo estético, al ser visibles, lo que normalmente no es deseado por el proyectista.

### 3.2.4 Familia H

" Sistema de revestimiento con baldosas sustentadas por grapas en el solape entre las pieza superior e inferior".

## 4. SISTEMAS CON DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA

### 4.1 PORCELANOSA GRUPO FV

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas con baldosas cerámicas de PORCELANOSA GRUPO FV, fijadas a una subestructura vertical metálica, solidaria con el muro soporte, fabricada por PROESGA, S.L.

Este Sistema de revestimiento se puede aplicar en soportes de obra de fábrica, hormigón o estructura metálica, tanto en obra nueva como en rehabilitación.

#### 4.1.1 Descripción del sistema

Las baldosas se fijan mediante grapas de acero inoxidable a la subestructura constituida por montantes verticales, anclados a la fachada soporte a través de separadores de regulación. La colocación de las baldosas se puede realizar tanto en disposición vertical (lado mayor de las baldosas paralelo a los montantes) u horizontal (lado mayor perpendicular a los montantes).

La composición típica del cerramiento ventilado con baldosa cerámica de PORCELANOSA GRUPO FV consta de la siguientes hojas:

- Baldosa cerámica PORCELANOSA GRUPO.
- Cámara de aire ventilada.
- Subestructura portante de fijación anclada al cerramiento base.

El Sistema se articula mediante las oportunas fijaciones, espaciando las baldosas entre sí mediante juntas verticales y horizontales. Las juntas entre baldosas deben ser siempre abiertas. La junta vertical ha de ser  $\geq 4$  mm; la junta horizontal será de 4 a 10 mm.

El Sistema puede incorporar aislamiento que será definido por el Proyecto de Ejecución cumpliendo con el Código Técnico de la Edificación y la norma NBE CA-88 "Condiciones Acústicas de los Edificios".

#### 4.1.2 Materiales y componentes

##### 4.1.2.1 Baldosas cerámicas

Las baldosas cerámicas son baldosas de poco grosor fabricadas con arcillas, sílice, fundentes, colorantes y otros materiales, generalmente utilizadas como revestimiento de suelos, paredes y fachadas. Se fabrican mediante molturación, tamizado, conformado, humidificación, etc., y se moldean por prensado, extrusión, colado u otro procedimiento, generalmente a temperatura ambiente. Seguidamente son secadas y posteriormente cocidas a alta temperatura.

Las baldosas son impermeables en su cara vista y prácticamente impermeables en la costilla ( $a.a \leq 0,5$  %). Incorporan una malla de fibra de vidrio adherida con adhesivo polimérico para prevenir desprendimientos en caso de rotura de la pieza.

La Decisión 96/603/CE "de la Comisión de 4 de octubre de 1996 por la que se establece la lista de productos clasificados en la clase A (sin contribución al fuego), incluye a los productos cerámicos que obtienen la clasificación A1S", superior a la exigida por el CTE-DB-SI relativo a propagación exterior (SI 2, punto 1.4), que es B-s3 d2.

Sus características físicas, mecánicas y geométricas corresponden a la siguiente clasificación, según normativa UNE-EN 14411:2004, que aplica a las baldosas cerámicas prensadas en seco, incluyendo las baldosas que se suministran previamente montadas en placas u hojas, con absorción de agua  $E \leq 0,5$  %, según grupo BIa de la norma UNE-EN 14411:2004 destinadas a revestimiento de paredes y suelos en el interior y en el exterior.

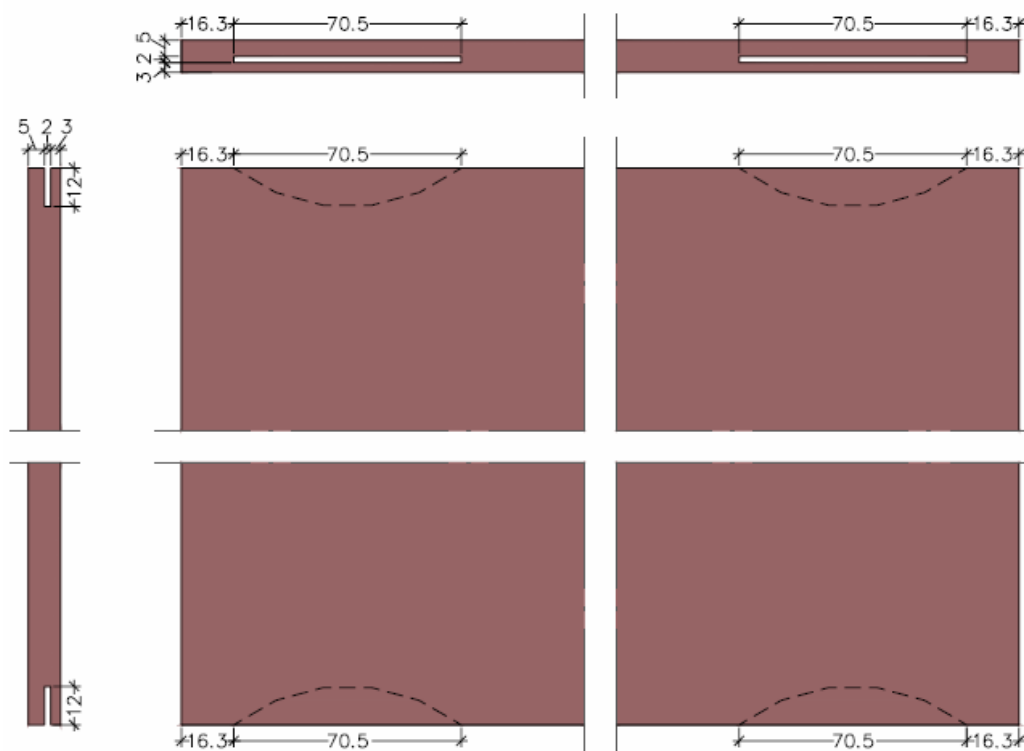
- De acuerdo a su composición: baldosa cerámica.
- De acuerdo a su resistencia mecánica se define: Cumple con la normativa UNE-EN 14411:2004. Es decir, el módulo rotura será  $> 35$  N/mm<sup>2</sup>.

a) Características geométricas y dimensionales

FORMATO cm nominales	LONGITUD mm	ANCHURA mm	ESPESOR mm	PESO PIEZA gr
33 x 66	660	330	9,5	4.630
37,3 x 65,9	658	372	9,6	5.250
44 x 66	660	440	10,0	6.860
59,6 x 59,6	596	596	10,7	8.350
60,5 x 60,5	602	602	10,7	8.400
44,2 x 66,3	663	442	10,8	7.417
44 x 66	660	440	11,0	7.320
110 x 54,6	1100	546	11,0	15.800

Se podrán suministrar otras dimensiones de baldosa para diseños específicos, siempre que los valores de resistencia de cargas debidas a la acción del viento sean menores que los definidos en el presente documento.

Las placas con fijación oculta disponen de un ranurado para anclaje de las grapas de fijación.



## Tolerancias

- Longitud y anchura:  $\pm 0,2 \%$  de la dimensión de fabricación.
- Espesor:  $\pm 5 \%$ .
- Rectitud de bordes:  $\pm 0,2 \%$ .
- Descuadre:  $\pm 0,2 \%$ .

b) Características físicas y mecánicas

- Densidad aparente:  $2,4 \text{ kg/dm}^3$ .
- Módulo de rotura:  $Bla > 35 \text{ N/mm}^2$ .
- Coeficiente de dilatación térmica lineal:  $< 0,007 \text{ mm/m}^\circ\text{C}$ .

c) Identificación

Las baldosas irán marcadas / especificadas de acuerdo a lo establecido en la norma UNE-EN 14411:2004 (baldosas cerámicas para suelos y paredes. Definiciones, clasificación, características y marcado) incluyendo:

- Marca comercial del fabricante
- Calidad
- Referencia a las normas que satisfacen
- Medidas nominales y de fabricación
- Naturaleza de la superficie de la baldosa, es decir, esmaltada o no esmaltada.
- Número de control (que incluye mes y año de fabricación)
- Número de DIT.

4.1.2.2 *Subestructura para fijación de baldosas*

a) Perfilería

El entramado de perfiles de aluminio, de espesor mínimo de 1,5 mm tiene que ser conforme con las especificaciones técnicas de las calidades de aluminio de aleación 6005 A con tratamiento T4 cuyas características básicas se detallan a continuación:

Propiedades físicas:

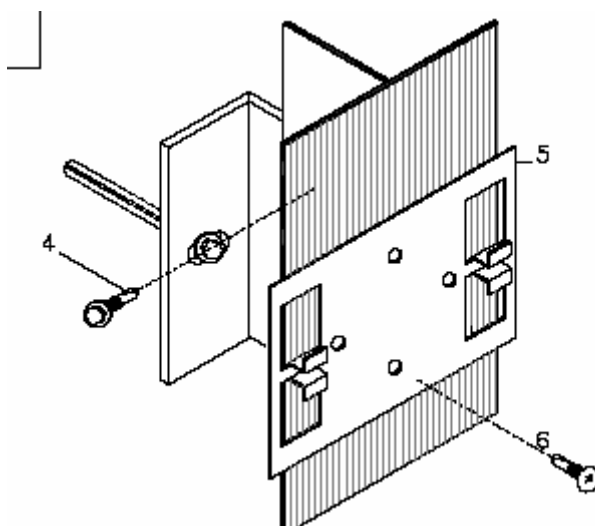
- Peso específico:  $2,70 \text{ kg/dm}^3$ .
- Intervalo de fusión:  $607 - 654 \text{ }^\circ\text{C}$ .
- Coeficiente de dilatación lineal:  $23,6 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} (20/100^\circ\text{C})/\text{ml}$
- Módulo de elasticidad:  $70.000 \text{ MPa}$  (media de los módulos de tracción y compresión).
- Coeficiente de Poisson:  $0,33$ .
- Conductividad térmica: T5:  $188 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$  a  $20^\circ\text{C}$ .
- Resistividad eléctrica: T5:  $36 \cdot 10^{-3} \mu\Omega \cdot \text{m}$  a  $20^\circ\text{C}$ .
- Calor específico:  $940 \text{ J/(kg} \cdot ^\circ\text{C)}$  (0 a  $100^\circ\text{C}$ ).

Propiedades mecánicas (según UNE-EN 755-2 para perfiles extruidos):

ESTADO DE TRATAMIENTO	DIMENSIONES mm	Rm MPa	Rp <sub>0,2</sub> MPa	A%	A <sub>50mm</sub> %
	espesor	Mín.	Mín.	Mín.	Mín.
T4	≤10	180	90	15	13

Características de los perfiles y separadores:

TIPO	Sección mm <sup>2</sup>	Peso kg/m	Perímetro mm	xc m	lxc cm <sup>4</sup>	rx mm	Yc mm	lyc cm <sup>4</sup>	ryc mm
T.100.60.2	315,94	0,818	358	50	9,579	17,41	47,98	15,507	22,15
L.80.40.2.7	316,68	0,842	254	52,29	21,78	26,27	32,29	3,92	11,13
L.60.40.2.7	262,71	0,71	200	40,98	9,96	19,47	30,98	3,66	11,80



b) Grapas para fijación de baldosas cerámicas

Las grapas serán de acero inoxidable A2 AISI 304, de espesor general 1 mm ( $\pm 0,15$ ) y de características dimensionales según figuran en el Documento de Idoneidad Técnica.

c) Anclajes mecánicos

Se utilizarán anclajes de dos tipos diferentes en función del material base.

Anclaje para unión de separadores al cerramiento: se utilizará cuando el material base sea ladrillo macizo, hueco u hormigón aligerado. Tipo HRD (longitud variable) compuesto por:

- Taco de poliamida PA 6/6.6: no contiene cadmio, plomo, halógenos ni siliconas. Rango de temperaturas de uso: de  $-40^{\circ}\text{C}$  a  $+80^{\circ}\text{C}$ ; temperatura de colocación: de  $-10^{\circ}\text{C}$  a  $+40^{\circ}\text{C}$ .
- Tornillo de acero galvanizado con hexágono, hex + arandela integrada y cabeza avellanada, 5 micras, bicromatado 6.8 ISO 898 T1 o tornillo de acero inoxidable con hexágono, cabeza avellanada, A4.

Anclaje para la unión de los separadores a los cantos de forjado, con alta capacidad de carga tipo HSA (marcado CE) de longitud variable compuesto por cuerpo de material 22 B2, según norma DIN 1654; segmentos de material Ust3K60FeZn, según DIN 1624; tuerca DIN 267 según norma DIN 934; arandela de material St, según DIN 125.(\*)

#### d) Tornillería

Para la fijación del perfil T a los separadores se usa un tornillo DIN 7504K 5,5x22 de acero inoxidable A2, con un par de apriete de 8 N·m (herramienta ST18 HILTI). La resistencia máxima de la unión a cizalladura es de 3.700 N.

Para la fijación de las grapas al perfil T se usa un tornillo DIN 7504P 4,2x13 extraplano de acero inoxidable A2, con un par de apriete de 6 N·m (herramienta ST18 HILTI). La resistencia máxima de la unión a cizalladura es de 1.000 N.

Las propiedades mecánicas, para el acero A2 serán:

- Resistencia a la tracción Rm: 500 N/mm<sup>2</sup> mínimo, referido a la sección de tensión de la rosca.
- Alargamiento de rotura AL: 3,3 mm mínimo.

#### e) Masilla de poliuretano

Entre los perfiles T y las piezas cerámicas se coloca un cordón de adhesivo para la adecuada estabilidad y planeidad de las piezas, para evitar el posible clapeteo de las mismas.

Este cordón será de masilla tipo SIKA 11 FC o similar a base de poliuretano monocomponente, de características: clase B-1 según UNE 53.622-89, polimerización acelerada con la humedad del aire, elasticidad permanente, no descuelga ni retrae, puede estar en contacto con agua potable, no tóxica, puede pintarse y de temperaturas de servicio – 20 °C a + 70 °C.

### 4.1.3 **Fabricación**

#### 4.1.3.1 *Baldosas cerámicas*

El proceso de fabricación de las baldosas cerámicas tiene lugar en las factorías de PORCELANOSA y VENIS en Villarreal (Castellón) e incluye generalmente las siguientes etapas sucesivas:

Dosificación, mezcla y molturación vía húmeda de las materias primas que compondrán el soporte de la baldosa.

- Atomización del producto de molturación para formar el polvo húmedo conformable.
- Prensado para conformar el soporte decorable de la baldosa.
- Decoración (esmaltado, serigrafiado).
- Cocción.
- Mecanizado (rectificado, biselado).
- Clasificación.
- Mecanizado (ranurado y enmallado).
- Embalaje y almacenamiento previo a su expedición.

#### 4.1.3.2 *Perfilería para subestructura metálica*

La fabricación de los perfiles se realiza en empresas de extrusión y conformado de perfiles de aluminio, que aseguren la calidad requerida y la homogeneidad de los mismos mediante el seguimiento de controles.

La fabricación se realiza bajo el control y supervisión de PROESGA S.L.

Proceso de fabricación:

- La materia prima utilizada en la fabricación es aluminio de calidad 6005 A de características según 3.2.1.
- La extrusión se realiza en una prensa y mediante las distintas matrices se obtiene los perfiles con una longitud de 6 m.
- Los perfiles así obtenidos pasan a fase de corte y mecanizado, que consiste en el corte a medida de las piezas y el taladrado y ojalado mecánico de las mismas.
- El embalaje de los elementos se realiza en cajas de cartón con su correspondiente etiqueta identificativa donde figuran al menos los siguientes datos: referencia de PROESGA S.L., tipo de pieza, número de unidades y dirección de envío y nº de DIT.

#### 4.1.4 **Control de calidad**

##### 4.1.4.1 *Baldosas*

El fabricante, en sus fábricas de PORCELANOSA, S.A. y VENIS S.A. poseen sendos sistemas de gestión de calidad certificados por SGS (nº de certificado ES05/1884 y ES05/1829) basado en las directrices de la norma UNE-EN ISO 9001:2000. Existen procedimientos específicos donde se explicitan los tipos, características y condiciones de los ensayos y controles.

##### a) Materias primas

Se realizan diversos ensayos relacionados con el control de recepción de las materias primas, análisis físico y químico de las mismas.

Muestreo y determinación de características físicas de las materias primas en recepción: humedad (%), análisis químico, botón de fusión, contracción lineal, densidad aparente, expansión post prensado, resistencia mecánica en crudo, dilatación térmica lineal, distribución granulométrica y rechazo.

##### b) Procesos

Preparación de pastas: Control de humedad de las materias primas, verificación del tamaño de bola del material molturante, densidad y viscosidad de la barbotina proveniente de los molinos vía húmeda, rechazo, determinación del tamaño de partícula de la barbotina, control de humedad del atomizado y distribución granulométrica del mismo, control de la temperatura de los gases de secado en el atomizador, contracción lineal.

Prensado: Presión de prensado, peso de las piezas, densidad aparente, resistencia mecánica en crudo, temperatura de salida de las piezas del secadero post prensado, desviación de la ortogonalidad.

Esmaltado, decoración: Densidad y viscosidad del engobe, esmalte y serigrafías. Peso de la aplicación.

Cocción: Control de la temperatura, atmósfera de los gases en el interior de los hornos durante el ciclo de cocción. Control dimensional a la salida del horno.

Mecanizado: Control dimensional a la salida del proceso de mecanizado.

Clasificación: Control superficial de aspecto, determinación de las desviaciones dimensionales en cuanto a longitud y anchura, rectitud de lados, ortogonalidad, planitud de superficie y alabeo.

c) Productos acabados

Inspección al 100% de las características dimensionales y superficiales de las baldosas, y muestreo para determinar las propiedades físicas y químicas de la partida, especificadas a continuación:

Propiedades físicas:

- Absorción de agua (%)
- Resistencia a la flexión (N/mm<sup>2</sup>)
- Dureza al rayado superficial (Escala de Mohs)
- Resistencia a la abrasión superficial en esmaltados y abrasión profunda en no esmaltados
- Resistencia al choque térmico
- Dilatación térmico-lineal
- Resistencia al cuarteo
- Resistencia a la helada

Propiedades químicas:

- Resistencia a las manchas
- Resistencia a los productos domésticos de limpieza y aditivos de piscina
- Resistencia a ácidos y álcalis

Todos los controles e inspecciones son periódicamente recogidos en registros según determinan los procedimientos del sistema de gestión de calidad. Los ensayos de productos acabados se realizan según determinan las normas UNE-EN ISO 10545.

#### 4.1.4.2 *Control de calidad sobre elementos de fijación a fachadas*

a) Anclajes

Se garantiza que los productos del Sistema de Anclajes hayan superado controles internos de fabricación y producto final de acuerdo a las normas y procedimientos internos del suministrador. Así mismo, todos estos productos cumplen con las especificaciones de material y valores de carga que se indican en los manuales y catálogos en vigor del suministrador, siempre y cuando se instalen según sus recomendaciones e instrucciones.

b) Perfilería, separadores y grapas

En primer lugar, verificación de los certificados de composición del material extrusionado y tornillería recibidos.

El fabricante de la subestructura de aluminio PROESGA S.L., dispone de un sistema de calidad certificado por AENOR (Registro de empresa ER-1581/2000) basado en la norma UNE-EN ISO 9001:2000.

A todos los elementos auxiliares que se utilizan se les exige un certificado en cada suministro, relativo a las especificaciones técnicas y el cumplimiento de las normativas respectivas.

Los controles que se realizan a la recepción de estos artículos son:

- Aspecto general y acabado,
- Dimensiones,
- Acabado.

Las baldosas que vayan a ser utilizadas con el sistema de grapa oculta se mecanizarán con el ranurado antes mencionado.

#### **4.1.5 Embalaje, transporte, almacenamiento y manipulación**

Las baldosas se suministran en cajas de cartón perfectamente identificadas, flejadas en fardos no superiores a tres cajas, enfundadas y paletizadas.

Dependiendo del formato, el número de piezas por caja varía.

Las baldosas se dispondrán en el medio de transporte de forma que no sufran desplazamientos que puedan dañar las baldosas durante el transporte.

La descarga del material debe hacerse lo más cerca posible del lugar de empleo, para evitar acarreos innecesarios. Para evitar que se deteriore la superficie por rozamiento con partículas punzantes debe procurarse no deslizar las baldosas una sobre otra, levantándolas una a una.

Se evitará que los materiales sean golpeados tanto durante la descarga como durante la manipulación, evitando dejarlos caer.

#### **4.1.6 Puesta en obra y puntos singulares**

##### **4.1.6.1 Especificaciones generales**

El montaje lo ha de realizar personal especializado mediante elementos de fijación anticorrosibles, de forma que la baldosa no se encuentre bajo tensión y tenga suficiente libertad de movimientos. A estos efectos hay que prever margen suficiente en los orificios al efectuar las uniones, posibilitando de esta forma las dilataciones por humedad y temperatura.

##### **a) Sistema de fijación**

El sistema de fijación debe prever dilatación de las baldosas y debe definirse de acuerdo a:

- Cargas de viento
- Distancias máximas entre puntos de fijación de las baldosas
- Formato de las baldosas

Las fijaciones de la subestructura al muro soporte deberán calcularse para resistir las tensiones transmitidas, para lo cual habrá que estudiar el estado y tipo de soporte, que permitan la elección del anclaje adecuado.

#### b) Ventilación

Debe tenerse en cuenta la existencia de una cámara continua de aire, de 4 cm, como mínimo, de espesor, ventilada por convección natural ascendente detrás del revestimiento, para evitar que la fachada soporte se deteriore a causa de la condensación o penetración del agua de lluvia.

Independientemente de la posición de la fachada y tipo de juntas, la ventilación de la fachada está asegurada por las aberturas de entrada de aire en el arranque inferior (perfil de ventilación) del revestimiento, dinteles y la salida en alféizares de ventanas y remates al nivel de la cubierta. La cuantía de la abertura para ventilación debe determinarse a partir de la altura de construcción:

- 20 cm<sup>2</sup>/ml: mínima
- 50 cm<sup>2</sup>/ml: altura  $h < 3$  metros
- 65 cm<sup>2</sup>/ml: altura  $3 < h < 6$  metros
- 80 cm<sup>2</sup>/ml: altura  $6 < h < 10$  metros
- 100 cm<sup>2</sup>/ml: altura  $10 < h \leq 18$  metros.

Se podrá incrementar la ventilación de la cámara de aire según se describe en el CTE-DB-HS (HS-1, punto 2.3) para asegurar el cumplimiento de la Exigencia Básica de Protección frente a la humedad (HS 1) en función de la obra en la que se instale.

A efectos de cálculo de la transmitancia térmica, según se describe en el Apéndice E del CTE-DB-HE, la cámara de aire tendrá consideración de “cámara de aire muy ventilada”, y la resistencia térmica total del cerramiento se obtendrá despreciando la resistencia térmica de la cámara de aire y de las demás capas entre la cámara de aire y el ambiente exterior, e incluyendo una resistencia superficial exterior correspondiente al aire en calma, igual a la resistencia superficial interior del mismo elemento (HE-1, Apéndice E).

#### 4.1.6.2 *Montaje*

Las baldosas pueden colocarse, tanto en posición vertical como horizontal. Para las grapas ocultas se habrá fijado, anteriormente, la posición de las ranuras

La secuencia de las operaciones de puesta en obra debe ser la siguiente:

- Replanteo.
- Colocación de perfiles.
- Colocación del aislante, si procede.
- Colocación de grapas.
- Colocación de baldosas cerámicas.
- Juntas.
- Colocación de baldosas en la franja inferior de la fachada.

a) Replanteo

Se replanteará la fachada comprobando la planimetría del soporte a revestir, verificando el plano para una buena elección del anclaje.

Los ejes de la perfilería nunca deberán estar a una distancia de separación superior a 60 cm.

Las características del muro soporte, tanto en desplome como en planeidad, deberán cumplir las condiciones fijadas en las NTE, así como en las correspondientes normas y disposiciones vigentes.

b) Colocación de perfiles

En primer lugar se fijan sobre la pared correspondiente los perfiles separadores “L” mediante tacos mecánicos, de características según 3.2.3.

A continuación se colocan las “T”, fijando éstas a los perfiles “L” con tornillos de características según 3.2.4 que van situados en el taladro del perfil “L” superior y en los ojales en el caso de los demás inferiores.

La junta horizontal mínima entre montantes será de 10 mm.

c) Colocación de las grapas

Sobre el perfil “T” se dispone un cordón de adhesivo de características según 3.2.5 en la zona que tocará con las piezas de cerámica.

A continuación se colocan las grapas, comenzando por las inferiores y a una distancia entre ellas que vendrá determinada por el formato de baldosa que se esté colocando y su posición.

Las grapas podrán ser para fijación oculta, en cuyo caso la cerámica vendrá ranurada, o para fijación visible.

d) Colocación de baldosas cerámicas

Si la fijación es oculta, sobre las grapas inferiores se acopla la pieza de cerámica, encajando perfectamente las patillas superiores de las grapas en las ranuras inferiores de la pieza cerámica. Acto seguido se colocan las grapas superiores, encajando perfectamente sobre las ranuras superiores. Las piezas quedan así estabilizadas.

Si el Sistema es de fijación visible, la baldosa cerámica apoya sobre las patillas de las grapas inferiores. A continuación se colocan las grapas superiores, encajando perfectamente las patillas inferiores de la grapa en el borde superior de la baldosa cerámicas. Las piezas quedan así estabilizadas.

e) Juntas

Las juntas entre baldosas deben ser siempre abiertas. La junta vertical ha de ser  $\geq 4$  mm; la junta horizontal será de 4 a 10 mm.

Excepcionalmente se pueden rellenar las juntas de arranque con un material elástico.

#### f) Colocación de baldosas en la franja inferior de la fachada

En la franja inferior de la fachada se incrementarán el número de perfiles verticales mediante la colocación de un perfil intermedio, que no será utilizado para fijación de baldosas.

En cualquier caso se recomienda colocar la fachada ventilada a partir de 1,5 m del nivel del suelo con el fin de prevenir cargas que puedan afectar a las baldosas.

Si por necesidades de diseño, no fuese posible mantener esta condición, las baldosas inferiores nunca deberá estar a menos de 20 cm del suelo.

#### 4.1.7 Referencias de utilización

Las siguientes referencias han sido ordenadas cronológicamente y entre todas ellas suponen más de 40.000 m<sup>2</sup> de cerramiento para fachadas con baldosas cerámicas PORCELANOSA GRUPO FV.

ESPAÑA:

- 1996: Hospital de Avilés (11.700 m<sup>2</sup>).
- 1997: Edificio de Coordinación de Emergencias de Castellón.  
Hospital de Albacete (10.500 m<sup>2</sup>).
- 1999: Edificio de Exposición y Venta de Cerámica en Alcorcón, Madrid.  
Centro de Salud Tejina en Tenerife.
- 2002: Multicines de El Grao, Castellón (2.171 m<sup>2</sup>).  
Delegación de Porcelanosa en Guadalajara (435 m<sup>2</sup>).
- 2003: Rehabilitación de la fachada de la tienda Batimat en Villarreal, Castellón (233 m<sup>2</sup>).  
Hotel Noga Center en Granada (3.177 m<sup>2</sup>)  
Residencia San Diego en Talavera, Toledo (1.600 m<sup>2</sup>).  
Edificio de viviendas Talaiot en Palma de Mallorca (1.240 m<sup>2</sup>).  
Casa Nicolás Osuna en Sevilla (54 m<sup>2</sup>).  
Edificio Granamant en Granada (165 m<sup>2</sup>).
- 2004: Edificio de Oficinas en Erandio, Bizkaia. (563 m<sup>2</sup>).  
Oficinas En&Celgroup en Onda, Castellón (155 m<sup>2</sup>).  
Nave Industrial en el Polígono La Grela en A Coruña (292 m<sup>2</sup>).  
Edificio Valencia Cartón en Valencia (160 m<sup>2</sup>).  
Edificio Cartonajes Mora en Valencia (309 m<sup>2</sup>).  
Hotel AC Gijón en Gijón (2.063 m<sup>2</sup>).  
Oficinas Venis en Villarreal, Castellón (594 m<sup>2</sup>).  
Vivienda Unifamiliar en La Mata, Torrevieja, Alicante (450 m<sup>2</sup>).  
Edificio en Lorca, Murcia (574 m<sup>2</sup>).  
Hotel Alhama en Granada (485 m<sup>2</sup>).  
Edificio Monlau en Barcelona (158 m<sup>2</sup>).

**EUROPA:**

1999: Edificio Exposición de Cerámica en Bolonia, Italia.

2003: Edificio Terminal do Metro en Porto, Portugal (3.000 m<sup>2</sup>).

2004: Liceo Español de París en París, Francia (709 m<sup>2</sup>).

La evaluación técnica realizada por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc) para la concesión del DIT, representantes del Instituto realizaron diversas visitas a obras, así como una encuesta a los usuarios, todo ello con resultado satisfactorio.

**4.1.8 Evaluación de la aptitud de empleo****4.1.8.1 Ensayos de identificación**

Realizados conforme a las Normas UNE-EN 14411 y UNE-EN ISO 10545.

- Geométricos, conforme a la norma UNE-EN ISO 10543-2.
- Densidad aparente, conforme a la norma UNE-EN ISO 10545-3.
- Absorción de agua, conforme a la norma UNE-EN ISO 10545-3.
- Resistencia a flexión, conforme a la norma UNE-EN ISO 10545-4.

**4.1.8.2 Durabilidad**

- Ensayo a flexión tras envejecimiento en estufa a 80 °C durante 28 días y 56 días.
- Ensayo a flexión tras envejecimiento por saturación y secado 50 ciclos consistentes en: inmersión en agua a temperatura ambiente durante 18 horas y secado en estufa a 60 + 5 °C durante 6 horas.
- Ensayo a flexión tras 50 ciclos de hielo-deshielo consistente en: enfriamiento en congelador a -15 °C durante 3 horas seguido de inmersión en agua a temperatura ambiente durante 3 horas.

**4.1.8.3 Ensayos de aptitud de empleo del Sistema**

- Ensayo de cuerpo duro
- Ensayo de choque de cuerpo blando
- Ensayo de choque térmico calor-lluvia
- Ensayos a succión de los puntos de fijación

**4.1.8.4 Ensayos a la subestructura**

- Resistencia al empuje del viento
- Resistencia a la succión del viento
- Ensayos de fatiga a succión

## 4.2 FAVEMANC XA

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas FAVEMANC XA con placas cerámicas de “gres extruido” de la empresa GRESMANC INTERNACIONAL S.L., fijadas a una subestructura vertical aluminio, solidaria con el muro soporte.

Este Sistema de revestimiento se puede aplicar en soportes de obra de fábrica, hormigón o estructura metálica, tanto en obra nueva como en rehabilitación.

### 4.2.1 Descripción del sistema

Las placas se fijan mediante grapas de acero inoxidable a la subestructura vertical, constituida por montantes verticales, anclados a la fachada soporte mediante escuadras regulables (ménsulas de sustentación y retención)

La composición típica de la fachada ventilada con placas cerámicas de GRESMANC INTERNACIONAL, S.L. consta de las siguientes hojas:

- Placa cerámica FAVEMANC XA de gres extruido.
- Cámara de aire ventilada.
- Subestructura portante de fijación anclada al soporte.

El Sistema se articula mediante las oportunas fijaciones, espaciando las placas cerámicas entre sí mediante juntas verticales y horizontales. Las juntas entre placas cerámicas deben ser siempre abiertas.

La subestructura del Sistema se ancla a la estructura portante del edificio mediante las ménsulas de sustentación, dispuestas de dos en dos, a ambos lados del perfil vertical. La distancia máxima entre ménsulas de sustentación es de 3,5 m.

Entre las ménsulas de sustentación se disponen las ménsulas de retención, ancladas al elemento de cerramiento, separadas una distancia máxima de 1,1 m y a las que no se confía misión estructural. Las ménsulas de retención se disponen de una en una, alternándolas a los lados del perfil.

El Sistema puede incorporar aislamiento que será definido por el Proyecto de Ejecución cumpliendo con el “Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Ahorro Energético” (CTE DB-HE) y la Norma Básica de la Edificación sobre “Condiciones Acústicas en los Edificios” (NBE CA-88).

### 4.2.2 Materiales y componentes

#### 4.2.2.1 Placas cerámicas

Las placas cerámicas son de 4 cm de grosor fabricadas con arcillas, sílice, fundentes y otros materiales, únicamente utilizadas como revestimiento de fachadas. Se fabrican mediante molturación, tamizado, conformado, humidificación, etc. y se moldean por extrusión, generalmente a temperatura ambiente. Seguidamente son secadas y posteriormente cocidas a alta temperatura.

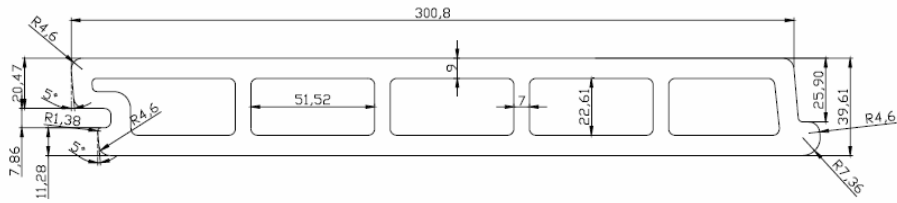
Las placas son impermeables en su cara vista y prácticamente impermeables en la costilla ( $\alpha \leq 3,0 \%$ ).

La Decisión 96/603/CE de la Comisión de 4 de octubre de 1996 por la que se establece la lista de productos clasificados en la clase A1 (sin contribución al fuego), incluye los productos cerámicos, característica superior a la exigida por el CTE-DB-SI relativo a propagación exterior (SI 2, punto 1.4), que es B-s3 d2.

Sus características físicas, mecánicas y geométricas corresponden a la siguiente clasificación, según normativa UNE-EN 14411:2004, que aplica a las baldosas cerámicas de gres extruido, incluyendo las baldosas que se suministran previamente montadas en placas u hojas, con absorción de agua,  $E \leq 3 \%$ , según grupo A1 de la norma UNE-EN 14411:2004 destinadas a revestimiento de paredes y suelos en el interior y en el exterior.

a) Características geométricas y tolerancias dimensionales

FORMATO mm nominales	LONGITUD mm	ANCHURA mm	ESPESOR mm	PESO PIEZA Kg
300 x 1200	1200	300	40	17,00
300 x 1100	1100	300	40	15,60
300 x 1000	1000	300	40	14,20
300 x 900	900	300	40	12,80
300 x 800	800	300	40	11,40



Se podrán suministrar otras dimensiones de placa para diseños específicos, siempre que los valores de resistencia de cargas debidas a la acción del viento sean menores que los definidos en este documento.

Tolerancias:

- Longitud y anchura:  $\pm 2$  mm.
- Espesor:  $\pm 2,0 \%$ .
- Rectitud de bordes:  $\pm 0,3 \%$ .
- Descuadre:  $\pm 0,5 \%$ .

b) Características físicas y mecánicas

- Densidad aparente del material:  $2,4 \text{ kg/dm}^3$ .
- Módulo de rotura de la placa:  $> 8 \text{ N/mm}^2$ .
- Coeficiente de dilatación térmica lineal:  $< 0,007 \text{ mm/m}^\circ\text{C}$ .

c) Identificación

Sobre la etiqueta identificativa en el palé se indica:

- Marca comercial del fabricante.
- Color y textura.
- Fecha de fabricación.

- Dimensiones nominales.
- Cantidad de placas de las dimensiones nominales correspondientes.
- Etiqueta identificativa con logotipo y número de DIT.

#### 4.2.2.2 Subestructura para fijación de Placas

a) Perfilería y ménsulas

El entramado de perfiles verticales y ménsulas es de aluminio extrusionado y tiene que ser conforme con las especificaciones técnicas de las calidades de aluminio de aleación 6063 con tratamiento T5 cuyas características básicas se detallan a continuación:

Propiedades físicas:

- Peso específico: 2,70 kg/dm<sup>3</sup>.
- Coeficiente de dilatación lineal: 23,6·10<sup>-6</sup> °C<sup>-1</sup> (20/100 °C)
- Módulo de elasticidad: 70.000 MPa (media de los módulos de tracción y compresión).
- Coeficiente de Poisson: 0,33.

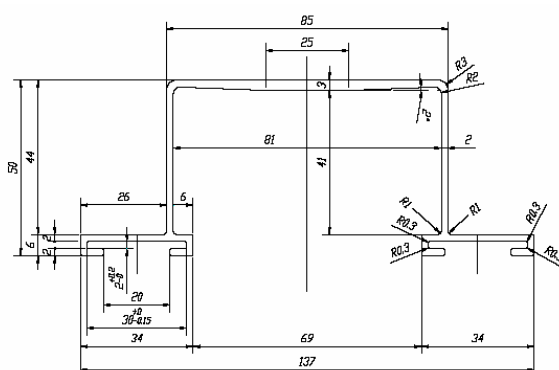
Propiedades mecánicas:

ALEACIÓN Y TRATAMIENTO	Rm Mpa	Rp0.2 Mpa	A %
6063 T5	≥ 175	≥ 130	≥ 8

Según UNE-EN 755-2:1998 para perfiles extruidos.

### Características del perfil

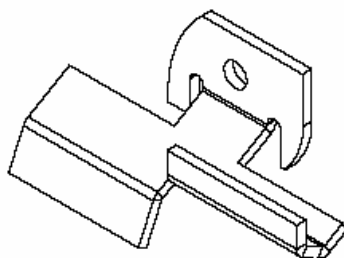
Perfil omega de características geométricas según figura:



TIPO	Sección mm <sup>2</sup>	Peso kg/m	Perímetro mm	xc mm	lxc cm <sup>4</sup>	rx mm	yc mm	lyc cm <sup>4</sup>	ryc mm
T5 6063	597,07	1,612	540	24,1	2,41	20,09	0	9,8	40,56

b) Grapas para fijación de placas cerámicas

Las grapas serán de acero inoxidable A2 AISI 304 y espesor general 2 mm ( $\pm 0,15$ ).


c) Anclajes mecánicos

- Anclaje para unión de las ménsulas de retención al cerramiento:

Se utilizará cuando el material base sea ladrillo macizo, perforado, hueco u hormigón aligerado. Anclaje tipo HRD (longitud variable) compuesto por:

1) Taco de poliamida PA 6/6.6: Sin contenido en cadmio, plomo, halógenos ni siliconas. Rango de temperaturas de uso: de - 40 °C a + 80 °C; temperatura de colocación: de -10 °C a +40 °C.

2) Conjunto tirafondo de cabeza hexagonal de acero inoxidable A2 DIN 571, de diámetro 8 mm y longitud 70 mm, más arandela y taco Fischer montado de 10x80

- Anclaje para la unión de las ménsulas de sustentación a los cantos de forjado:

Anclaje con alta capacidad de carga tipo HSA (marcado CE) de longitud variable MTA de acero inoxidable A2 de 8x75, más arandela DIN 9021 y tuerca DIN 934.

- Anclaje para la unión de las ménsulas de sustentación a muro soporte de ladrillo:

Anclaje químico de inyección para ladrillo y bloque, macizo, perforado o hueco, Fischer FIP C 700 o similar.

d) Tornillería

- Unión del perfil vertical a la ménsula de retención:

Tornillo autotaladrante DIN 7504k de acero inoxidable A2 de cabeza hexagonal 5,5x22.

- Unión del perfil vertical a la ménsula de sustentación:

Conjunto de acero inoxidable formado por tornillo de cabeza hexagonal DIN 933 M8x120 más dos arandelas M8 DIN 9021 y una tuerca M8 DIN 934.

- Unión de la grapa al perfil vertical:

Tornillo autotaladrante de acero inoxidable A2 DIN 7504P de cabeza plana 4,2x16.

### Características de la tornillería

Producto de clase	Tornillos – Varillas - Pernos				Tuercas	
	Clase de resistencia	Resistencia a tracción $R_m$	Límite elástico $R_{p0,2}$	Alargamiento en rotura $A$	Resistencia en la carga de prueba $S_p$	
					Tuercas de tipo 1 ( $m \geq 0,8d$ )	Tuercas estrechas ( $0,5d \leq m < 0,8d$ )
		$N/mm^2$	$N/mm^2$	mm	$N/mm^2$	$N/mm^2$
A2	50	$\geq 500$	$\geq 210$	$\geq 0,6 \cdot d$	$\geq 500$	$\geq 250$
	70	$\geq 700$	$\geq 450$	$\geq 0,4 \cdot d$	$\geq 700$	$\geq 350$
	80	$\geq 800$	$\geq 600$	$\geq 0,3 \cdot d$	$\geq 800$	$\geq 400$

M8	Clase de resistencia	Par de apriete $N \cdot m$	Límite de rotura $kN$	Límite elástico $kN$	Sección de resistencia $mm^2$
	50	7,8	18,3	7,7	36,6
	70	17,5	25,6	16,4	
	80	22,0	29,2	21,9	

#### 4.2.3 Fabricación

El proceso de fabricación de las placas cerámicas tiene lugar en las factorías de Gres de La Mancha y GRESMANC INTERNACIONAL, S.L. en Los Yébenes (Toledo) e incluye generalmente las siguientes etapas sucesivas:

- Dosificación, mezcla y amasado vía húmeda de las materias primas que compondrán el soporte de la placa cerámica.
- Extrusión en plano para conformar la placa.
- Decoración (esmaltado, serigrafiado).
- Cocción.
- Mecanizado (rectificado) y prueba de resistencia.
- Clasificación.
- Embalaje y almacenamiento previo a su expedición

#### 4.2.4 Control de calidad

##### 4.2.4.1 Placas

El fabricante, en sus fábricas de Gres de La Mancha, S.L. poseen un sistema de gestión de calidad certificado por AENOR (nº de certificado ER-1280/2004) basado en las directrices de la norma UNE-EN ISO 9001:2000. Existen procedimientos específicos donde se explicitan los tipos, características y condiciones de los ensayos y controles.

#### 4.2.4.2 Materias primas

Se realizan diversos ensayos relacionados con el control de recepción de las materias primas, análisis físico y químico de las mismas.

Muestreo y determinación de características físicas de las materias primas en recepción: humedad (%), análisis químico, contracción lineal, distribución granulométrica y rechazo, presencia de carbonatos, pérdida por calcinación y plasticidad.

#### 4.2.4.3 Procesos

- Preparación de pastas:

Control de humedad de las materias primas, verificación del tamaño de bola del material molturante, ensayo de granulometría de arcillas y chamota, humedad y presencia de carbonatos.

- Extrusión:

Presión de extrusión, peso de las piezas, temperatura de salida y entrada de las piezas al secadero post extrusión, control del vacío de la extrusora, control de pesajes de las masas, desviación de la ortogonalidad y control dimensional.

- Esmaltado y decoración:

Densidad y viscosidad del engobe, esmalte y serigrafías. Peso de la aplicación.

- Cocción:

Control de la temperatura, atmósfera de los gases en el interior de los hornos durante el ciclo de cocción. Control dimensional a la salida del horno y absorción de agua.

- Mecanizado:

Control dimensional a la salida del proceso de mecanizado.

- Clasificación:

Control superficial de aspecto, determinación de las desviaciones dimensionales en cuanto a longitud y anchura, rectitud de lados, ortogonalidad, planitud de superficie y alabeo.

#### 4.2.4.4 Productos acabados

Inspección al 100% de las características dimensionales y superficiales de las placas cerámicas, y muestreo para determinar las propiedades físicas y químicas de la partida, especificadas a continuación:

Propiedades físicas:

- Absorción de agua (%).
- Resistencia a la flexión ( $\text{N/mm}^2$ ).
- Dureza al rayado superficial (Escala de Mohs).
- Resistencia a la abrasión superficial en esmaltados.
- Resistencia al choque térmico.
- Resistencia al cuarteo.
- Resistencia a la helada.

Propiedades químicas:

- Resistencia a las manchas.
- Resistencia a los productos domésticos de limpieza y aditivos de piscina.
- Resistencia a ácidos y álcalis.

Todos los controles e inspecciones son periódicamente recogidos en registros según determinan los procedimientos del sistema de gestión de calidad. Los ensayos de productos acabados se realizan según determinan las normas UNE-EN ISO 10545.

#### 4.2.4.5 Control de calidad sobre elementos de fijación a fachadas

Estos elementos no son fabricados por Gresmanc Internacional, S.L., por lo que se exige a los proveedores un certificado en cada suministro relativo a las especificaciones técnicas y cumplimiento de la normativa respectiva.

Los controles que se realizan a ménsulas y montantes verticales a la recepción de estos artículos son:

- Aspecto general y acabado.
- Dimensiones.
- Comprobación del certificado con respecto a la especificación técnica.

#### 4.2.4.6 Anclajes

El suministrador debe garantizar que los productos del sistema de anclaje hayan superado controles internos de fabricación y producto final, de acuerdo a las normas y procedimientos internos del mismo. Asimismo, de que todos estos productos cumplen con las especificaciones del material y valores de carga que se indican en los manuales y catálogos en vigor del suministrador, siempre y cuando se instalen según sus recomendaciones e instrucciones.

Cuando el anclaje se realice en hormigón, éste deberá estar en posesión del marcado CE.

### 4.2.5 Embalaje, transporte, almacenamiento y manipulación

Las placas se distribuyen en palés de madera, flejadas en fardos no superiores a 10 unidades con varios puntos de pegamento entre cada una de ellas para evitar el rozamiento. En el paletizado se formará 3 pisos con separadores de cartón entre ambos y por último el palé será perfectamente flejado y enfundado.

Las placas cerámicas se dispondrán en el medio de transporte de forma que no sufran desplazamientos que puedan dañarlas durante el transporte.

La descarga del material debe hacerse lo más cerca posible del lugar de empleo, para evitar acarreos innecesarios. Para evitar que se deteriore la superficie por rozamiento con partículas punzantes debe procurarse no deslizar las placas una sobre otra, levantándolas una a una.

Se evitará que los materiales sean golpeados tanto durante la descarga como durante la manipulación, evitando dejarlos caer.

## 4.2.6 Puesta en obra y puntos singulares

### 4.2.6.1 Especificaciones generales

El montaje de las placas sobre estructura de aluminio lo ha de realizar personal especializado mediante elementos de fijación anticorrosibles, de forma que la placa no se encuentre bajo tensión y tenga suficiente libertad de movimientos. A estos efectos hay que prever margen suficiente en los orificios al efectuar las uniones, posibilitando de esta forma las dilataciones por humedad y temperatura.

#### a) Sistema de fijación

El sistema de fijación debe prever la dilatación de las placas y debe definirse de acuerdo a:

- Cargas de viento
- Distancias máximas entre puntos de fijación de las placas
- Formato de las placas

Las fijaciones de la subestructura al soporte deberán calcularse para resistir las tensiones transmitidas, para lo cual habrá que estudiarse el estado y tipo de soporte, que permitan la elección del anclaje adecuado.

#### b) Ventilación

Debe tenerse en cuenta la existencia de una cámara continua de aire, de 3 cm, como mínimo, de espesor, ventilada por convección natural ascendente detrás del revestimiento, para evitar que la fachada soporte se deteriore a causa de la condensación o penetración del agua de lluvia.

Independientemente de la posición de la fachada y tipo de juntas, la ventilación de la fachada está asegurada por las aberturas de entrada de aire en el arranque inferior del revestimiento, dinteles y la salida en alféizares de ventanas y remates al nivel de la cubierta. La cuantía de la abertura para ventilación debe determinarse a partir de la altura de construcción:

- mínima: 20 cm<sup>2</sup>/ml.
- altura  $h \leq 3$  metros: 50 cm<sup>2</sup>/ml.
- altura  $3 < h \leq 6$  metros: 65 cm<sup>2</sup>/ml.
- altura  $6 < h \leq 10$  metros: 80 cm<sup>2</sup>/ml.
- altura  $10 < h \leq 18$  metros: 100 cm<sup>2</sup>/ml.

Se podrá incrementar la ventilación de la cámara de aire según se describe en el CTE-DB-HS (HS-1, punto 2.3) para asegurar el cumplimiento de la Exigencia Básica de Protección frente a la humedad (HS 1) en función de la obra en la que se instale.

A efectos de cálculo de la transmitancia térmica, según se describe en el Apéndice E del CTE-DB-HE, la cámara de aire tendrá consideración de “cámara de aire muy ventilada”, y la resistencia térmica total del cerramiento se obtendrá despreciando la resistencia térmica de la cámara de aire y de las demás capas entre la cámara de aire y el ambiente exterior, e incluyendo una resistencia superficial exterior correspondiente al aire en calma, igual a la resistencia superficial interior del mismo elemento (HE-1, Apéndice E).

#### 4.2.6.2 Montaje

La secuencia de las operaciones de puesta en obra debe ser la siguiente:

- Replanteo.
- Colocación de ménsulas de retención y sustentación.
- Colocación de perfiles.
- Colocación del aislante si procede.
- Colocación de las grapas en la franja inferior de la fachada.
- Colocación de placas en la franja inferior de la fachada.

##### a) Replanteo

Se replanteará la fachada comprobando la planimetría del soporte a revestir, verificando el plano para una buena elección del anclaje.

La distancia entre ejes de perfiles dependerá del formato de placa, con una distancia de separación máxima de 125 cm.

Las características del muro soporte, tanto en desplome como en planeidad, deberán cumplir las condiciones fijadas en las NTE, así como en las correspondientes normas y disposiciones vigentes.

##### b) Colocación de ménsulas

En primer lugar se fijarán sobre el muro soporte correspondiente las ménsulas mediante tacos mecánicos de fijación. La distancia en vertical dependerá del tipo y estado del soporte y a su vez de las cargas que tenga que transmitir al mismo, siendo, siempre que lo permita el soporte, inferior a 110 cm.

##### c) Colocación de los perfiles verticales

Los perfiles verticales se colocarán con una distancia entre ellos igual o menor a 125 cm.

La planeidad de los entramados de montantes de aluminio extruido debe quedar garantizada a través del adecuado sistema de anclaje, con objeto de asegurar que el sistema de revestimiento tenga buena planimetría.

Los perfiles verticales deberán quedar perfectamente alineados y aplomados, y quedarán fijados con agujeros fijos y colisos a las ménsulas, de forma que garanticen el adecuado movimiento de la subestructura y una buena planimetría.

La junta horizontal mínima entre montantes verticales será de 2 mm por metro lineal de perfil.

##### d) Colocación de las grapas

A continuación se colocan las grapas, comenzando por las inferiores y a una distancia entre ellas que vendrá determinada por el formato que se esté colocando y su posición.

e) Colocación de aislante

Siempre que se aplique, se cubrirá toda la cara exterior del muro soporte y la estructura resistente del edificio según las especificaciones del proyecto.

f) Colocación de placas cerámicas

Sobre las grapas inferiores se acopla la pieza de cerámica, encajando las patillas superiores de las grapas en la pieza. Acto seguido se colocan las grapas superiores, encajando perfectamente sobre las ranuras superiores. Las piezas deberán quedar así perfectamente estabilizadas.

g) Juntas

Las juntas entre placas deben ser siempre abiertas. La junta vertical ha de ser  $\geq 4$  mm; la junta horizontal será de 7 a 8 mm.

Se sellarán con material elástico las juntas del vierteaguas y el remate de coronación si éste se realiza con pieza cerámica. Excepcionalmente se pueden rellenar las juntas de arranque con un material elástico.

#### 4.2.7 Referencias de utilización

La fabricación de placas cerámicas FAVEMANC XA e instalación se viene realizando desde el año 2005. El fabricante aporta como referencias las siguientes obras, construidas en 2006:

- Edificio de Oficinas, Sede de Cerámica Pastrana en Los Yébenes, Toledo. (500 m<sup>2</sup>).
- Edificio en Lepe, Huelva. (200 m<sup>2</sup>).
- Chalé en Las Matas, Madrid. (200 m<sup>2</sup>).
- Edificio en Toledo. (106 m<sup>2</sup>).
- Edificio Doñana, Isla de la Cartuja en Sevilla. (1450 m<sup>2</sup>).
- Edificio en Zamora. (500 m<sup>2</sup>).
- Centro de Salud en Villamanta, Madrid. (215 m<sup>2</sup>).
- Colegio Público en Baracaldo, Bilbao. (600 m<sup>2</sup>).
- Centro de Salud en Borja, Zaragoza. (120 m<sup>2</sup>).
- Centro de Salud en Villalba, Madrid. (837 m<sup>2</sup>).
- Centro de Salud en Toledo (886 m<sup>2</sup>).
- Centro de Disminuidos Psíquicos en Toro (1.700 m<sup>2</sup>).

El IETcc ha realizado diversas visitas a obras, así como una encuesta a los usuarios, todo ello con resultados satisfactorios.

La evaluación técnica realizada por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc) para la concesión del DIT, representantes del Instituto realizaron diversas visitas a obras, así como una encuesta a los usuarios, todo ello con resultado satisfactorio.

#### 4.2.8 Evaluación de la aptitud de empleo

##### 4.2.8.1 Ensayos de identificación de las placas cerámicas

Los ensayos se han realizado conforme a la norma UNE-EN ISO 10545.

- Geométricos
- Densidad aparente, conforme a la norma UNE-EN ISO 10545-3:1997.
- Absorción de agua, conforme a la norma UNE-EN ISO 10545-3:1997.
- Características mecánicas.

##### 4.2.8.2 Durabilidad

- Ensayo a flexión tras 50 ciclos de envejecimiento por saturación y secado, según se define en la norma UNE-EN 494:2005, ensayo 7.3.5, consistente en inmersión en agua a temperatura ambiente durante 18 horas y secado en estufa a  $60 \pm 5$  °C durante 6 horas.
- Ensayo a flexión tras 50 ciclos de hielo-deshielo, según norma UNE-EN 494:2005, ensayo 7.4.1, consistente en enfriamiento en congelador a  $-15$  °C durante 3 horas seguido de inmersión en agua a temperatura ambiente durante 3 horas.

##### 4.2.8.3 Ensayo de aptitud de empleo del Sistema

- Ensayo de choque de cuerpo duro, conforme al EOTA TR 001 (norma ISO 7892:1998).
- Ensayo de choque de cuerpo blando, conforme al EOTA TR 001 (norma ISO 7892:1998).
- Ensayo de choque térmico calor-lluvia, conforme a la norma UNE-EN 494:2005, ensayo 7.4.2.
- Ensayos a la subestructura. Perfil vertical
  - a) Resistencia al empuje del viento
  - b) Resistencia a succión del viento
- Ensayos a presión-succión de los puntos de fijación. Anclajes
- Ensayo de carga vertical

##### 4.2.8.4 Ensayos de durabilidad del sistema

- Ensayo de fatiga a succión
- Ensayos de durabilidad del color

#### 4.3 ULMA

Sistema de revestimiento de fachadas ventiladas ULMA con placas de hormigón polímero fijadas a una subestructura de aluminio solidaria con el muro soporte.

##### 4.3.1 Descripción del sistema

Las placas se fijan mediante la inserción de las ranuras horizontales de las mismas, sobre la estructura formada por perfiles de aluminio horizontales. Los perfiles horizontales están

anclados sobre montantes verticales que a su vez están fijados al muro soporte mediante escuadras regulables.

La composición típica de la fachada ventilada con placas de ULMA Hormigón Polímero S. Coop. Consta de las siguientes hojas:

1. Placa de hormigón polímero ULMA
2. Cámara de aire ventilada
3. Subestructura portante de fijación anclada al muro soporte

El Sistema puede incorporar aislamiento que será definido por el Proyecto de Ejecución cumpliendo con el “Código Técnico de la Edificación - Documento Básico de Ahorro Energético” (CTE-DB-HE) y la Norma NBE-CA-88 “Condiciones Acústicas de los Edificios”

El Sistema se articula mediante las oportunas fijaciones, separando las placas entre si mediante espaciadores en las juntas verticales y sirviéndose de la perfilaría horizontal continua para marcar las juntas horizontales adecuadas. La junta horizontal será de 3,5 mm y la junta vertical será de 3,0 mm con una tolerancia de + 2 mm y -1 mm.

### 4.3.2 Materiales y componentes

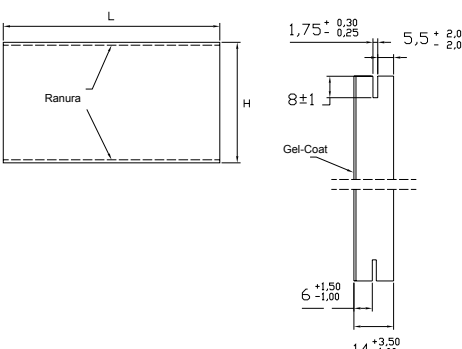
#### 4.3.2.1 Placas de hormigón polímero

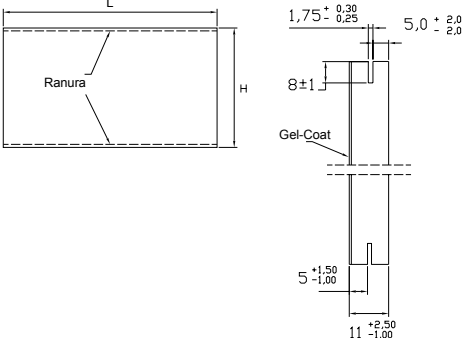
Las placas de hormigón polímero son placas formadas por la mezcla homogénea de resinas poliéster como agente aglomerante con carbonato cálcico, cargas de origen mineral y aditivos ignífugantes y resto de materias reactivas. Se fabrican mediante moldeado tras un proceso de colada. La capa superficial en gel-coat, que confiere el acabado superficial al material, está formada por la mezcla homogénea de resinas poliéster isoftálicas, aditivos estabilizantes contra la radiación ultravioleta, pastas colorantes a base de pigmentos estables y el resto de materias reactivas.

Las placas son impermeables, ligeras y con una clasificación B-s1 d0 en cuanto a su reacción al fuego, superior a la exigida por el CTE-DB-SI relativo a propagación exterior (SI 2, punto 1.4), que es B-s3 d2.

#### a) Características geométricas y dimensionales

Las placas se pueden suministrar con espesores de 11 y 14 mm, distintas texturas y una amplia gama de colores. Las placas de espesor 14 mm pueden suministrarse con dos aspectos, brillante y satinado. Las dimensiones estándar vienen definidas en las siguientes tablas y en las figuras.

DIMENSIONES DE PLACAS DE ESPESOR 11 mm			
Longitud (mm)	Altura (mm)	Peso nominal aproximado (kg)	
450	450	5,3	
900	300	7,0	
900	450	10,5	
900	500	11,7	
900	600	14,0	
900	900	21,0	

DIMENSIONES DE PLACAS DE ESPESOR 14 mm			
Longitud (mm)	Altura (mm)	Peso nominal aproximado (kg)	
1.800	900	53,5	
1.800	450	26,8	
1.800	300	17,8	
900	900	26,8	
900	600	17,8	
900	450	13,4	
900	300	8,9	
600	900	17,8	
600	450	8,9	
600	300	5,9	
450	450	6,7	

Otras dimensiones de placas para diseños específicos se pueden obtener mediante mecanizado.

Los dos cantos horizontales de las placas están mecanizados con una ranura a lo largo de toda la placa de 1,75 mm de anchura y 8,0 mm de profundidad. La ranura está situada en la placa de forma que el espesor entre ranura y plano tangente a la cara exterior es de 5 mm para las placas de 11 mm y de 6 mm para la placa de 14 mm.

Las tolerancias respecto a las longitudes, alturas y espesores nominales están definidas en la siguiente tabla:

Longitud placas	Tolerancias longitudinales (L)	Tolerancia en altura (H)	Espesor
$L \leq 900 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	$\pm 1 \text{ mm}$	Placas de 11 mm
			+ 2,5 mm / - 1,0 mm
$L > 900 \text{ mm}$	$\pm 2 \text{ mm}$	$\pm 1 \text{ mm}$	Placas de 14 mm
			+ 3,5 mm / - 1,0 mm

Escuadría de placas: La diferencia entre las dos diagonales debe ser inferior a 1 mm, para las placas  $\leq 900 \text{ mm}$ , e inferior a 2 mm para las placas  $> 900 \text{ mm}$ .

Planeidad de placas: 0,2 %

#### b) Características físicas y mecánicas

- Densidad aparente: 2,2 – 2,4 g/cm<sup>3</sup>.
- Módulo de rotura a flexión:

$\geq 26$  MPa sobre probeta de dimensiones 200 x 15 x 10 mm (l x b x h) según la norma UNE-EN ISO 178:2003.

$\geq 16$  MPa en placas de 600 x 400 mm según UNE-EN ISO 10545-4:1997.

- Medida de resistencia al impacto según norma UNE-EN ISO 179-2:2000  $\geq 1,3$  kJ/m<sup>2</sup> en probeta de 150 x 10 x 10 mm.

#### c) Identificación

Sobre la etiqueta identificativa en el palé se indica:

- La marca comercial
- Fecha de fabricación
- Color y textura
- Dimensiones nominales
- Cantidad de placas de las dimensiones nominales correspondientes
- Etiqueta identificativa con logotipo y número de DIT

#### 4.3.2.2 Subestructura para fijación de placas

##### a) Anclajes mecánicos de unión al muro soporte

En función del muro soporte base se utilizarán los distintos tipos de anclajes de longitud variable, para la unión de las escuadras al muro.

Los anclajes para unión serán del tipo Mungo MB o similar con taco de poliamida Ultramid® y tornillo de acero galvanizado de diámetro 7 mm con cabeza hexagonal de clase mínima 5.8 según DIN EN 20898 en la versión zincado Zn 5 según DIN ISO 4042.

##### b) Escuadras

Las escuadras, elementos de fijación de los montantes verticales a los muros soporte, son de aluminio extrusionado de aleación 6063 con tratamiento T6 cuyas características deben estar conformes con las especificaciones técnicas detalladas a continuación.

Propiedades físicas

- Módulo elástico: 69.500 N/mm<sup>2</sup>
- Peso específico 2,7 g/cm<sup>3</sup>
- Coeficiente de dilatación térmica lineal:
- 23,5 10<sup>-6</sup>°C<sup>-1</sup>

Propiedades mecánicas

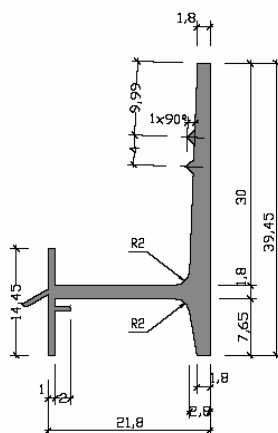
Estado	Carga de rotura Rm	Límite elástico Rp 0,2	Alargamiento a 5,65	Límite a la fatiga	Resistencia a la cizalladura	Dureza Brinell
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	HB
T6	245	210	14	150	150	75

### c) Montantes verticales

Los montantes verticales son de aluminio extrusionado de aleación 6063 con tratamiento T6 de una longitud de 6.000 mm cuyas características deben estar conformes con las especificaciones técnicas detalladas en el punto 3.2.2. Son perfiles rectangulares de sección hueca de 60 x 40 mm y espesor 2 - 2,5 mm.

### d) Perfiles guía

Perfiles de aluminio extrusionado de aleación 6063 con tratamiento T6 cuyas características deben estar conformes con las especificaciones técnicas detalladas en el punto 3.2.2. Los perfiles tienen una longitud de 3.600 mm y sus características dimensionales vienen definidas en las figura.



### e) Listón intermedio

Tubo rectangular de aluminio extrusionado de aleación 6063 con tratamiento T6 cuyas características deben estar conformes con las especificaciones técnicas detalladas en el punto 3.2.2. Son perfiles con una longitud de 6.000 mm.

### f) Espaciadores

Con objeto de absorber los movimientos horizontales de las placas, se coloca en la junta vertical dentro del perfil guía unos espaciadores de polipropileno.

### g) Tornillería

Para la fijación de los montantes verticales a las escuadras de regulación se utilizan tornillos autotaladrantes de cabeza hexagonal con arandela estampada y zincado del tipo DIN-7504-K de diámetro 6,3 mm y 25 mm de longitud. Con una resistencia a tracción de 19,64 kN y a la cizalladura de 11,78 kN.

El par de apriete es de 16,9N·m.

Para la fijación de la perfilería horizontal a los montantes verticales se utilizará el mismo tipo de tornillería.

#### h) *Masillas*

En los extremos de hileras horizontales de placas, se utilizará masilla adhesiva elástica monocomponente de tipo Sika Tack Panel o similar, para la adecuada planeidad y estabilidad de las placas y evitar el movimiento de las mismas.

### 4.3.3 **Fabricación**

El proceso de fabricación de las placas de hormigón polímero tiene lugar en la factoría de ULMA Hormigón Polímero S. Coop. (Grupo ULMA) en Oñate (Guipúzcoa) e incluye las siguientes etapas:

1. Preparación de la mezcla de materias primas con la dosificación adecuada para la fabricación del Gel-Coat que formará el acabado superficial de la placa.
2. Formación de la cara externa de acabado del producto mediante la proyección de gel-coat a presión y temperatura controlada sobre molde.
3. Proceso de curado de la capa superficial de la placa.

Moldeado de hormigón

4. Mezcla en la dosificación adecuada de las distintas materias primas conformantes del hormigón polímero.
5. Elaboración de las placas por moldeo sobre la capa superficial.
6. Proceso de vibración y compactado de la masa de hormigón polímero.
7. Proceso de fraguado de hormigón polímero.
8. Desmoldeo de hormigón polímero y proceso de aseguramiento de planicidad de placas.
9. Segundo proceso de fraguado en horno para conseguir las características físico químicas del material
10. Corte, mecanizado y ranurado de las placas
11. Embalaje y almacenamiento para su expedición

### 4.3.4 **Control de calidad**

#### 4.3.4.1 *Control de fabricación*

En la fábrica se tiene implantado un Plan de Calidad en cumplimiento de lo establecido en el Sistema de Gestión de la Calidad de la empresa. La frecuencia de los controles internos sobre la materia prima, procedimientos de fabricación y producto acabado, están establecidos en los procedimientos internos de autocontrol con el conocimiento del IETcc.

#### a) Materias Primas

Se realizan los siguientes controles:

- Control de recepción de resina
- Control de recepción de Gel-Coat
- Control de recepción de áridos
- Control de recepción de pastas colorantes
- Control de recepción de aditivos

Se les exige un certificado donde aporten características mecánicas y químicas que definan su producto acorde con las especificaciones y la ficha técnica, con posterior verificación por controles realizados en la fábrica.

b) Proceso de fabricación

Los controles realizados durante el proceso de fabricación son los siguientes:

- En la fabricación del Gel-Coat se controla el ticket de pesada de cada componente con trazabilidad de lote.
- Se controla la temperatura de gel-coat y la presión de esprayado. Se comprueba el espesor y grado de curado de gel-coat.
- Comprobación de la correcta dosificación de las materias primas.
- Control de reactividad y grado de curado.
- Se realiza un control del espesor y colorimtería de placas, así como la comprobación visual del acabado general.
- Control de la curva de temperatura del proceso de post curado.
- Control de mecanizado.

c) Control del hormigón polímero

Se realiza un control de las características mecánicas del material. A tal efecto se preparan probetas de placas de las dimensiones 150 x 10 x 10 mm y 200 x 15 x 15 mm para realizar las mediciones de resistencia a impacto (UNE-EN ISO 179-2:2000) y resistencia a rotura por flexión (UNE-EN ISO 178:2003) respectivamente. Se establecen unos límites de rotura de  $\geq 1,3 \text{ kJ/m}^2$  para la resistencia a impacto y  $\geq 26 \text{ MPa}$  para la resistencia a flexión.

d) Producto acabado

Siguiendo las pautas de autocontrol se realiza un control de:

- Aspecto superficial y color.
- Posicionamiento de la ranura.
- Dimensiones.
- Espesor de las placas.
- Tolerancias sobre las dimensiones de placas (longitud, altura, ortogonalidad) y de las dimensiones del ranurado y su posicionamiento.
- Planeidad de las placas.
- Espectrocolorimetría de las placas.

#### 4.3.4.2 Sobre elementos auxiliares de fijación a fachadas

Estos elementos no son fabricados por ULMA Hormigón Polímero S. Coop., por lo que se exige a los proveedores un certificado en cada suministro, relativo a las especificaciones técnicas y cumplimiento de la normativa respectiva.

Los controles que se realizan a escuadras, montantes verticales y perfilería horizontal a la recepción de estos artículos son:

- Aspecto general y acabado.
- Dimensiones.
- Comprobación del certificado con respecto a la especificación técnica.

a) Anclajes

El suministrador debe garantizar que los productos del Sistema de anclaje hayan superado controles internos de fabricación y producto final, de acuerdo a las normas y procedimientos internos del mismo. Así mismo de que todos estos productos cumplen con las especificaciones del material y valores de carga que se indican en los manuales y catálogos en vigor del suministrador, siempre y cuando se instalen según sus recomendaciones e instrucciones.

b) Embalaje, transporte, almacenamiento y manipulación

Las placas se distribuyen en palés de madera enfrentando la cara superficial vista con la cara superficial vista de la siguiente placa para evitar el contacto entre sí de materiales de distinta dureza, a su vez se emplearán láminas de material de embalaje protector, tipo espuma de polietileno, intercaladas entre placas para evitar el deterioro por rozamiento. Las placas se suministran flejadas para su estabilidad en palés de madera. Los palés irán retráctiles con etiquetas identificativas del producto y la empresa fabricante.

Las placas se suministran en palés que garantizarán la integridad, tanto en el traslado en vehículos como en las operaciones de carga y descarga.

Los palés se dispondrán en el camión de forma que no sufran desplazamiento que puedan dañar las placas durante el transporte.

La descarga del material debe hacerse lo más cerca posible del lugar de empleo, para evitar acarreos innecesarios. Para evitar que se deteriore la superficie por rozamiento con partículas punzantes debe procurarse no deslizar las placas una sobre otra, levantándolas una a una.

Se evitará que los materiales sean golpeados tanto durante la descarga como la manipulación, evitando dejarlos caer.

#### 4.3.6 Puesta en obra

##### 4.3.6.1 Especificaciones Generales

La puesta en obra del Sistema debe realizarse por empresas especializadas y cualificadas, bajo el control y asistencia técnica de ULMA Hormigón Polímero S. Coop. que asegurará que la utilización del Sistema se efectúa en las condiciones y campos de aplicación cubiertos por el presente documento.

a) Sistema de fijación

El sistema de fijación debe prever la dilatación de las placas y debe definirse de acuerdo a:

- Cargas de viento
- Formato de las placas

Las fijaciones de la subestructura al muro soporte deben calcularse para resistir las tensiones transmitidas, para lo cual habrá que estudiar el estado y tipo de soporte, que permitirá la elección del anclaje adecuado.

#### b) Ventilación

Debe tenerse en cuenta la existencia de una cámara continua de aire, de 4 cm, como mínimo de espesor, ventilada por convección natural ascendente detrás del revestimiento, para evitar que la fachada soporte se deteriore a causa de la condensación o penetración del agua de lluvia.

Independientemente de la posición de la fachada y tipo de juntas, la ventilación de la fachada está asegurada por las aberturas de entrada de aire en el arranque inferior (perfil ventilación) del revestimiento, dinteles y la salida en alfeizares de ventanas y remates al nivel de cubierta. La dimensión de la abertura de ventilación depende de la altura del muro soporte:

- 50 cm<sup>2</sup>/ml de ancho en fachadas de hasta 3 m de altura
- 65 cm<sup>2</sup>/ml de ancho en fachadas de 3 m a 6 m de altura
- 80 cm<sup>2</sup>/ml de ancho en fachadas de 6 m a 10 m de altura
- 100 cm<sup>2</sup>/ml de ancho en fachadas de altura superior a 10 m

Se podrá incrementar la ventilación de la cámara de aire según se describe en el CTE-DB-HS (HS-1, punto 2.3) para asegurar el cumplimiento de la Exigencia Básica de Protección frente a la humedad (HS 1) en función de la obra en la que se instale.

A efectos de cálculo de la transmitancia térmica, según se describe en el Apéndice E del CTE-DB-HE, la cámara de aire tendrá consideración de “cámara de aire muy ventilada”, y la resistencia térmica total del cerramiento se obtendrá despreciando la resistencia térmica de la cámara de aire y de las demás capas entre la cámara de aire y el ambiente exterior, e incluyendo una resistencia superficial exterior correspondiente al aire en calma, igual a la resistencia superficial interior del mismo elemento (HE-1, Apéndice E).

#### 4.3.6.2 Montaje

La secuencia de operaciones de puesta en obra debe ser la siguiente:

- Replanteo.
- Colocación de escuadras.
- Colocación de montantes verticales.
- Colocación del aislante si procede.
- Colocación sucesiva de perfiles horizontales y placas (de abajo - arriba) y establecimiento de juntas.

#### a) Replanteo

Se replanteará la fachada comprobando la planimetría del soporte a revestir, verificando el plano para una buena elección del anclaje. Los ejes de los montantes verticales se colocarán a una distancia igual o menor de 60 cm.

Las características del muro soporte, tanto en desplome como en planeidad, deberán cumplir las condiciones fijadas en las NTE, así como en las correspondientes normas y disposiciones vigentes

b) Colocación de escuadras

En primer lugar se fijarán sobre el muro soporte correspondiente las escuadras separadoras mediante tacos mecánicos de fijación. La distancia en vertical dependerá del tipo y estado del soporte y a su vez de las cargas que tenga que transmitir al mismo, siendo, siempre que lo permita el soporte, inferior a 150 cm.

c) Colocación de montantes verticales

La planeidad de los entramados de montantes de aluminio extruido debe quedar garantizada a través del adecuado sistema de anclaje, con objeto de asegurar que el sistema de revestimiento tenga buena planimetría. Los montantes perfectamente alineados y aplomados quedarán fijados con agujeros fijos y colisos a las escuadras, de forma que garanticen el adecuado movimiento de la subestructura y buena planimetría.

Los montantes verticales se colocarán con una distancia entre ellos igual o menor de 60 cm. La junta horizontal mínima entre montantes verticales será de 2 cm.

d) Colocación de aislante

En aquellos casos en los que se aplique un material aislante, se cubrirá toda la cara exterior del muro soporte y la estructura resistente del edificio según las especificaciones del proyecto.

e) Colocación sucesiva de perfiles horizontales y placas de hormigón polímero. Establecimiento de juntas

Los perfiles horizontales se fijarán mediante tornillos autoroscantes a los montantes verticales asegurando planimetría y horizontalidad. La separación en vertical entre perfiles será acorde con la dimensión en altura de la placa, hasta 900 mm.

Para la instalación se procederá inicialmente a la colocación del primer perfil o perfil de arranque. La colocación de perfiles y placas se efectuará de abajo a arriba por filas horizontales sucesivas.

Las placas se colocarán por inserción de sus cantos horizontales ranurados inferiores en las alas de los perfiles guía, formando un anclaje continuo. El perfil nuevo que se deba fijar, se colocará sobre la hilera de placas anteriormente apoyadas sobre el perfil horizontal. La instalación debe realizarse insertando el nuevo perfil en la ranura horizontal superior de las placas. La inserción se realizará sin sobreesfuerzo, para no comprimir la pestaña del perfil, permitiendo y verificando el aseguramiento y buen posicionamiento de las placas

Las placas de una misma fila por tanto se mantendrán entre dos perfiles horizontales, que se habrán insertado por sus alas alta y baja en las ranuras previstas en los cantos horizontales de las placas.

A cada junta horizontal entre las filas de placas le corresponderá un perfil oculto o perfil guía. La abertura de la junta horizontal será de 3,5 mm. Las placas de una misma fila se espaciarán entre si para establecer la junta vertical, mediante el posicionamiento de los espaciadores definidos en el punto 3.2.6.

Los perfiles guía se fijarán a los montantes verticales en cada una de las intersecciones con los montantes verticales. La fijación se efectuará por medio de tornillos autoroscantes definidos en el punto 3.2.7. El empalme de perfiles-guía, a lo largo de la fachada, se realizará por alineación horizontal uno frente a otro. El empalme se realizará fijando cada perfil sobre el montante vertical y dejando una junta abierta de 10 mm.

Excepto justificación especial, el voladizo al final del perfil estará limitado a 15 cm.

Las juntas de dilatación del edificio siempre deben coincidir con una junta vertical del sistema de fachada mediante un doble perfil.

#### f) Colocación de placas en la franja inferior de la fachada

Para el caso de colocación de placas en la franja inferior de la fachada se podrá incrementar el número de montantes verticales y se podrán fijar listones intermedios entre perfiles. En caso de necesidad de colocar los listones horizontales intermedios de refuerzo, será necesario realizar su colocación previa a la inserción de la placas sobre el perfil horizontal inferior.

#### 4.3.7 Referencias de utilización

La fabricación de placas en ULMA HORMIGÓN POLÍMERO e instalación se viene realizando desde el año 2003. El fabricante suministra las siguientes referencias de obras:

- Centro social Os Mallos, A Coruña, 1.050 m<sup>2</sup>, (2003).
- Edificio de viviendas en Puertollano, Ciudad Real, 650 m<sup>2</sup> (2003).
- Edificio de viviendas Residencial La Cava, Logroño, 3.500 m<sup>2</sup> (2004).
- Naves industriales en Polígono Industrial La Negrilla, Sevilla, 4.862 m<sup>2</sup> (2004).
- Rehabilitación de fachada de oficinas Iberinox en Basauri, Vizcaya, 205 m<sup>2</sup>, (2004).
- Edificio de viviendas en Gijón, 340 m<sup>2</sup>, (2004).
- Edificio de Centro de Enseñanza Secundaria en Castellar del Valles, Barcelona, 650 m<sup>2</sup> (2004).
- Edificio de viviendas A Cabana, A Coruña, 1.010 m<sup>2</sup>, (2004).
- Edificio de Bronces Garitano en Elgoibar, Guipúzcoa, 250 m<sup>2</sup>, (2005).
- Centro de Enseñanza de Turismo en Denia, Alicante, 1.400 m<sup>2</sup>, (2004).
- Hotel Eurostars en Barcelona, 1.215 m<sup>2</sup>, (2005).
- Hospital General de Mahón, Menorca, 9.220 m<sup>2</sup>, (2005).
- Edificio del Colegio La Salle de Irún, Guipúzcoa, 1.430 m<sup>2</sup>, (2005).
- Clínica San Rafael en Benalmádena, Málaga, 6.255 m<sup>2</sup>, (2005).
- Oficinas la Garena en Alcalá de Henares, 1.200 m<sup>2</sup>, (2005).
- 52 viviendas en Manresa, 847 m<sup>2</sup>, (2005).
- Centro comercial Valde las fuentes, Madrid, 375 m<sup>2</sup>, (2005).
- Edificio de viviendas en Torrent de Can Mariner, Barcelona, 355 m<sup>2</sup>, (2005).
- Almacenes generales de CAF en Beasain, Guipúzcoa, 355 m<sup>2</sup>, (2005).

- Edificio central Handling Systems en Oñati, Guipúzcoa, 665 m<sup>2</sup> (2005).
- Rehabilitación clínica El Parque en Madrid, 2.100 m<sup>2</sup>, (2005).
- 5 viviendas unifamiliares en Ciudad Jardín Santander, 450 m<sup>2</sup>, (2005).

La evaluación técnica realizada por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc) para la concesión del DIT, representantes del Instituto realizaron diversas visitas a obras, así como una encuesta a los usuarios, todo ello con resultado satisfactorio.

#### **4.3.8 Evaluación de la aptitud de empleo**

##### *4.3.8.1 Ensayos de identificación de las placas*

Al no disponerse de normativa específica sobre el material, para los ensayos a las placas se recurrió a la norma UNE-EN ISO 10545 para Baldosas Cerámicas.

- Ensayos de identificación geométrica.
- Densidad aparente según UNE-EN ISO 10545-3:1997.
- Absorción de agua según UNE-EN ISO 10545-3:1997.
- Ensayo a flexión del hormigón polímero sobre probetas de 15 x 15 x 200 mm según norma UNE-EN ISO 178:2003.
- Ensayos a flexión de las placas.

##### *4.3.8.2 Ensayos de durabilidad del material*

- Ensayo a flexión tras envejecimiento en estufa a + 80 °C durante 28 y 56 días.
- Ensayo a flexión tras 50 ciclos de saturación y secados consistentes en: inmersión en agua a temperatura ambiente durante 18 horas y secado en estufa a 60 ± 5 °C durante 6 horas.
- Ensayo a flexión tras 50 ciclos de hielo-deshielo consistentes en: Enfriamiento en congelador a -15 °C durante 3 horas.
- Inmersión en agua a temperatura ambiente durante 3 horas

##### *4.3.8.3 Ensayos de aptitud de empleo del Sistema*

- Ensayo de choque de cuerpo duro.
- Ensayo de choque de cuerpo blando.
- Ensayo de choque térmico calor-lluvia.
- Ensayos a flexión de los perfiles de la subestructura.
- Ensayos a presión-succión de los puntos de fijación.

##### *4.3.8.4 Ensayos de durabilidad del sistema*

- Ensayo de fatiga a succión
- Ensayos de durabilidad del color



Jornada J4

**Tecnologías, materiales y soluciones latinoamericanas  
frente al problema de la vivienda y la habitabilidad básica**



# TECNOLOGIAS CONSTRUCTIVAS PARA VIVIENDAS DE BAJO COSTO EN LA REGION ANDINA

Raquel Barrionuevo de Machicao  
Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes, UNI-FAUA.  
[mach@infonegocio.net.pe](mailto:mach@infonegocio.net.pe)

## MARCO REFERENCIAL

El déficit de vivienda en los países andinos, al igual que en los restantes países latinoamericanos, se traduce en la cantidad de viviendas nuevas que se necesitan construir y, en las existentes, cuyo estado de conservación o precariedad es un grave riesgo para quienes las habitan; siendo indispensable mejorar su calidad y seguridad.

En el **ámbito urbano**, el déficit está distribuido en dos sectores, uno formal y el otro informal o autogestionado. En el *sector formal* se ubican los estratos con mayor capacidad adquisitiva, que pueden adquirir la vivienda con sus propios recursos, hasta los que son sujetos de créditos; éstos últimos acceden a programas de promoción pública o privada.

Los siguientes estratos, que constituyen más del 40% de la población latinoamericana, no tienen capacidad económica para acceder a una vivienda adecuada. Un 60% de ese porcentaje vive en las ciudades y el restante en las áreas rurales.

En el *sector informal*, sector de extrema pobreza, el déficit se encuentra distribuido en áreas consolidadas o en proceso de consolidación, en zonas tugurizadas y urbano marginales de crecimiento espontáneo. Los estratos de este sector no tienen ninguna capacidad de ahorro y autoconstruyen sus viviendas en áreas marginales o tugurizadas centrales, con graves deficiencias técnicas y, muchas veces, en zonas de alto riesgo, lo que las hace vulnerables en caso de desastres. Son el 60% de la población en Latinoamérica, llegando a ser hasta el 80% en algunos países.

De acuerdo a cifras del Consejo Económico para América Latina, CEPAL, el déficit de viviendas en Latinoamérica es casi 40 millones y va en aumento. En la mayor parte de los países el déficit cualitativo, que corresponde a las viviendas autoconstruidas es más alto que el cuantitativo. CEPAL menciona que la construcción formal, con participación profesional, no alcanza ni al 10% de todas las construcciones que se realizan en Latinoamérica y El Caribe. Sólo Argentina y Chile, señala CEPAL, tienen un déficit cualitativo de viviendas que para mejorarlas no necesitan sino una mínima inversión.

En el **ámbito rural** las condiciones son las mismas que las de ese sector.

De acuerdo a las estadísticas, el déficit en los países andinos alcanza a 7'162.590 viviendas, constituyendo 3'726.937 viviendas el déficit cualitativo y 3'435.653 el cuantitativo. Pese al esfuerzo de los programas actuales, no se alcanza a cubrir ni siquiera el déficit generado por el crecimiento vegetativo.

Por lo tanto, es prácticamente imposible atender la demanda y se requiere plantear nuevas estrategias y soluciones, a la luz de las experiencias desarrolladas por todos los actores que trabajan en la atención de la vivienda de Interés social en los países andinos y latinoamericanos en general.

Nº	PAIS	DEFICIT		TOTAL	AÑO	FUENTE
		CUANTITATIVO	CUALITATIVO			
1	Bolivia	1.000.000	200.000	1.200.000	2003	Ministro de Vivienda
2	Ecuador	350.000	500.000	850.000	2001	MIDUVI
3	Perú	326.000	907.000	1.233.000	2000	Censo / encuesta
4	Colombia	991.653	954.937	1.946.590	2003	Censo Nacional
5	Venezuela	768.000	1.165.000	1.933.000	1996	Hábitat II
Totales		3.435.653	3.726.937	7.162.590		

## ATENCIÓN ACTUAL DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL: FORMAL E INFORMAL

### Atención formal

El proceso de atención formal de la demanda es de gestión privada o pública, sujeta a las leyes de mercado. En la actualidad, con relación a la atención de la demanda de vivienda de interés social, en los países andinos, la política del sector público se orienta a promover la gestión constructora del sector privado en la ejecución integral de los programas de vivienda de interés social. Con ese fin canaliza recursos a entidades financieras para que otorguen créditos a largo plazo; incentivando el ahorro de los beneficiarios con subsidios o bonos por cumplimiento de pago de los créditos otorgados.

Los gobiernos han asumido un rol promotor y para viabilizar los programas y canalizar los créditos, han emitido dispositivos legales y administrativos especiales, desde normas técnicas especiales para el diseño y construcción de la vivienda de interés social, hasta reglamentos de operación para el acceso al crédito. En los últimos años, la financiación de estos programas de vivienda ha sido posible por el aporte de los gobiernos y por créditos del Banco Interamericano de Desarrollo, BID. En algunos casos el terreno es ofertado por el Estado, en otros por el sector privado. La disponibilidad de terrenos y su habilitación es uno de los factores que más dificulta y dilata el desarrollo de los programas.

Sin embargo, esta política actual de atención a la demanda de vivienda, especialmente en Colombia y Perú, está contribuyendo a que los sectores medios de la población accedan a una vivienda mínima y que el segmento más alto de los sectores bajos acceda por lo menos a una primera etapa de vivienda, que será completada por el beneficiario en forma progresiva, probablemente por autogestión. Además, está reactivando el sector construcción e industrial, generando empleo. Bolivia, Ecuador y Venezuela se orientan a los sectores más desfavorecidos de la población.

- **Situación en Bolivia**

Sólo se construyeron, en los últimos años, un promedio aproximado de 11.000 viviendas/año, con participación mayoritaria de auto constructores y, en porcentajes reducidos, por el Estado y la Banca. La acción del gobierno anterior estableció la participación de los municipios, en especial en la cesión de terrenos.

Se orientó la construcción de viviendas mínimas a los sectores más deprimidos, pero fue poco significativo lo construido. Los programas con participación de la población estuvieron a cargo de organismos no gubernamentales, pero los trámites establecidos fueron muy complejos y dilataron mucho la gestión, ocasionando desconfianza en la participación de la comunidad. Hubo interés en apoyar a la pequeña empresa, pero la acción desarrollada fue muy limitada y finalmente se abandonó.

En el nuevo Plan de Vivienda se ha optado por dar continuidad a la acción del gobierno anterior, la política actual trata de resolver las dificultades que hubieron, para lograr mejores resultados, reorganizando primero el aparato del Estado, se han cerrado algunos Ministerios y fusionado otros.

El Viceministerio de Vivienda está realizando dos proyectos que considera exitosos, ambos teniendo como ejecutor a las ONG's: el Proyecto Solidario de Vivienda Productiva, que subsidia el 50% del costo de la vivienda, el beneficiario aporta el 40% y la ONG el 10%. Lleva a cabo también el Proyecto Solidario de Vivienda Saludable, orientado a contribuir la reducción del mal de chagas; en este caso se financia la construcción de un ambiente de trabajo y la construcción o mejoramiento de un baño y una cocina.

Los programas se financian con distintas fuentes de financiamiento: aportes patronales del sector privado (establecidos en un 2% del total de las planillas de los trabajadores), con créditos y donaciones de cooperación internacional, aportes voluntarios de los municipios elegibles y con remanentes de la liquidación del Fondo de Vivienda Social, FONVIS que fue creado en 1994.

La Confederación de Empresarios Privados de Bolivia y el Comité de Subprogramas han logrado asumir la administración los recursos del aporte patronal y están tratando de dar inicio a proyectos orientados a damnificados de inundaciones y derrumbes. Es un ingreso importante, acumulado en los 3 últimos años que no había sido invertido. Se espera atender las necesidades de vivienda de los damnificados empleados y trabajadores que trabajan en las empresas que aportan.

El Fondo de Inversión Productiva y Social (FPS) lleva a cabo un Programa de Emergencia (vivienda social y progresiva), con recursos del BID, del Programa de Subsidio de la Vivienda y contraparte local. Los beneficiarios participan como autoconstructores y reciben las viviendas con carácter de donación.

Se ha iniciado en Octubre del 2005 un programa de viviendas de emergencia, que incluye la vivienda saludable (contribuye a resolver el mal de chagas) y la vivienda productiva para artesanos y similares. La construcción de estas viviendas se hace con empresas constructoras.

#### \* Situación en **Colombia**

En el 2002 se crea el Ministerio del Ambiente, Vivienda y Desarrollo MAVD, para ejecutar políticas de vivienda y atención de necesidades sociales, iniciando nuevas acciones para atender la problemática habitacional; una de las principales es alentar a los actores del sector privado y a las comunidades para que sean los productores de la vivienda de interés social, asumiendo el Sector Vivienda sólo el rol promotor y canalizador financiero de fondos públicos y de préstamos del BID. Con la expedición del Decreto N° 975 de 2004, se establece una nueva política de subsidios para áreas urbanas, a cargo de las Cajas de Compensación Familiar y Fondovivienda. Asimismo se dan dispositivos para simplificación de trámites para agilizar la ejecución de los proyectos de vivienda, lograr progresos y dinamizar la producción de viviendas de interés social.

Así Colombia cumplió con éxito el objetivo del Plan de Vivienda del MAVD de construir 100.000 viviendas / año. Sin embargo, del total mencionado sólo el 38,6% corresponde a vivienda de interés social y el 62,4% han sido viviendas para los niveles superiores. Pese a los esfuerzos realizados, uno de los más significativos en el ámbito andino, no se ha alcanzado a cubrir ni siquiera el crecimiento anual del déficit que se estima en 150.000 viviendas / año.

\* Situación en **Ecuador**

En 1999 el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI, inicia el Sistema de Incentivos Habitacionales (SIV), promoviendo el Programa ABC (ahorro – bono – crédito) con créditos del BID. Promueve la participación de la empresa privada, las municipalidades, cooperativas de vivienda y organizaciones no gubernamentales

Entre el 2002 y el 2003 se construyen 50,000 viviendas, con un costo de US \$ 8.000 por vivienda. En el 2003 se reduce el dinamismo del Programa, mejorando su actividad en el 2004 y 2005. Los créditos del BID han terminado en Diciembre de 2005. Se espera dar continuidad a los programas con recursos propios, incorporando siempre a los actores involucrados en el tema, que participaron satisfactoriamente en el proceso. El MIDUVI considera que el Programa ABC ha sido exitoso en Ecuador y ha dejado enseñanzas y experiencias para dar continuidad a la atención de la vivienda de interés social.

\* Situación en el **Perú**

Al inicio del anterior gobierno se creó el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento MVCS, reactivando nuevamente el Sector Vivienda. Se formuló el “Plan Nacional de Vivienda para Todos”, asumiendo el rol de promotor, facilitador y supervisor financiero, incentivando a la actividad privada para que tenga un rol de gestor, proyectista, constructor y financiero. Los créditos se suministran a través de créditos hipotecarios. Además se otorgan créditos para vivienda a través del Banco de Materiales.

Los programas del Plan de Vivienda, en un lapso de cuatro años, han favorecido a 100,000 familias, en su mayor parte de los estratos B y C y en un menor porcentaje al estrato D. Algunas familias que se encuentran en el estrato E han accedido al programa Techo Propio Deuda 0, cuyo alcance ha sido muy limitado. En su mayoría las familias del estrato E no tienen posibilidades de acceder a los programas por no tener capacidad de ahorro; sin embargo, su actividad autoconstructora ha ido en aumento, con todas las deficiencias técnicas anteriormente mencionadas.

\* Situación en **Venezuela**

Según la política habitacional de los gobiernos anteriores, la construcción de viviendas estuvo directamente a su cargo; realizaron programas habitacionales, tales como: atención a los pobladores de la calle, habilitación física de las zonas de barrios, mejoramiento y ampliación de casas en barrios y urbanizaciones populares, nuevas urbanizaciones y viviendas de desarrollo progresivo. Se tenía un sistema de selección de beneficiarios a quienes se otorgaba subsidios para acceder a los programas. En forma complementaria se otorgaban préstamos hipotecarios con recursos del Fondo Mutual Habitacional, que recaudaba los aportes de obreros, empleados y empleadores o patronos.

Entre 1993 y 1998 fueron los años donde se construyó más, con un máximo de 91.979 unidades en 1997 y un mínimo de 40.728 en 1994; siguiendo luego un dramático descenso, llegando a 8.811 en el 2003. Muchas empresas se cerraron. Entre 1997 y 2002 las viviendas construidas fueron 293.091, el 83% por el sector público y el 17% por la inversión privada. Esa información no muestra la producción habitacional autogestionada por los pobladores de bajos ingresos. De acuerdo a datos censales del 2001, en los últimos 11 años en total se construyeron 2.132.602 viviendas, un promedio de 194.000 unidades por año; el mayor porcentaje de éstas no se debe al sector privado convencional ni estatal, sino a la autogestión de los sectores de bajos ingresos. Sin embargo, en ese lapso también se redujo la producción de viviendas por autoconstrucción o aumentado su precariedad, por la seria reducción de ingresos familiares.

Actualmente el gobierno espera dar un gran impulso a la producción de soluciones de vivienda de interés social, con énfasis en la atención de los sectores más deprimidos. Con ese fin está llevando a cabo un proceso de reestructuración del Sector; desaparecerán SAFIV, FONDUR, INAVI Y FUNDABARRIOS y se creará el Ministerio de Vivienda y Hábitat. Se darán nuevas directrices y prioridades, orientándose a planes de vivienda para sectores populares, con participación de cooperativas de vivienda y a la rehabilitación de zonas informales por autogestión comunitaria. Se analiza también, como política de gobierno, la promoción de la vivienda de crecimiento progresivo a cargo de la asociación civil privada.

El concepto es que el gobierno promueva y financie y que, en su mayoría, sean las PYMES las que construyan. La Cámara Venezolana de la Construcción, manifestó que entre sus miembros tiene un apreciable porcentaje de PYMES, tanto fabricantes como constructores. Ha presentado al gobierno un plan de construcción masiva de núcleos básicos y, en principio, ha obtenido una aprobación preliminar. Sin embargo, expresa su preocupación porque las fábricas de componentes constructivos no tienen capacidad de producción para atender la demanda de la construcción. La más grande sólo puede abastecer la producción de un máximo de 4.000 viviendas por año.

### **Atención informal de la vivienda en los países andinos**

La atención informal, individual o comunitaria, en el ámbito urbano marginal y el rural, es una acción que se caracteriza por ser autogestionaria; es la forma que utilizan las familias de escasos o ningún recurso para construir un lugar donde vivir, en forma progresiva y a lo largo de muchos años. Esa modalidad es la que se conoce como la producción social de la vivienda, es una realidad que, con distintos matices, se da en los países andinos y en los demás países latinoamericanos.

Dada la magnitud de la demanda de soluciones, la respuesta se ha hecho presente en el mismo sector, donde han surgido micro empresas informales que producen componentes constructivos de baja calidad y costo reducido, pero que está al alcance de los autoconstructores; y de “maestros constructores”, también informales, que diseñan y construyen por etapas. El volumen de producción de la vivienda autogestionaria es tan significativo que insume gran cantidad de materiales y productos para la construcción.

Acompañan a la acción autogestionaria, aunque en una escala reducida, por la magnitud del problema, organizaciones no gubernamentales, la iglesia, oficinas de proyección social de universidades u otros similares, que canalizan fondos limitados de cooperación nacional e internacional y brindan asistencia técnica.

Hay experiencias relevantes de la producción social organizada de la vivienda, impulsadas por organizaciones de cooperación técnica y económica, que promueven la participación de la comunidad y la generación de pequeñas empresas; llevan a cabo proyectos y obras, con participación de profesionales especializados: arquitectos, ingenieros, economistas, sociólogos, etc. Por razones obvias (limitados recursos y proyectos de reducido alcance) su contribución a la solución del problema habitacional es aún pequeña.

Actualmente, algunas también participan en los programas de los gobiernos, promoviendo, diseñando y construyendo viviendas, incorporando siempre la participación comunitaria y la promoción de pequeñas empresas. Esas capacidades (de la comunidad organizada, pequeña empresa e instituciones de asesoría social, técnica y económica), adecuadamente evaluadas, canalizadas y apoyadas, deberían ser incluidas en las políticas de vivienda de los países andinos, incorporando así una producción social organizada de la vivienda; que permita multiplicar su alcance, construir en un menor tiempo, garantizar su calidad y a un menor costo, por sus características técnicas y financieras.

Se debe diseñar una estrategia para aprovechar la potencialidad de la comunidad organizada, la pequeña empresa y las instituciones que trabajan con ella. Probablemente existen muchas experiencias más en los países andinos que las que ha sido posible identificar; se describe a continuación algunas.

- \* Construcción de viviendas por FEDEVIVIENDA de **Colombia**, organización no gubernamental con 22 años de existencia, que agrupa a 9 Asociaciones de Vivienda. Interviene en programas de vivienda promovidos por el gobierno, participando en concursos convocados para el diseño y construcción de viviendas de interés social (VIS), realiza talleres de capacitación para la construcción de las viviendas y promueven la formación de otras federaciones. Han preparado manuales de 20 tecnologías constructivas.
- \* También en Colombia, se puede citar la construcción de viviendas en Ciudad Bolívar, llevada a cabo por la comunidad organizada<sup>1</sup>, con asesoría técnica y económica, aprovechando la existencia de 16 juntas de Acción Comunal con personería jurídica. Conformaban grupos de 200 personas que trabajaron construyendo sus viviendas los sábados y domingos. Comenzaron con una unidad básica de un cuarto y un baño y luego siguieron construyendo progresivamente los otros ambientes. Así se edificaron 10.200 viviendas.
- \* Programas de vivienda y bienestar familiar en áreas rurales y urbano marginales de **Ecuador** que lleva a cabo el Fondo Ecuatoriano Populorum Prograssium, FEPP; trabaja con grupos organizados de la comunidad, utilizando tecnologías diversas y adecuadas a cada lugar. Cuatro mil familias han accedido de esta manera a una vivienda propia en cuya construcción han aportado su mano de obra. El FEPP construye además infraestructura para la producción y elaboración de productos de consumo humano, centros de venta y comercialización de productos campesinos, cajas y agencias de ahorro y crédito, centros infantiles, mejoramiento de caminos vecinales y otras obras civiles que apoyen el desarrollo comunitario.

FEPP ha sido reconocida como entidad técnica del Sistema de Incentivo a la Vivienda del gobierno, como tal canaliza recursos económicos del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, de la Conferencia Episcopal y otras agencias de cooperación que le brindan apoyo por la labor realizada. Una de sus últimas actividades ha sido la intervención en obras emergentes, construyendo o mejorando viviendas para los damnificados de las cenizas del volcán Tungurahua.

- \* En **Perú**, COPRODELI es una organización no gubernamental que trabaja desde 1989 para contribuir al desarrollo integral de los sectores urbano-marginales de Lima y otras ciudades del Perú, promoviendo programas educativos, sanitarios, de ayuda humanitaria y de creación de empleo, generando micro empresas. Es una “incubadora de empresas”. Tiene una sólida estructura de recursos humanos, materiales y económicos. Se autofinancia con el producto de sus programas, lo que es base de estabilidad a largo plazo y de continuidad. Recibe apoyo financiero de organismos internacionales: la UE, la AECI y la USAID.

En el campo de materiales o componentes para la vivienda de interés social promueve la creación de microempresas. Estas producen de bloques de concreto modulares, fabricación de puertas, ventanas y mobiliario de madera y metálicas, todas con características modulares; brindándoles asesoría técnica para garantizar su calidad.

Capacita a su personal para la aplicación de conceptos de coordinación modular en el diseño y construcción de viviendas de bajo costo, orientándoles a la racionalización en los procesos y al logro del desperdicio “0”. Ha desarrollado el proyecto de “vivienda productiva”, no sólo para la construcción de las edificaciones, sino creando pequeñas empresas de turismo rural y la generación de nuevos empleos.

---

<sup>1</sup> La evolución de la vivienda. G. Samper.

- \* Otra experiencia interesante en Perú es la de la Fundación Guamanpoma de Ayala del Cusco que brinda una efectiva capacitación a carpinteros, no sólo en aspectos tecnológicos, sino también en la de gestión y desarrollo empresarial, promoviendo la formación de micro empresas. Su calidad es reconocida y muy solicitada no sólo para obras de vivienda de interés social sino para otro tipo de edificaciones, como hoteles de 5 estrellas, residencias particulares, etc.

La asesoría técnica que brinda a los pequeños empresarios, que recién comienzan, además incluye el acceso a sus talleres de carpintería muy bien equipados, donde pueden usar todos los equipos para cumplir con la atención de sus clientes. Por otro lado, adquieren volúmenes importantes de madera y otros materiales, que ponen a disposición del micro empresario, a costos muy competitivos, facilitando su labor empresarial.

- \* En **Venezuela**, la Fundación de Vivienda Popular, ha promovido, construido o mejorado más de 65.000 viviendas, con énfasis en la participación comunitaria. Ha generado la creación, funcionamiento y desarrollo de microempresas.
- VIPOSA, fundada en 1966, produce componentes industrializados de concreto, con énfasis en viviendas de bajo costo.
- URBOSA, fundada en 1989, produce, promueve y gerencia proyectos de vivienda, parcelas en servicios y obras civiles con fines sociales y comerciales.
- PRODECON C.A., la empresa más desarrollada, fabrica componentes de concreto VIPOSA (muros estructurales, cerramientos, techos, cercas, pavimentos y mobiliario urbano) y kits de viviendas prefabricadas, con conceptos de racionalización, modulación y desperdicio 0 en obra. Actualmente exporta kits de vivienda y componentes constructivos a Centro América.

La Fundación ha recibido “el reconocimiento al programa de autogestión en vivienda popular y hábitat”, en 1997, por ser la experiencia más exitosa de Venezuela en reducción de la pobreza otorgado por el PNUD; y, además se ha hecho acreedora al premio nacional de hábitat “Leopoldo Martínez Olavaria”, otorgado por el Consejo Nacional de la Vivienda, CONAVI de Venezuela, en 1996.

## **TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS PARA LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL**

### **Principales tecnologías y componentes constructivos identificados.**

Las tecnologías involucran no sólo los materiales y componentes constructivos que se emplean para la vivienda y la edificación en general; sino también incluyen las características sociales y económicas de quienes son destinatarios de la vivienda, así como su entorno y el impacto en el medio ambiente, factores que no pueden estar ausentes. Sin embargo, el objetivo del presente trabajo es dar sólo una visión muy general de lo que cada país andino tiene y, por lo tanto, se ha centrado la atención en los materiales, componentes y técnicas constructivas que se tuvo la oportunidad de observar en cada país andino, en un breve viaje de estudio a La Paz (Bolivia), Bogotá (Colombia), Quito (Ecuador), Lima y Cusco (Perú) y Caracas (Venezuela).

Para la construcción de programas de vivienda de interés social, los países andinos en su totalidad utilizan preferentemente vigas, columnas y losas de hormigón (concreto) armado y albañilerías, armadas o confinadas, de ladrillo cerámico o bloque de concreto, e incorporan algunos componentes prefabricados, especialmente viguetas pretensadas. El sector informal sigue esta misma tendencia; pero en las zonas marginales de algunas ciudades y en muchas pequeñas poblaciones se usa el adobe tradicional de la sierra y la costa; la madera en la selva, pero muy poco por el sector formal.

En las ciudades con precipitaciones pluviales utilizan para los techos tijerales con viguetas de madera, malla gallinero con cocada hexagonal y cobertura de teja cerámica; en menor proporción, láminas de asbesto cemento. En algunos casos llevan un falso cielo raso, construido con un reticulado de madera, malla gallinero y paja, con un revestimiento final de (estuco) de yeso. En las zonas rurales y en algunas pequeñas poblaciones, sobre las viguetas de madera se coloca un “enchaclado” de bambusas, sobre el cual se coloca la teja cerámica o la lámina de zinc o asbesto cemento.

También se utilizan muros, entrepisos y techos de hormigón o concreto colado o vaciado en sitio, con malla electrosoldada. Esta tecnología, en los últimos años es muy usada en Perú.

En menor escala, en los países andinos se usan componentes prefabricados para muros, entrepisos y techos. Colombia es el país que más ha desarrollado el mercado de partes y ensamblajes; tienen múltiples experiencias de aplicación.

Igualmente Venezuela, pero la inestabilidad de las políticas y de las reglas de juego del sector, la no continuidad de los programas de vivienda y de la ejecución directa sólo por parte del Estado, interrumpió la producción industrial de los componentes constructivos; ahora se está reactivando con masivos planes de vivienda para los sectores populares, así como la rehabilitación de las zonas informales por autogestión comunitaria.

En Ecuador, en la zona de la costa, se han construido viviendas renovables de quinchá (cuatro años de vida aproximadamente), tanto en programas oficiales del gobierno, como por organizaciones no gubernamentales. Este material es más usado por el sector informal. En menor escala se ha identificado estructuras (vigas, columnas y entrepisos) de perfiles de hierro, cuyos cerramientos, acabados y equipamiento son autoconstruidos por el propietario con diferentes materiales.

En Lima, Perú se usa además el ladrillo sílico calcáreo y las placas 7 y 10 del mismo material), con entrepisos y techos de losas aligeradas con viguetas vaciadas en obra o con viguetas pretensadas y bloques aligerados cerámicos.

A pesar que existen experiencias relevantes de sistemas constructivos prefabricados, cerrados y abiertos, y otros especialmente derivados del Proyecto Experimental de Vivienda PREVI; no son utilizados en el Perú. Hay factores que limitaron su continuidad en el mercado, como la preferencia de la población por la construcción tradicional de estructuras aporticadas de hormigón armado con albañilería de ladrillo cerámico de relleno, el alza de los costos de la construcción y la falta de apoyo del gobierno.

## **Mercado nacional e internacional de componentes constructivos**

### **\* Mercado nacional de la región andina**

Los materiales y productos que se comercializan para la vivienda de interés social, utilizados en las cimentaciones o fundaciones, estructuras horizontales y verticales e instalaciones y equipamiento mínimo son los mismos que se utilizan en otro tipo de edificación, porque se parte del concepto que los materiales y productos deben, en todos los casos, garantizar las mejores condiciones de calidad y costo; sólo son los acabados los que hacen la diferencia.

La producción formal de materiales y productos en los países andinos la realizan una mínima cantidad de empresas de producción industrializada, principalmente en el rubro de cemento, acero, hormigón (concreto) premezclado, ladrillos cerámicos, bloques de concreto, tuberías y accesorios de plástico para instalaciones sanitarias y eléctricas, aparatos sanitarios, puertas y ventanas de madera, fierro o aluminio, principalmente.

El mayor porcentaje de las otras empresas, medianas y pequeñas, tiene una producción artesanal o mixta, muy pocas con producción racionalizada. Estas empresas están concentradas en las capitales de los países y un mínimo en el resto de ciudades. En el campo de los agregados hay un alto porcentaje de pequeñas empresas, sobre todo informales. Estas también producen ladrillos cerámicos, bloques de concreto, puertas y ventanas, paneles de madera, etc.

Su producción va en aumento y tienen clientela asegurada entre los autoconstructores. Incursionan en la producción de muros y entresijos de madera; e inclusive en la construcción progresiva de viviendas. Muy pocas tienen en cuenta la calidad porque atienden a los sectores de la población de más bajos recursos y, por consiguiente, sus costos son muy bajos.

El modo tradicional de comercialización formal de materiales y productos en los países ha sido en fábrica, puesta en obra o en depósitos de materiales; respondiendo a las modalidades de construcción de programas de vivienda. Los compradores eran sólo las instituciones gubernamentales y las empresas constructoras. Actualmente en los países se han instalado megacentros comerciales que atienden no sólo a empresas constructoras sino se acercan más a la venta individual. Inician su actividad en la ciudad capital de un país y luego abren nuevos centros comerciales en las principales ciudades. Manifiestan que sus ventas superan el análisis que hicieron en los estudios de factibilidad para su instalación y apertura de locales.

Es interesante constatar que estos megacentros, que cuidan la calidad de los productos que comercializan, para la total satisfacción de sus clientes, tienen entre sus proveedores pequeñas empresas (en Perú hasta un 30%), que comenzaron siendo informales; para poder ser aceptadas se formalizaron y buscaron modalidades técnicas y financieras que les permitan garantizar la calidad y volumen de producción que responda a la demanda que tiene el megacentro.

#### \* **Mercado internacional**

En las visitas realizadas y en estadísticas identificadas se ha tenido oportunidad de conocer que existe exportación de componentes constructivos; por su volumen actual todavía no aparece en las estadísticas, pero son una muestra de las posibilidades que existen y que se pueden multiplicar. Se presentan ejemplos de algunas empresas exportadoras:

- RIPOLL. Madera Estructural, pequeña empresa colombiana con sede en Bogotá, produce estructuras de madera modulares para todo tipo de edificaciones, especialmente para viviendas de bajo costo. Exporta kits completos de estas estructuras a Centro América, en especial para programas de viviendas de interés social.
- PRODECON C.A., empresa venezolana con sede en Caracas, fabrica componentes de concreto VIPOSA (muros estructurales, cerramientos, techos, cercas, pavimentos y mobiliario urbano) y kits de viviendas prefabricadas, con los conceptos de racionalización, modulación y desperdicio "0" en obra. Actualmente exporta los kits de vivienda a Centro América.
- PRETENZA, empresa boliviana que produce entresijos y techos de concreto armado, constituidos por viguetas pretensadas y bloquitos de plastiformo. Exporta a Perú y el volumen de sus ventas va en aumento, comenzó por Puno y ahora su radio de acción se ha extendido a Cusco, Huancayo, Abancay y Lima. Su principal comprador está ubicado en los asentamientos humanos marginales. La venta del componente incluye la asesoría técnica en obra de un arquitecto o ingeniero, que no sólo está garantizando su calidad y montaje, sino que está creando en los pobladores la necesidad de contar con un profesional calificado.

### **Investigación tecnológica aplicada a la vivienda de interés social**

Hay una rica y basta experiencia de investigación tecnológica en los países andinos, con resultados relevantes, muchos de los cuales no se conocen y por consiguiente no se usan. Es la brecha conocida que existe entre la investigación tecnológica y la aplicación masiva de sus resultados.

Se debe a diferentes factores: poca difusión y divulgación de resultados, la no incorporación en reglamentos y normas técnicas, poco interés de promover la transferencia tecnológica de los conocimientos generados hacia los involucrados, invertir en la preparación de ayudas didácticas (manuales, separatas técnicas, catálogos, guías técnicas, etc.), dar capacitación intensiva y tomar la decisión política para la construcción de proyectos demostrativos que muestren las bondades y ventajas de las tecnologías.

Toda esa tarea tiene un costo y requiere un tiempo por lo que no se incorpora en los planes gubernamentales. Las políticas, que formulan y desarrollan los gobiernos, son sólo para el periodo para el cual han sido elegidas y el principal justificado interés en el sector vivienda es “construir viviendas”, entonces “no se pierde tiempo” en transferencias tecnológicas; por lo tanto, no se invierte en ese aspecto y se prefiere la tecnología convencional existente que es conocida por proyectistas, constructores, técnicos y obreros y entidades financieras; y, preferida por la población, que también tiene manifiesta resistencia al cambio.

Las pocas o puntuales aplicaciones de tecnologías innovativas, llevadas a cabo especialmente por organizaciones no gubernamentales, en algunos casos no han sido aprendidas en su totalidad o se realizan sin un efectivo control de calidad, lo que suele derivar en deficiencias, que inciden en su no aceptación. Se requiere una decisión política para apoyar la investigación y la divulgación y aplicación de sus resultados.

Un estudio evaluativo, teniendo en cuenta las características técnicas, económicas y sociales de cada país, permitiría seleccionar las tecnologías, cuya producción puede promoverse para su aplicación en la construcción de viviendas. A continuación se mencionan algunas investigaciones de tecnologías para viviendas de bajo costo identificadas en los países andinos. Se menciona primero dos importantes estudios desarrollados en el ámbito internacional, en la década de 1970, que pese a su antigüedad siguen estando vigentes.

- **Estudio integral de la madera para la construcción**

Promovido por la Junta del Acuerdo de Cartagena, hoy Comunidad Andina de Naciones, tuvo por objetivo desarrollar actividades científico tecnológicas para obtener bases técnicas que posibiliten el uso de la madera de los bosques tropicales en la construcción; con la participación de Bolivia, Ecuador, Perú, Colombia y Venezuela. Los resultados de múltiples estudios e investigaciones tecnológicas y de ingeniería de la madera permitieron lograr conocimientos físicos y mecánicos suficientes sobre 100 especies madereras, 20 por cada país; parámetros de diseño y procesos de construcción con madera tropical y preservación y secado de la madera; dando lugar a la edición de Manuales de Diseño, Preservación y Secado y, en algunos países, la elaboración de normas técnicas oficiales.

Sin embargo, no se ha logrado la aplicación masiva en programas de vivienda, ni aún en las ciudades donde el material es el recurso del lugar; existen barreras en los procesos de extracción, transporte, secado, preservación, entre otros; a pesar, que en los estudios también se obtuvieron resultados en esos aspectos. Es gravitante la preferencia de la población por los denominados “materiales nobles” (hormigón o concreto y las albañilerías), por desconocimiento de las posibilidades y ventajas de la madera tropical. En algunos casos se ha tratado de “disfrazar” la madera añadiéndole revestimientos de mortero cemento-arena u otros, para darle otra apariencia; esto ha sido perjudicial y ha elevado los costos.

Falta decisión política y campañas a la población para que aprenda a valorar la madera en la construcción, en las ciudades donde es el material predominante. Un ejemplo es San Martín de los Andes de Argentina, donde gracias a un decreto municipal que obliga al uso preferencial de madera en todo tipo de edificaciones, ha convertido a la ciudad en un atractivo turístico.

#### \* **Proyecto experimental de vivienda PREVI**

Realizado en el **Perú** con el auspicio de las Naciones Unidas, estuvo orientado a la búsqueda de soluciones para la vivienda de bajo costo en ciudades de gran magnitud de población, interviniendo en cuatro aspectos de la problemática habitacional:

- La necesidad de producción masiva de la vivienda con innovación de diseño y tecnologías.
- La rehabilitación y renovación urbana de barrios tugurizados y decadentes.
- La atención de asentamientos humanos incontrolados en las áreas marginales.
- La atención de la población damnificada después de la ocurrencia de desastres.

PREVI fue liberado de normas y reglamentos, para promover nuevas propuestas de diseño y tecnologías. Participaron en un concurso internacional, presentando propuestas de diseño y tecnología 13 equipos internacionales de profesionales especializados en el tema (Alemania, Colombia, Dinamarca, España, Estados Unidos, Finlandia, Francia, Holanda, India, Inglaterra, Japón, Polonia y Suiza) y 28 equipos peruanos.

Las propuestas incluyeron nuevos conceptos de diseño y tecnología para la construcción masiva de viviendas, crecimiento progresivo de las viviendas, aplicación de la coordinación modular, estandarización de componentes constructivos, alta densidad y baja altura, estudio de métodos para la racionalización del proceso constructivo, entre otros. De los 41 proyectos presentados, se seleccionaron 26 para su desarrollo y 24 de éstos se construyeron en una unidad experimental de 500 viviendas, en el km 17 de la Panamericana Norte en Lima. Perú.

Los conceptos de diseño y tecnologías experimentales también fueron tomados en cuenta en un proyecto experimental de rehabilitación y renovación urbana en el distrito de Barranco y un proyecto de lotes y servicios y construcción de viviendas con crédito supervisado en el Callao. Los costos obtenidos fueron competitivos y estuvieron debajo de los del mercado local de viviendas.

Entre los **resultados alcanzados por PREVI** se encuentran:

- innovaciones de diseño urbano, arquitectónico y de instalaciones sanitarias;
- en el campo de las tecnologías constructivas: albañilerías de ladrillo cerámico y bloque de concreto (hormigón) armada y confinada, estructuras (muros, entresijos y techos) de concreto (hormigón) armado vaciado o colado en obra y prefabricados (livianos, semipesados y pesados);
- aplicación de la coordinación modular y coordinación dimensional considerados en los proyectos diseñados y construidos; estudios de racionalización y mejora de métodos constructivos, instalaciones sanitarias racionalizadas; entre otros.
- nuclearización de los servicios sanitarios y de higiene de la vivienda y uso de aparatos sanitarios ubicados en esquina.
- métodos para la racionalización del proceso constructivo.

A pesar del tiempo transcurrido, PREVI es una fuente inagotable de soluciones e ideas. En el Perú se está aplicando en los nuevos programas de vivienda.

## \* **Tecnología mejorada del adobe**

Un alto porcentaje de la población de escasos recursos, especialmente en las áreas marginales de las pequeñas ciudades y en el ámbito rural, vive en casas de adobe; y, seguirá construyendo con adobe, porque la tierra es el material natural que dispone, responde a su tradición constructora y le da muy buenas condiciones de habitabilidad, especialmente térmicas en climas inhóspitos.

Los buenos conocimientos ancestrales de la construcción con tierra, heredados de sus antepasados se perdieron con el tiempo, las actuales edificaciones, en su mayoría autoconstruidas sin asistencia técnica, tienen graves deficiencias y son vulnerables a los sismos, cobrando un alto porcentaje de vidas humanas. En el **Perú**, se han desarrollado importantes estudios para mejorar las construcciones de adobe: investigaciones realizadas por la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima, UNI, la Pontificia Universidad Católica del Perú, PUCP y el Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda, ININVI.

Se ha alcanzado, dentro de ciertas condiciones, el objetivo de mejorar el comportamiento sismorresistente de estas edificaciones, utilizando además refuerzos internos de caña (bambusas) y arriostres. Los resultados se han incorporado en las normas técnicas oficiales, tanto de la fabricación de unidades de adobe, como de diseño y mejora del proceso constructivo. Los estudios han incluido la modulación de las unidades de adobe, el diseño arquitectónico y estructural modular que no sólo simplifica la construcción, sino contribuye y facilita la estructuración de la edificación.

## \* **Tecnología de la quincha prefabricada**

Estudios realizados en diferentes laboratorios en el mundo, con relación a las características mecánicas de las bambusas (caña brava, carrizo, bambú, guadua, vara de castilla, etc.) han constatado su alta resistencia a la tracción. Colombia, Ecuador y Costa Rica en América; Alemania, Inglaterra y China, entre otros, han desarrollado diferentes tecnologías utilizando este recurso natural en la construcción, inclusive en mega construcciones.

En el Perú se ha confirmado las posibilidades del uso estructural de la caña. Se estudió su uso como refuerzo de las construcciones de adobe, mejorando sus condiciones de sismo-resistencia. Además se ha desarrollado un sistema constructivo de madera y paneles de quincha modulares prefabricados. Los ensayos realizados han sido satisfactorios y se ha desarrollado un proceso constructivo racionalizado. La quincha prefabricada se ha aplicado en programas de vivienda y construcciones comunales (locales educativos, de salud, etc.) tanto por el Estado como por organizaciones no gubernamentales. El sistema constructivo ha sido aprobado oficialmente como sistema constructivo no convencional.

## \* **Prefabricación de paneles de ladrillo cerámico<sup>2</sup>:**

Este estudio, realizado en Colombia, se orienta a la producción en planta de mampostería modulada de ladrillo y su montaje en obra. La prefabricación ofrece muchas ventajas: desde altos rendimientos, hasta mejores niveles de seguridad, durabilidad y apariencia, por un mejor control de calidad del ladrillo, el mortero fluido y el muro. Además se reduce la mano de obra en el lugar, trasladándola a la planta, donde las condiciones son ideales; se elimina el uso de andamios y obtiene un “desperdicio 0”. Los muros pueden ser fabricados sin esperar a tener vaciados los cimientos. Todo ello, incide en la reducción de los costos de la edificación.

---

<sup>2</sup> Ingeniero Alvaro López Jaramillo. Terracota. Bogotá.

La investigación tomó como antecedentes estudios realizados en Estados Unidos de Norteamérica (Brick Institute of America). Los estudios se iniciaron en Colombia en 1990, continuaron en 1992, llevándose a cabo los ensayos estructurales, considerando la normatividad vigente; en 1995 se comenzó su comercialización. Los estudios continúan para optimizar su producción y montaje en obra. Un ejemplo de uso de estos paneles es su aplicación en la Unidad Residencial Calabria de Bogotá.

- \* **Estudios del Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción del IDEC<sup>3</sup> de Venezuela**, de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela promueven el uso de la aplicación de la coordinación modular en las tecnologías y conceptos de racionalización en los procesos constructivos. Entre otros, ha desarrollado los siguientes sistemas: Paredes portantes de madera, Viviendas VIMA de madera, Sistema Simpromat.

Uno de los estudios sobre materiales y componentes de la construcción realizados por el IDEC, que tomó como referencia un trabajo previo realizado por cuatro universidades nacionales, fue el orientado a “contar con elementos consistentes que orienten la toma de decisiones en la política habitacional de los sectores más deprimidos”. Su alcance fue un diagnóstico nacional y subregional y por estados.

El Estudio IDEC-FAUC-UCV incluye el contexto socio-económico de la producción de materiales y componentes constructivos para la vivienda, un análisis del perfil de las empresas productoras, un estudio del origen y destino geográfico de la producción que permite explorar las relaciones, posibilidades y limitaciones de sinergia entre los estados. Incluye también la exploración de empresas y productos desde la perspectiva de la producción de residuos, importante para la construcción sustentable económica, social y ambientalmente; el control de la calidad y las patentes de las empresas y de los procesos constructivos; y, finalmente, la relación de las empresas con la investigación y el desarrollo.

Este Estudio, es muy valioso y útil, no sólo por el conocimiento que se ha adquirido y las posibilidades de aplicación para la mejora, innovación y competitividad en la producción de componentes para vivienda de interés social, sino también porque contribuye a la toma de decisiones y al desarrollo de las acciones en el ámbito público, privado y comunitario. Sería importante realizar estudios similares en los otros países de la comunidad andina y latinoamericana, para conocer la situación existente sobre insumos y fabricación de componentes para la vivienda de interés social en cada país. Ese conocimiento permitiría determinar que microempresas deben ser creadas o fortalecidas con relación a la producción de materiales y componentes de calidad garantizada, adecuados a las distintas características locales y nacionales, con aplicación de la coordinación modular y, para facilitar el análisis de las posibilidades de intercambio comercial exitoso y sostenido en el ámbito andino e internacional.

- \* **Tecnologías desarrolladas por OTIP C.A. de Venezuela**

#### SISTEMA SANCOCHO

Sistema de elementos livianos de concreto y acero, que se ensamblan mediante soldadura. Permite el desarrollo progresivo de las edificaciones, en el crecimiento de la vivienda y en la adición de acabados para mejorar las condiciones de confort y calidad estética. Se puede construir hasta dos pisos con los componentes básicos de acero y concreto (columnas tubulares, elementos compuestos para paredes, vigas y losas para entrepisos y techos); para más de dos pisos usa elementos estructurales especiales.

---

<sup>3</sup> Arquitecto Antonio Conti. IDEC. Venezuela.

## SISTEMA CONCAPREGO

Sistema conformado por componentes fabricados de acero y diafragmas de concreto armado. Se aplica en construcciones multifamiliares hasta de 8 pisos.

## TRANSFERENCIA TECNOLÓGICA

La basta experiencia existente en los países andinos y en Latinoamérica, en el campo de la investigación tecnológica aplicada a la vivienda y a la construcción no se aprovecha. Una de las principales barreras es el desinterés en difundir y divulgar sus resultados y en aplicarlos en programas de capacitación-acción<sup>4</sup>, con participación de los actores involucrados en la producción de la vivienda de bajo costo: tanto diseñadores especializados (arquitectos e ingenieros), fabricantes de componentes, constructores (grandes, medianos y pequeños), como técnicos (maestros de obra, operarios y obreros), estudiantes de las especialidades.

Otra barrera importante es la preferencia de la población por las tecnologías convencionales, denominadas “material noble”. Hay el concepto de que es muy difícil lograr la aceptación del cambio. Sin embargo, cabe recordar que cuando se inició el Proyecto PREVI en Perú, el espesor mínimo de los muros resistentes era 25 cm. La propuesta de PREVI de reducir a 15, 12 y 9 cm fue recibida con escepticismo y casi con rechazo. Han pasado casi 30 años y ahora no se usan más los muros de 25 cm.

Una de las más importantes experiencias es la que realizan los proyectos y redes temáticas del Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología CYTED. La más completa y sostenida, desarrollada en el lapso de 6 años, es la que ha llevado a cabo el Proyecto Precompetitivo XIV.5 Con Techo, continuada ahora por el Proyecto XIV.8 Casa Partes, en la que participan expertos de 20 países iberoamericanos.

La producción de viviendas de interés social, que actualmente se da en el sector formal de los países andinos, considera sólo una primera etapa de construcción, en algunos casos con poco o ningún confort, dejando que el beneficiario asuma su crecimiento progresivo y mejore su calidad. Ese proceso, casi siempre termina siendo precario, deteriorándose la primera etapa y pasando a ser una vivienda más del déficit cualitativo.

Las actividades incluyeron la selección de tecnologías existentes en los países participantes; las más utilizadas por el sector informal, tradicionales o actuales, racionalizadas o perfeccionadas para superar los problemas habituales de este tipo de construcciones (falta de sismoresistencia, de aislamiento térmico y auditivo, etc.), las más innovadoras del propio país, adaptadas a las soluciones de vivienda de muy bajo costo y las de otros países, que signifiquen un aporte para los países donde se construyen, sin generar dependencia tecnológica. Esta etapa contribuyó a un valioso intercambio de conocimientos y experiencias.

Se realizaron seminarios-taller de presentación de las tecnologías en los países por los expertos, con la participación de los asistentes locales (actores involucrados en el tema: instituciones públicas y privadas, universidades, empresas, organizaciones no gubernamentales, etc.). En los sendos talleres se hicieron prácticas constructivas de las distintas tecnologías, a escala 1:1. Además se realizó el Programa 10 x 10 de construcción de 100 viviendas (10 viviendas en 10 países) con aplicación de las tecnologías seleccionadas por cada país, lográndose un intercambio tecnológico entre ellos. Algunos, como Cuba, El Salvador y Honduras continuaron programas de viviendas a mayor escala. Toda la experiencia se presenta en el libro recientemente editado: “Un techo para vivir”, elaborado por los expertos miembros del Proyecto XIV.5 Con Techo.

---

<sup>4</sup> Enseñar construyendo

- **Acción capacitadora de los megacentros comerciales y similares**

Es interesante observar la labor que vienen cumpliendo los megacentros comerciales y algunas fábricas industriales de los países andinos, dentro de sus actividades de marketing. En primer lugar, cuidan la calidad de los materiales y productos que ofrecen, haciendo una cuidadosa selección de sus proveedores. Por otro lado, les interesa que su uso, aplicación o montaje sea adecuado, para que no se produzcan deficiencias en las obras, que originen el rechazo y crítica a sus materiales y productos.

Dictan periódicamente cursos cortos a los que asisten una cantidad significativa de profesionales y estudiantes, microempresarios, técnicos y hasta la población en general.

Acompañan a los cursos, catálogos completos y folletos didácticos muy simples y de fácil comprensión. Ofrecen también un servicio de alquiler de equipos y herramientas, promoviendo así la filosofía de "hágalo usted mismo". Esto les ha llevado a concluir que, tratándose de componentes para la construcción, se necesita facilitar la tarea en las obras y que, por lo tanto, deben vender componentes modulares, razón por la cual solicitan a sus proveedores que les suministren componentes con esas características. La presencia de este tipo de productos en el mercado, induce a los proyectistas a usarlos en el diseño de proyectos de viviendas de interés social.

## **CALIDAD DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL**

La producción de viviendas de interés social, que actualmente se da en el sector formal de los países andinos, considera sólo una primera etapa de construcción, en algunos casos con poco o ningún confort, dejando que el beneficiario asuma su crecimiento progresivo y mejore su calidad. Ese proceso, casi siempre termina siendo precario, deteriorándose la primera etapa y pasando a ser una vivienda más del déficit cualitativo.

El enfoque de la vivienda de interés social debe ser integral, la solución o soluciones no sólo pueden estar orientadas a obtener costos más bajos, con la justificada razón de que así se atiende a más familias. Peor aún, si es nada más que la primera etapa de una vivienda barata, aduciendo que es mejor que el precario techo en el que viven. Su costo debe responder a la mejor calidad al más bajo costo. Viviendas sin calidad no se deben construir.

Hay una tendencia a dejar de lado las mínimas condiciones de habitabilidad de la vivienda, en especial el confort auditivo y térmico. Una de las razones es que los reglamentos en los países andinos sólo enuncian recomendaciones cualitativas, no dan parámetros cuantitativos. Es un aspecto que se debe incorporar, llevándose a cabo investigaciones para ese fin.

México y Brasil tienen leyes que definen los parámetros de diseño correspondientes y Chile acaba de promulgar una Ley que establece exigencias cuantificadas de calidad para los diferentes niveles climatológicos, previamente definidos. Bolivia, en el 2003, aprobó sus normas de técnicas de vivienda habitable y confortable para asegurar que la vivienda tenga calidad. Los tres primeros países lo han hecho a través de sendas leyes, porque usualmente las normas no establecen la obligatoriedad que sí dan las leyes.

México, en el 2001 ha promulgado la Norma NOM-020-ENER de eficiencia energética en edificaciones, relacionada con el comportamiento térmico de los edificios. De acuerdo a sus planes, necesita construir 750.000 viviendas/año para atender su problemática habitacional. El CONAFOVIN (Comisión Nacional para el Fomento de la Vivienda) ha iniciado un plan ambicioso, en el marco de un convenio entre la Secretaría del Medio Ambiente y los Organismos Nacionales de Vivienda, que incluye el diseño bioclimático, la instalación de componentes ahorradores de energía, el uso sustentable de los recursos naturales y la eficiencia del uso del agua y la energía.

En los países andinos, en Colombia se está incorporando el uso de la energía solar en edificios multifamiliares e inclusive en otro tipo de edificaciones. En Perú, en la isla Taquile del lago Titicaca, en el departamento de Puno, las familias cuentan con energía producida por paneles fotovoltaicos, instalados con recursos propios de la población, motivada al constatar los beneficios mostrados en un proyecto piloto llevado a cabo en la isla por la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima. En las ciudades de Huancayo, Arequipa, Tacna y Moquegua en Perú va en aumento el uso de calentadores solares instalados, fabricados por pequeñas o medianas empresas. No hay normas técnicas nacionales sobre este componente.

## **CONSTRUCCIONES DE ADOBE EN PERU**

Raquel Barrionuevo de Machicao  
Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes  
Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú

### **LOS ANTECEDENTES**

La tierra es el material para construir más accesible al hombre. Al principio apilaba piedra natural, luego las unía con mortero de barro para construir su vivienda y le colocaba un techo de madera rolliza, cubierta con una gruesa capa de paja. Donde no había piedra, el hombre descubrió que podía sustituir la piedra con tierra húmeda, moldeada a mano y secada al sol. Así inventó el adobe y después hizo el molde. Monumentales conjuntos arqueológicos en el mundo, contruidos con unidades piramidales y esféricas moldeadas a mano o con forma de paralelepípedos rectos de base cuadrada o rectangular, según el molde usado, son testimonio de la construcción con tierra.

En Perú, Chan Chan, la ciudad preinca de barro más grande del mundo, con 36 km<sup>2</sup> de área y con muros de adobe y tapial muy gruesos y altos, es una muestra del dominio de la tecnología constructiva que tuvieron los chimús, habitantes de esa zona costera de intensa sismicidad. Pero generalmente, el antiguo poblador peruano prefirió no construir en la costa. Buscó los valles y laderas interandinas de la sierra, donde los sismos son de menor intensidad y menos frecuentes, lo que les permitía tener muros de menores espesores

Es en la colonia cuando se comienza a usar el adobe con las características de la tecnología del ladrillo, reduciendo el espesor del muro. Los sismos enseñaron que con menores espesores sólo se podía construir muros de adobe de un piso, utilizando un material liviano para el segundo: "la quincha", tecnología de madera y caña, muy utilizada en bellas casonas y en templos de anchos muros de adobe con bóvedas de quincha.

Después, el concreto y el ladrillo desplazan al adobe en las ciudades y éste queda relegado para las áreas rurales o urbano marginales, donde las familias de escasos recursos sólo tienen la tierra y sus manos para hacer sus viviendas. Sin embargo, la riqueza tecnológica de sus antepasados quedó olvidada y las edificaciones de adobe se construyen ahora con graves deficiencias técnicas que las hacen vulnerables ante sismos severos.

En Perú, un sismo sucedido en 1970, seguido de un aluvión por desprendimiento de un pedazo de glaciar del Huascarán, el segundo pico nevado más alto de Sudamérica, destruyó la ciudad de Yungay, muriendo 70.000 personas; se hizo evidente, una vez más, la vulnerabilidad de las construcciones de adobe. Sin embargo, se observó que en Coshco, a pocos kilómetros del epicentro, muchas viviendas de adobe no fueron dañadas. Esto despertó el interés de realizar estudios metodológicos del comportamiento de las viviendas de adobe ante sismos severos y la búsqueda de soluciones para lograr mejorar su sismo resistencia.

### **LAS INVESTIGACIONES**

Los estudios mostraron que los problemas de la vulnerabilidad se originaban principalmente por unión deficiente de muros, mala práctica constructiva, deterioro o erosión de los muros por falta de protección ante lluvias y por acción de insectos que perforan los muros, debilitándolos.

Se analizaron las principales fallas estructurales por esfuerzo cortante, flexión, tracción y tracción diagonal; las características de las unidades y el proceso constructivo.

La Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) y el Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda, ININVI, propusieron y desarrollaron un adobe cuadrado modular, con muescas especiales en los lados para permitir el paso del refuerzo de caña del muro.

A la mezcla de barro le adicionaron asfalto en frío RC-250 para darle impermeabilidad y evitar la acción destructora del muro de adobe por parte de las chirimachas que anidan en éste. Paralelamente la Pontificia Universidad Católica del Perú estudió el adobe común, de forma rectangular, utilizando estabilizantes naturales (paja, cascarilla de arroz, goma de tuna, etc.).

En los estudios realizados se ensayaron unidades, pilas, muretes, muros y ambientes completos, con diferentes tipos de arriostres y refuerzos. Los resultados de ambas investigaciones permitieron formular la Norma Técnica Peruana de Fabricación del Adobe Estabilizado con Asfalto y la Norma E-080 Adobe del Reglamento Nacional de Edificaciones.

La primera establece las características y proceso de fabricación de las unidades y, la segunda, las consideraciones técnicas de diseño y proceso constructivo. Su aplicación permite ahora la construcción segura de edificaciones de adobe, dentro de ciertas condiciones, evitando su colapso.

## **LAS UNIDADES DE ADOBE**

La Norma Peruana distingue dos tipos de adobes: el **Adobe Común**, que se fabrica con barro sin cocer y, eventualmente, con un componente natural, como paja, ichu, cascarilla de arroz, goma de tuna, etc. y el **Adobe Estabilizado** que es el adobe común al que se le ha incorporado otros materiales (asfalto RC-250, bitumen, etc.), con el fin de mejorar sus condiciones de estabilidad ante la presencia de humedad.

### **Selección de canteras**

Para hacer o labrar adobes los suelos recomendables son los que contienen un balance apropiado de arena (55% a 70%), limo (15% a 25%) y arcilla (10% a 20%). Estos porcentajes pueden variar cuando se fabrican adobes estabilizados.

*Suelos arcillosos* ocasionan demasiado encogimiento y rajaduras; el constante aumento y disminución de agua produce adobes fácilmente erosionables.

*Suelos arenosos* no ofrecen mayor ligazón entre partículas, generando adobes de poca fuerza cohesiva, que se desmoronan. *Suelos con excesiva materia orgánica* no son aptos por su gran encogimiento, baja resistencia y poca duración ante la humedad. No son recomendables

*Suelos con sales solubles* no son recomendables, por el deterioro que se produce en los adobes ante la presencia de la humedad.

Para determinar en el lugar la calidad de la cantera se pueden realizar diferentes pruebas muy simples: las pruebas del rollito, la botella, la bolita y el disco o hacer adobes de prueba y observar su comportamiento.

Si se quiere impermeabilizar el adobe se puede ensayar con diferentes porcentajes de asfalto (1% a 3% en peso), tomándose el mínimo necesario que cumpla los requisitos señalados.

### Formas y dimensiones

Los adobes pueden ser cuadrados o rectangulares, en estos últimos el largo será aproximadamente el doble del ancho. La relación largo / altura es de 4 / 1. En lo posible la altura debe ser mayor a 8 cm y no más de 10 cm.

### Preparación del barro

Se prepara el barro con tierra seleccionada, libre de piedras mayores de 5 mm y elementos extraños, para lo cual se puede tamizar. Luego, se procede a humedecerla totalmente y dejarla en reposo durante 24 o 48 horas antes de proceder al moldeado. A esta operación se denomina *podrir* o *dormir* el barro. El mezclado del barro puede ser manual o mecánico, dependiendo del volumen de obra y de la disponibilidad de la mano de obra.

### Moldes y moldeo

Para el moldeo se usan moldes o gaveras con fondo o sin fondo. En los moldes con fondo se logra una mejor compactación del barro y la labor se puede realizar a pie, con menor fatiga del trabajador. El molde sin fondo permite un mayor avance, pero es menor la compactación y obliga al trabajador a mayor esfuerzo por el moldeo en el suelo. El molde se llena con fuerza, de una sola vez, para que el barro se distribuya en todo su volumen. En ambos casos se usa una reglilla para retirar los excesos de barro. Después de cada uso, el molde se limpia y rocía con arena fina, para evitar que el barro se adhiera al molde.

### Tendales y secado

Los adobes se secan en un área o tendal limpio, nivelado y suficientemente extenso para albergar la producción de una semana. Para evitar la adherencia entre el adobe y el tendal, a fin de que no se produzcan grietas y rajaduras, se coloca una capa de arena fina. Si el tendal es salino, la capa debe ser aislante cuidadosamente preparada.

El tiempo del secado varía de acuerdo al clima, puede tardar de 2 a 4 semanas. Si el clima es muy caluroso es mejor secar los adobes a la sombra durante los primeros 2 días para evitar las grietas. Cuando la consistencia de los adobes lo permita (3 a 5 días) se les coloca de canto para asegurar un secado más rápido, completo y uniforme. Después se puede apilar “de canto”, para que circule el aire entre los adobes, hasta que complete su secado.

## REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

La Norma Peruana establece **requisitos de diseño** con carácter de mínimos, considerando que se debe realizar el estudio y cálculo correspondientes para definir dimensiones y características de las construcciones de adobe simple y adobe estabilizado. Las principales condiciones y requisitos son los siguientes:

La *altura de las construcciones de adobe* se limita a un solo piso en zonas sísmicas y dos pisos en las zonas poco sísmicas. Dependiendo de la esbeltez de los muros, se deberá incluir la *colocación de refuerzos* que mejoren el comportamiento integral de la estructura.

Las *fallas de estructuras de adobe* no reforzadas, debidas a sismos, son frágiles. Usualmente la poca resistencia a la tracción de la albañilería produce la falla del amarre de los muros en las esquinas, empezando por la parte superior; esto aísla los muros unos de otros y conduce a una pérdida de estabilidad lateral, produciendo el desplome del muro fuera de su plano. Si se controla la falla de las esquinas, entonces el muro podrá soportar fuerzas sísmicas horizontales en su plano, las que pueden producir el segundo tipo de falla que es por fuerza cortante, en ese caso aparecen típicas grietas inclinadas de tracción diagonal.

Las construcciones de adobe deben tener *suficiente longitud de muros en cada dirección*, de ser posible todos portantes; tener una *planta* que tienda a ser *simétrica*, preferentemente *cuadrada*. Los *vanos serán pequeños y de preferencia centrados*.

Los muros necesitan ser *protegidos de la humedad y la erosión*, por ser la principal causa de su deterioro, con recubrimientos resistentes a la humedad, cimientos y sobrecimientos que eviten el contacto del muro de adobe con el suelo, veredas perimetrales, aleros y sistemas de drenaje adecuados.

El **sistema estructural de las construcciones de adobe** estará compuesto de cimentación, muros, elementos de arriostre horizontal, elementos de arriostre vertical, entrepiso, techo y refuerzos.

### Cimentación

Se prohíbe las construcciones de adobe en suelos granulares sueltos y en suelos cohesivos medianos, blandos o de arcillas expansivas; igualmente en zonas propensas a inundaciones, cauces de avalanchas o aluviones (huaycos) o suelos con inestabilidad geológica.

La cimentación deberá transmitir la carga de los muros al terreno de acuerdo a su esfuerzo permisible y tendrá una profundidad mínima de 60 cm, medida a partir del terreno natural y un ancho mínimo de 40 cm.

La cimentación comprende el cimiento, el sobrecimiento y el solado. El cimiento puede ser de concreto ciclópeo o mampostería de piedra asentada con barro. En zonas no lluviosas de comprobada regularidad e imposibilidad de inundación, se permite el uso de mortero de barro con paja.

El sobrecimiento también serán de concreto ciclópeo o mampostería de piedra asentada con mortero de tierra y algún aglomerante como cemento, cal o asfalto y tiene una altura tal que sobresale como mínimo 20 cm sobre el nivel del suelo. El solado es una capa de concreto ciclópeo, de 10 cm de espesor que cubre y nivela el fondo de la zanja para un adecuado emplantillado de los refuerzos verticales.

La cimentación asentada con mortero de barro y paja sólo es admisible en zonas donde se ha comprobado una buena resistencia de suelos.

### Muros

Deberá considerarse la estabilidad de todos los muros. Esto se consigue controlando la esbeltez y utilizando arriostres o refuerzos<sup>1</sup>. El espesor de los muros será función de la altura libre<sup>2</sup> de los mismos y de la distancia entre los elementos de arriostre vertical. La distancia máxima entre los elementos de arriostre vertical, será la menor de las siguientes expresiones:

$$l_{\text{máx}} = 64e_m^2/h_1 \quad \text{o} \quad 12 e_m \quad \text{donde: } e_m = \text{espesor del muro arriostrado} \\ h_1 = \text{altura libre del muro}$$

En general los vanos deberán estar centrados. El borde vertical no arriostrado de puertas y ventanas deberá ser considerado como borde o extremo libre<sup>2</sup>.

El ancho máximo de puertas y ventanas (vanos) será 1/3 de la longitud del muro. La distancia entre el borde libre al arriostre vertical más próximo no será < 3 ni > 5 veces el espesor del muro.

---

<sup>1</sup> Muro arriostrado : Es un muro cuya estabilidad lateral está confinada a elementos de arriostre horizontales y/o verticales.  
Vigas soleras : Son elementos que conectan a los techos con los muros y adecuadamente diseñados, actúan como elementos de arriostre horizontal (ver Sección 7.4). Su uso es obligatorio.  
Contrafuerte : Es un arriostre vertical construido con ese único fin.

<sup>2</sup> Altura libre de muro : Es la distancia vertical entre elementos de arriostre horizontales.  
Extremo libre de muro : Es el borde vertical u horizontal no arriostrado de un muro

Se exceptúa la condición de 3 veces el espesor del muro en el caso que el muro esté arriostrado al extremo. La distancia mínima entre bordes libres (ancho de vano) será de 0.80 m.

Las unidades deben estar secas antes de su utilización y se dispondrá en hiladas sucesivas considerando traslapes. En caso de muros cuyos encuentros sean diferentes a 90° se diseñarán bloques especiales, detallándose los encuentros.

### Elementos de arriostre<sup>3</sup>

Para que un muro se considere arriostrado y garantizar una apropiada transferencia de esfuerzos, deberá existir suficiente adherencia o anclaje entre éste y sus elementos de arriostre. Los elementos verticales de arriostre tendrán una adecuada resistencia y estabilidad para transmitir las fuerzas cortantes a la cimentación.

Se considera arriostre horizontal al elemento o conjunto de elementos que posean una rigidez suficiente en el plano horizontal como para impedir el libre desplazamiento lateral de los muros. El arriostre horizontal más usado es la viga collar o solera.

Los elementos de arriostre horizontal se diseñarán como apoyos del muro arriostrado, considerándose a éste como losa vertical sujeto a fuerzas horizontales perpendiculares a él. Se deberá garantizar la adecuada transferencia de esfuerzos entre el muro y sus arriostres, los que deberán conformar un sistema continuo e integrado.

### Refuerzos

De acuerdo a la esbeltez de los muros, que se indican en la siguiente tabla, se requieren refuerzos especiales, éstos tienen como objetivo mejorar la conexión en los encuentros de muros o aumentar la ductilidad de los muros. Se detallarán especialmente los anclajes y empalmes de los refuerzos para garantizar el comportamiento eficaz.

#### ARRIOSTRES Y REFUERZOS OBLIGATORIOS

Esbeltez	Tipo de arriostres y refuerzos	Espesor mínimo del muro (m)	Altura mínima del muro (m)
Esbeltez < 6	Solera	0,4 - 0,5	2,4 - 3,0
6 < esbeltez < 8	Solera + elementos de refuerzo horizontal y vertical en los encuentros de muros	0,3 - 0,5	2,4 - 4,0
8 < esbeltez < 9	Solera + elementos de refuerzo horizontal y vertical en toda la longitud de muros	0,3 - 0,5	2,7 - 4,5

En casos especiales la esbeltez podrá ser > 9 y < 12, siempre y cuando se respalde con un estudio técnico que considere refuerzos que garanticen la estabilidad de la estructura.

### Caña, madera o similares

Los refuerzos son tiras colocadas horizontalmente cada cierto número de hiladas (máximo cada 4 hiladas) y están unidas entre sí mediante amarres adecuados en los encuentros y esquinas. Se usan en los encuentros o esquineros de los muros o en toda la longitud de los muros, dependiendo de lo indicado en la tabla anterior. Entre los refuerzos más utilizados están las bambusas (caña brava, carrizo y caña de guayaquil), madera o similares y malla de alambre electrosoldada.

<sup>3</sup> Arriostre : Elemento que impide el libre desplazamiento del borde de un muro.

Si se utilizan unidades de más de 10 cm. de altura, las tiras de caña tendrán un espaciamiento de 40 cm. como máximo. Las tiras de caña o similares se colocan necesariamente coincidentes con el nivel superior o inferior de todos los vanos.

Se colocan cañas o elementos de características similares como refuerzos verticales, ya sea en un plano central entre unidades de adobe o en alveólos de mínimo 5 cm de diámetro dejados en los adobes. La distancia máxima entre refuerzos verticales será de 60 cm. En ambos casos se rellenarán los vacíos con mortero.

El refuerzo vertical deberá estar anclado a la cimentación y fijado a la solera superior. Se usará caña madura y seca o elementos rectos y secos de eucalipto u otros similares.

Se podrá usar madera en dinteles de vanos y vigas soleras sobre los mismos. La viga solera se anclará adecuadamente al muro y al dintel si lo hubiese.

#### *Malla de alambre electrosoldada*

Se puede usar malla de alambre electrosoldada como refuerzo exterior adosado a la superficie del muro y anclado adecuadamente a éste. Debe estar protegido por una capa de mortero de cemento / arena de 4 cm. aproximadamente. La colocación de la malla puede hacerse en una o dos caras del muro, en cuyo caso se une ambas capas mediante elementos de conexión a través del muro. Su uso es eficiente en las esquinas, asegurando un traslape adecuado.

#### *Columnas y vigas de concreto armado*

El Reglamento Nacional de Edificaciones acepta el uso de columnas de concreto armado, como confinamiento de muros de adobe, se usa en casos de que el espesor del muro no exceda de 25 cm. Se utiliza para unir los adobes un mortero con cemento para poder anclar alambre de 1/4" cada tres hiladas, con la finalidad de conseguir una adecuada transmisión de esfuerzos entre muro y columna.

Se usa vigas soleras de concreto armado para contribuir a formar un diafragma rígido en el nivel en el que se construya; pueden ser colocadas en varios niveles, formando anillos cerrados, pero principalmente se coloca en la parte superior. Se combina con elementos de refuerzo vertical como cañas y columnas de concreto armado.

De acuerdo al espesor de los muros se debe colocar el refuerzo que se indica en la tabla de Arriostres y refuerzos obligatorios. En casos especiales se puede considerar espesores de muros de 20 a 25 cm, siempre que se respalde con un estudio técnico que considere refuerzos verticales y horizontales.

#### *Mochetas o pilares*

Es posible también usar mochetas o pilares en el cruce de muros, prolongando éstos, de modo tal que su longitud en la base no sea menor que tres (3) veces el espesor del muro. Además de su función primordialmente estructural pueden servir a propósitos funcionales y estéticos.

### **TECHOS**

Los techos deben en lo posible ser livianos, distribuyendo su carga en la mayor cantidad de muros, evitando concentraciones de esfuerzos sobre éstos. La viga solera es el nexo entre los muros y los techos. Todo el conjunto debe fijarse adecuadamente: los muros a la viga solera y ésta a los techos. Se recomienda colocar por lo menos 3 o 4 hiladas de adobe sobre la viga solera.

Los techos se diseñan de tal manera que no produzcan en los muros empujes laterales que provengan de las cargas gravitacionales.

En general, los techos livianos no pueden considerarse como diafragmas rígidos y por lo tanto no contribuyen a la distribución de fuerzas horizontales entre los muros.

La distribución de las fuerzas del sismo se hará por zonas de influencia sobre cada muro longitudinal, considerando la propia masa y las fracciones pertinentes de la masa de muros transversales y la del techo.

En el caso de utilizar tijerales, el sistema estructural del techado deberá garantizar la estabilidad lateral del mismo. Siempre deberá diseñarse encuentros, uniones, apoyos, ubicación de canaletas, así como la fijación de la cobertura.

## **MORTEROS <sup>4</sup>**

### *Mortero Tipo I:*

Mortero de cemento y algún aglomerante (cemento, cal o asfalto). Para la mezcla se usa la cantidad de agua que permita una adecuada trabajabilidad. Las proporciones dependen de las características de los agregados y de otros componentes que puedan emplearse.

### *Mortero Tipo II:*

La composición del mortero debe cumplir los mismos lineamientos que cumple la del adobe y de ninguna manera tendrá una calidad menor que las mismas. Se utiliza paja en una proporción no menor de una parte de paja por dos partes de tierra, en volumen (1% en peso). El agua se utiliza en cantidad necesaria para que la mezcla sea trabajable. Las juntas horizontales y verticales no deberán exceder de 2 cm y deberán ser llenadas completamente.

### *Recubrimientos:*

Los muros de adobe simple, deberán protegerse mediante enlucidos resistentes a la acción de la erosión y el intemperismo.

## **EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

### **Obras preliminares**

El procedimiento constructivo es similar a la de una construcción convencional de albañilería. Se inicia haciendo una limpieza general del área de trabajo, eliminando piedras grandes, materia orgánica, basura, vegetación, etc.

Para el trazo y replanteo de zanjas de la cimentación y las instalaciones se usan balizas, ubicadas y fijadas de modo que sirvan durante la ejecución de la obra para verificar el alineamiento de cimientos, sobrecimientos y muros, así como la ubicación de arriostres y refuerzos. Se marca un nivel de referencia para establecer los desniveles del terreno, verificar la profundidad de la cimentación, las pendientes de tuberías, alturas de muros y techos.

### **Movimiento de tierras**

Las excavaciones se hacen de acuerdo a lo especificado en el proyecto estructural. El fondo de las zanjas debe ser limpio y nivelado. Si en el proyecto se indica uso de refuerzos verticales, éstos se ubican y anclan convenientemente antes del vaciado del cimiento; es recomendable usar dados de concreto o yeso - cemento (diablo fuerte) para evitar su deslizamiento.

---

<sup>4</sup> Mortero : Material de unión de los adobes. Puede ser barro con paja o barro con paja y otro componente como asfalto, cemento, cal, arena gruesa, etc.

## Cimentación

En el cimientado de piedra asentada con barro o concreto ciclópeo con piedra grande, debe cuidarse que las piedras queden totalmente embebidas en la mezcla de barro o concreto, sin chocar unas con otras. Las características de la cimentación (dimensiones, mezclas, etc.) se sujetan a lo indicado en los planos y se tiene en cuenta las especificaciones dadas en las normas.

Cuando se usa cimientado de concreto ciclópeo, primero se vacía un solado de fondo de 10 cm de espesor, sobre el cual se apoyan los dados de concreto que fijan los refuerzos verticales. Las mezclas a utilizar en una cimentación de concreto ciclópeo son, en volumen, las siguientes:

Especificación	Cemento	Hormigón <sup>5</sup>	Piedra
Solado	1	12	sin piedra
Cimientado	1	10	30% p. grande
Sobrecimientado	1	8	25% p. mediana

## Alzado del muro

Antes del asentado es muy importante hacer una prolija limpieza de los adobes para evitar problemas de resistencia por falta de adherencia entre adobe y mortero. Los adobes deben estar secos.

Se debe diseñar un *plano de hiladas*, con el fin de garantizar tanto los amarres entre hiladas, como los detalles de los pasos de refuerzos e instalaciones eléctricas. Las instalaciones sanitarias no deben empotrarse en los muros, se colocan empotradas en los pisos y adosadas a los muros.

Si se utiliza caña como *refuerzo* es conveniente impermeabilizarlas, puede usarse dos capas de asfalto RC-250 diluido en 10% a 20% de gasolina o kerosene.

Las *juntas horizontales y verticales* tendrán 2 cm de espesor y deben ser llenadas totalmente. Durante todo el proceso de alzado del muro, al colocar cada hilada, se debe verificar el *alineamiento y la verticalidad*, usando nivel y plomada, respectivamente. Se cuidará de avanzar por día máximo 1,20 m de altura, para evitar el aplastamiento del mortero en las primeras hiladas, después de 24 horas se puede proseguir el proceso.

El mortero más usado es el de cemento - arena, en proporción 1: 5 a 1:10. Es de mayor costo que los morteros de tierra, pero su comportamiento en caso de sismos es muy satisfactorio. Cuando se hace muros de adobe estabilizado se puede usar morteros de cemento - tierra arenosa, en proporción 1:10, con 1% de asfalto RC-250.

Los muros de adobe tienen que tener refuerzos interiores, de acuerdo a lo que se establezca en los planos de estructuras. Su colocación durante la construcción debe respetar lo especificado.

Usualmente se colocan las cañas verticales cada 60 cm y las horizontales máximo cada 4 hiladas. Las cañas verticales y horizontales deben estar muy bien entortoladas entre sí y deben quedar muy bien embebidas en el mortero para garantizar la adherencia.

Es importante pintar las cañas con asfalto disuelto en algún solvente para evitar la pérdida de la adherencia por cambios volumétricos de las cañas, en especial si se usa partida o en tiras, puesto que la pulpa estará en contacto con el agua.

<sup>5</sup> Hormigón: Es una mezcla natural de agregado fino y grueso. Deberá ser bien graduado entre las mallas estándar ASTM 100 y la malla 2". Deberá estar libre de polvo, sustancias deletéreas y materia orgánica.

### **Viga solera**

Uno de los principales arriostres en las construcciones de adobe es la viga solera, constituyendo una parte fundamental de la estructura.

No sólo cumple la función de amarrar todos los muros, sino también distribuye uniformemente la carga sobre éstos. Además se amarra con las cañas verticales.

La viga solera debe fijarse convenientemente a los muros. Puede ser de madera, rolliza o aserrada; en ese caso serán dos largueros unidos por piezas transversales, para facilitar el procedimiento constructivo. El amarre a las cañas (con alambre N° 12 o soguilla) no sólo fija a éstas sino contribuye a la fijación de la viga en los muros.

Es posible utilizar también concreto armado para la viga solera. Su peralte puede ser reducido y la armadura que lleve será de la mínima cuantía indispensable.

Es preferible llevar los vanos de puertas y ventanas hasta la viga solera, utilizando una sobreluz sobre las puertas, evitando los dinteles que causan concentración de esfuerzos en los muros. Pero, si se desea usarlos, deberán conectarse a la viga solera para que trabajen conjuntamente en caso de sismos.

### **Techos**

Siguiendo las especificaciones dadas en las normas, los techos deben ser livianos. Uno de los más utilizados, sobre todo en zona de lluvias, son los que usan tijerales de madera rolliza o aserrada. Sobre ellos se colocan correas y sobre éstas un “enchaclado de caña”. Encima se cubre con torta de barro, que puede ser estabilizada con asfalto con un 50% de pasto seco.

Si se desea se puede colocar como cobertura final tejas de cemento (son más livianas que las de cerámica), láminas de zinc o de asbesto cemento. Se recomienda usar aleros en zonas lluviosas para proteger los muros.

En las construcciones de adobe es especialmente importante estudiar las pendientes de los techos y las características de impermeabilidad, aislamiento térmico y longitud de los aleros de acuerdo a las condiciones climáticas de cada lugar.



# UN RECONOCIMIENTO DE LA PROGRESIVIDAD HABITACIONAL Y LA PRODUCCIÓN SOCIAL DEL HÁBITAT

Aurelio Ferrero - Laura Basso

Centro Experimental de la Vivienda Económica (CEVE) - (AVE-CONICET)

## 1. La ciudad como molde de la cultura

A fin de brindar un marco referencial particular desde el aspecto tecnológico constructivo, abordaremos el tema de la progresividad habitacional rescatando y enlazando definiciones y conceptos propios junto a los de otros autores que compartimos.

Quiénes estamos en esta temática tenemos una mirada similar respecto de los diagnósticos, de manera que entraremos de lleno al tema constructivo y espacial volviendo cada vez que sea necesario a rastrear ciertas lógicas de producción vinculadas a las causas de la pobreza, que en definitiva son, sin lugar a dudas, el origen del fenómeno de la progresividad que intentaremos abordar aquí.

Lo haremos mas cerca de las intervenciones posibles que desde la observación del fenómeno, porque partimos de una experiencia personal e institucional mas proveniente de diversos proyectos de acción directa e inversión que de estudios o evaluaciones de los asentamientos espontáneos.

En el curso actual de los acontecimientos mundiales, con pobreza y migraciones favorecidas directamente por decisiones globalizadas de un determinado sistema, quedan claramente reflejadas y expuestas las tensiones que esas decisiones provocan en las ciudades. Como señaláramos en otra oportunidad:

*“(...) En este marco, los pobres no ‘esperan’ que en la ciudad se les busque un destino o una localización, sino que ‘operan’ sobre la trama urbana, tallando su estructura e incorporando su propia impronta a la necesidad de abrigo y supervivencia”.*(Ferrero, 2002).

Es así que compartiendo el concepto que viene manejándose en HIC-AL ratificamos que:

*“(...) entendemos a la producción social del hábitat como todos aquellos procesos generadores de espacios habitables, componentes urbanos y viviendas, que se realizan bajo el control de autoproductores y otros agentes sociales que operan sin fines lucrativos; involucran generalmente la participación activa y organizada de los*

*propios beneficiarios en todas las fases del proceso buscando producir espacios de una mayor calidad que expresen la cultura de quienes han de habitarlos. En su desarrollo, estos procesos no están basados en la lógica mercantil que privilegia el valor de cambio y la maximización de utilidades, lo que implica que es importante identificar conceptos alternos para explicar procesos distintos y para entender las diferencias de concepción y de prácticas de los mismos".(HIC-AL, 2005).*

En este contexto, la *progresividad* resulta ser un fenómeno espacio-tiempo que en los últimos tiempos se ha considerado como un factor estructurador diferente del espacio residencial de las periferias más pobres. A partir de su identificación, se han realizado numerosos estudios que se refieren a la observación de procesos masivos y espontáneos de producción del hábitat, por llamarlos de algún modo, los cuales definitivamente han desarrollado un enfoque alternativo en el aspecto socio-urbanístico. Buena parte de estos estudios han nutrido las estrategias de intervención a partir de su comprensión profunda y multidimensional .

Al mismo tiempo, esto saca a la superficie un conflicto que no se resuelve fácilmente cuando se enfrentan teorías urbanas que aceptan, y otras que no, la inclusión de los pobres como actores con derechos propios en los nuevos escenarios.

La *progresividad* no es un fenómeno nuevo en la construcción a través del tiempo, sin embargo en estos asentamientos habitar es simultáneo al hecho de conformar y completar los espacios mínimos necesarios, siendo ésto lo mas reciente y novedoso. En otras palabras, a partir del rápido crecimiento de las ciudades en los años `60, al ser visto el tema habitacional como un proceso de gradual consolidación en paralelo al uso mismo, también se abrieron nuevos paradigmas en las relaciones de la sociedad y el espacio construido por los pobres de las ciudades latinoamericanas.

A pesar de lo mucho que se ha discutido con respecto a la validez y eficacia con que han llevado a cabo los habitantes en forma espontánea y autónoma los asentamientos, debe reconocerse que han contribuido a orientar políticas públicas en forma creciente, o al menos a considerarlos en nuevas maneras de concebir ciudad. Estas no han podido absorber el crecimiento de las poblaciones mas pobres, resultando entonces formas espaciales diferentes de desarrollo que han estado influenciado por una variedad de factores físicos, sociales, económicos y culturales, expresados con todas sus contradicciones en este molde de sociedad que son las ciudades contemporáneas.

Podemos decir entonces que el origen del fenómeno de la *progresividad* es la pobreza, y que vale el esfuerzo de caracterizarla y definirla desde una posición transformadora y no sólo diagnóstica, reconociendo todas las dimensiones y las fuerzas sociales que subyacen para aportar a la construcción de las políticas públicas:

*"(...) considerando que las personas no constituyen el problema, sino el recurso para producir las transformaciones". (Ferrero, Pipa, Basso, Peyloubet, 2005).*

Si bien es cierto que las familias en condiciones de marginalidad no podrán en forma inmediata tener a su disposición toda la calidad de vivienda que necesitan, al menos deberían tener la oportunidad de hacerlo gradualmente, en la medida que previamente hayan sido creadas las condiciones adecuadas para que esto pueda suceder. Además, como la vida familiar cambia, la vivienda debería permitir grados de adaptación física pues en caso contrario puede producirse una pérdida de su capacidad para satisfacer las necesidades de habitar, con la consiguiente disminución en la calidad de vida para sus moradores. Es por este motivo es que algunos autores han planteado que:

*"(...) es necesario conocer los móviles y aspiraciones que están detrás del proceso de acondicionamiento del hábitat que desarrollan los sectores marginales, para poder*

*comprenderlo y orientarlo hacia niveles mejores de vida". (Sepúlveda, Puente Lafoy, Torres Rojas, Muñoz Salazar, 1994)*

## 2. Las variables que interactúan

Con el objetivo de agrupar dimensiones para un análisis más comprensible, entendemos la complejidad del tema del espacio construido desde tres ejes principales:

- el aspecto *económico-financiero*
- el *socio-político y cultural*
- el *tecnológico-constructivo*

Incluyéndolos por supuesto en el contexto normativo y legal que cada sociedad tenga en un momento y lugar determinados.

En cada uno de estos ejes, se pueden identificar diversas variables que han de incidir directa e indirectamente en el proceso de consolidación del hábitat social. Por ejemplo, en el aspecto socio político y cultural podremos observar la incidencia de variables como la historia local y nacional, las estructuras funcionales, la cultura, los modos de vida y el marco político jurídico. Asimismo, en el aspecto espacial ligado a lo tecnológico-constructivo las variables que intervienen pueden ser: la geografía y el ambiente, el suelo, la ciudad, los servicios y la infraestructura, y la vivienda en sí. En cuanto al eje económico-financiero, éste contempla las relaciones que deberán establecerse con el sistema económico, la conectividad urbana, las estrategias financieras y los modos productivos.

Al mismo tiempo, estos tres grandes ejes se entrelazan en un sola realidad que, sólo a los fines del análisis, deberán ser tomados como una parcialidad. Al manifestarse en forma conjunta, su conectividad es total, tal como lo es la huella que deja el hombre con su presencia en el territorio que ocupa. Y es precisamente allí donde se podrá decodificar su sistema de valores.

Por lo dicho anteriormente, proponemos enfocar el análisis de la problemática de la producción social del hábitat con una visión sistémica y compartida con las mismas poblaciones, desde las causas del problema (no desde sus síntomas) y trabajando las propuestas hacia los derechos que otorga la condición humana. Al analizar entonces las variables que intervienen en un modelo de gestión integral del hábitat, podremos observar que las mismas van a determinar tanto las causas como las formas de abordar la solución del problema. De esta manera, entre ellas podremos mencionar:

- *El aspecto social:* que hace referencia a la gestión, las formas de organización comunitaria, la participación y la inclusión social.
- *El aspecto espacial:* en el que intervienen el suelo, los servicios, el diseño y la construcción.
- *El aspecto económico:* o sea, la financiación, la administración, la accesibilidad y la producción.

A partir de su identificación y desde el enfoque integral de la gestión habitacional, habrá que preguntarse entonces en cada intervención: ¿cómo han interactuado estas dimensiones en la actual estructura urbana de los asentamientos mas pobres? ,¿cuál será el modelo de gestión a ser empleado?, ¿quiénes serán los actores? y ¿qué roles van a desempeñar?, y además: ¿cuáles tecnologías han de ser utilizadas en cada ocasión?, de qué modo serán utilizadas y en busca de qué resultados.

### 3. Elementos de reflexión acerca de la progresividad habitacional

Para acercar elementos de reflexión sobre el tema, partiremos de algunos considerados generales, que enumeraremos a continuación:

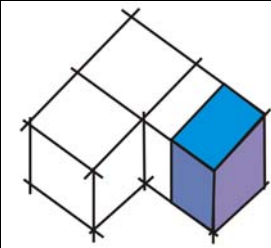
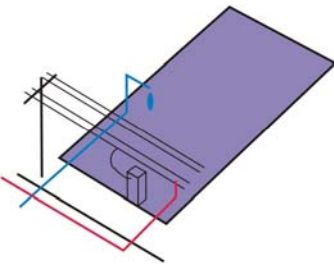
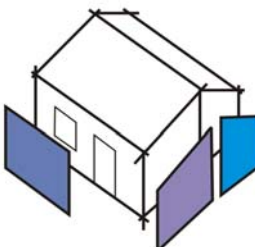
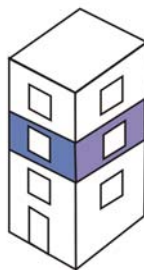
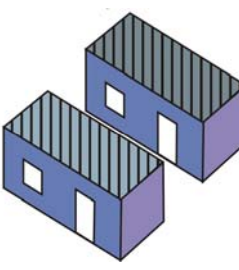
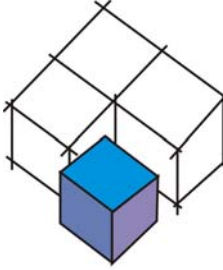
- Desde el punto de vista del confort, es obvio que la falta de satisfacción parcial o total de las necesidades espaciales no resulta positiva para ninguna persona.
- La *progresividad* tiene origen en el hecho de que los pobres no tienen todos los elementos necesarios para solucionar de una sola vez sus problemas de hábitat, lo cual implica una debilidad. Aunque también, existen ciertas capacidades que encuentran en la *progresividad* una vía para desarrollar crecimientos y cambios sociales.
- La *progresividad* en la posesión de la tierra y de los servicios tiene un componente muy fuerte, ligado a los derechos individuales y las luchas sociales, es decir, a la política y a los sistemas socio-económicos imperantes. Este componente ha sido capaz de modificar la historia de las ciudades, sus estructuras jurídicas y las relaciones de fuerza de los sectores de la sociedad a partir de la contienda por el territorio. Las energías movilizadas tienen habitualmente una impronta que se da en contra de las lógicas técnicas, ya que en realidad tienen una lógica delineada por los hechos sociales y políticos. Por lo cual resulta necesario un análisis independiente el tema de la *progresividad* en lo urbano, en lo colectivo, debido a que interactúa con el conjunto de un modo diferente de lo que lo hace la mejora individual.
- Por lo dicho anteriormente, la *progresividad* en la vivienda se asienta más en una necesidad individual y, aunque haya mucho de compartido en la insuficiencia o en las estrategias de actuación, las energías liberadas tienden a distanciarse en el modo de las luchas sociales por lo colectivo. Autores Como John Turner afirman que lo individual hasta es negativo para los procesos integrados, al menos cuando son resueltos en forma aislada.
- A la hora de intervenir, en lo técnico-constructivo la *progresividad* tiene dos variables productivas fundamentales:
  1. Cuando se trata de comenzar *nuevas obras conjuntas o viviendas individuales*, más o menos al mismo tiempo y con similares características, donde pueden aplicarse ciertos criterios de producción seriada, de planificación masiva en lo constructivo, de aprovechamiento organizado de recursos que puedan ser potenciados por el seriado.
  2. Cuando se trata de *reparar o completar*, el punto central será la particularidad de cada caso y la tecnología deberá liberarse aún más como una oferta diversificada ajustable a la necesidad.

En ambos casos, el análisis vale para obras individuales o colectivas (viviendas, equipamiento urbano, equipamiento comunitario, intervenciones ambientales, de prevención y seguridad ante amenazas, etcétera).

A continuación se presenta un esquema de tipologías de vivienda para ilustrar las diferentes situaciones espaciales y constructivas, tema en particular que el CEVE, en

Argentina, ha desarrollado a través de investigaciones, intervenciones en programas de vivienda y en el área de los microcréditos para el mejoramiento e inicio de la vivienda:

**Tabla 1: Tipologías de Vivienda Progresiva**

Mejoramiento:	Lote con servicios / Pie de casa	Vivienda Cáscara o Semilla
<b>a- En los barrios</b> 		
<b>b- En centros urbanos</b> 	<b>Cobijo de emergencia</b> 	<b>Vivienda Crecedora</b> 

#### 4. Una variante desde el enfoque del riesgo en las alternativas habitacionales

Este es un enfoque que nos ha tocado trabajar en estos cuatro años en la Red XIVG "Hábitat en Riesgo", de CYTED, resultando importante destacar ciertas particularidades que tiene el tema. En este caso, la *progresividad*, puesta en la dinámica de los desastres, se abre a distintas alternativas de cobijos habitacionales.

Es útil recordar que en la *gestión del riesgo* encontraremos por lo menos tres grandes momentos: el de la *prevención*, el de la *contingencia* y el de la *reconstrucción*, en lo cuáles suelen tomarse diversas decisiones técnicas, pero lo importante será saber el clima institucional que se vive en cada uno de esos momentos. De acuerdo a nuestras observaciones:

(...) En la prevención, por ejemplo, el tema es más calmo y expresa el lugar donde las decisiones pueden esperar. El convencimiento gradual de las instituciones es lo que admite incorporar el tema dentro de la agenda respectiva, darle un lugar para el análisis, asignar los presupuestos y prever los funcionamientos operativos. El problema central para radicar la gestión del riesgo es que la temática sea aceptada e incorporada en cada espacio institucional y en cada ámbito de articulación.

*Frecuentemente, es la recurrencia de las amenazas lo que sensibiliza en mayor medida esta radicación en el seno de la sociedad y sus instituciones.*

*En la contingencia, otro de los momentos citados, la tensión es altísima y obviamente emergerán con fuerza los acuerdos y los desacuerdos, los estilos diferentes en toda su crudeza, ya que esta presión inmediata hace casi inexistentes las formas de la diplomacia que pueden funcionar en otras ocasiones. En esta tensión los hechos resultarán de la combinación de poder, de la autoridad, del manejo de recursos y de la capacidad de la que pueda disponer cada uno de los distintos actores. Pero no ya como una combinación ideal de roles, sino como consecuencia del encuentro de los actores, según su estado interno (de valores) y externo (de reconocimiento) al momento de la crisis.*

*En la reconstrucción la presión no será tan alta, pero las apetencias personales o sectoriales tendrán mayor tiempo y ocasión de surgir en busca de sus propios caminos. Los fondos económicos podrán acudir con presteza y en parte se logrará planificar, pero nuevamente ésto ocurrirá a partir de los valores que en ese momento tenga la sociedad acerca de lo social, lo espacial, lo económico, lo productivo, lo ambiental, etc., y de cómo estos valores interactúan entre sí.*

*En una demostración acelerada, verificaríamos la visión preexistente sobre qué y cómo se aplica un modelo de desarrollo. No hay duda de que esto será el producto de la acción de quienes estén en mejor situación para decidir, pero a su vez nos remite al tema de la inequidad en los sistemas decisorios. Un problema que también es una oportunidad, porque si existen impulsos latentes para el cambio la ocasión los destrabará y podrán darse importantes saltos cualitativos en el desarrollo de los modelos socio-económicos, espaciales, etc. Innegablemente, esto ocurrirá en la medida que otros valores hayan podido germinar y crecer en la potencialidad de los nuevos actores sociales facilitando su incorporación.(Ferrero, 2006)*

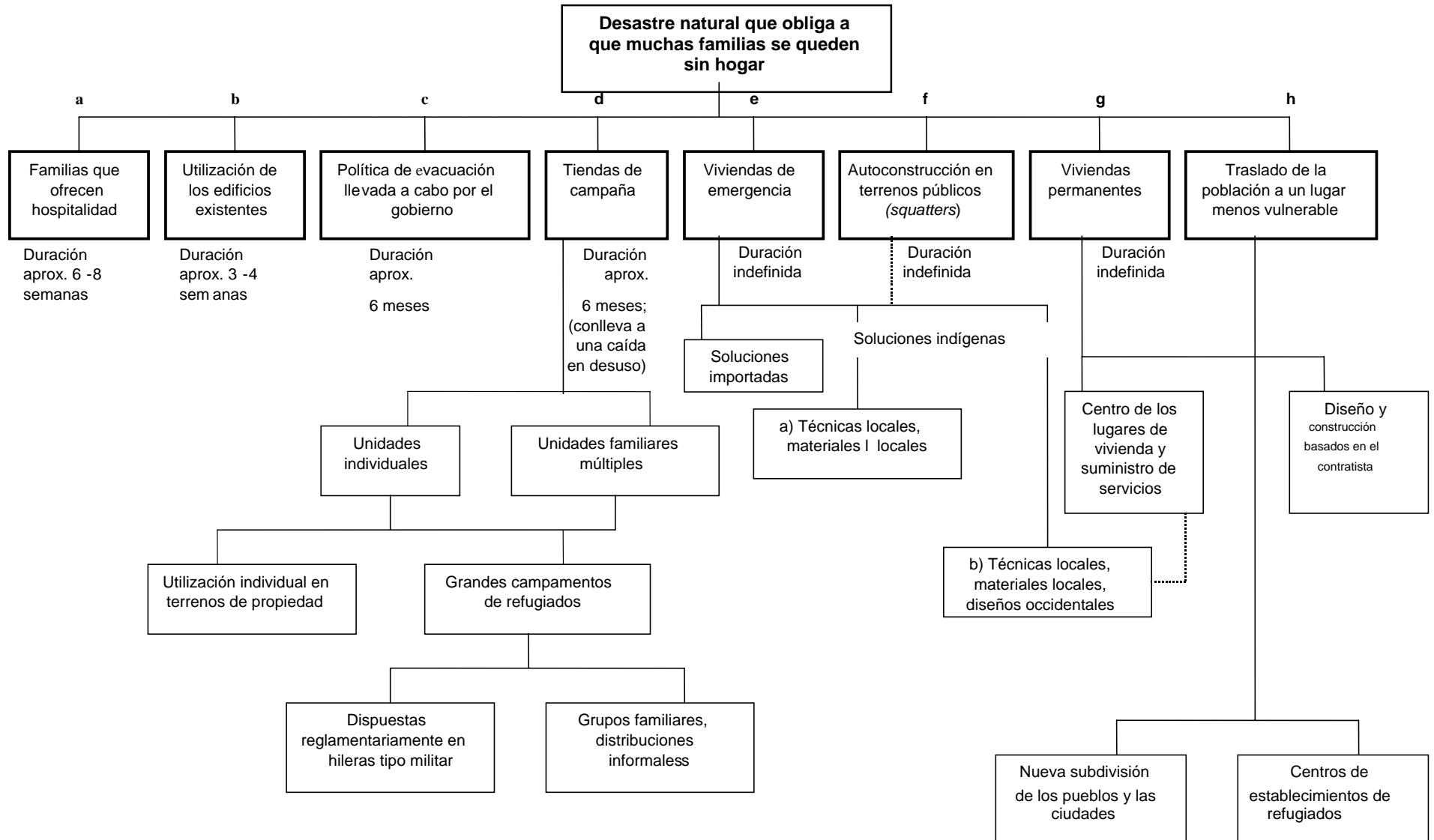
Resulta interesante revisar el tema de la *progresividad* en el hábitat popular, cuando ingresamos al enfoque desde la *gestión del riesgo*, fundamentalmente porque como se expresa en la anterior cita, el factor externo provoca una tremenda aceleración en los tiempos y en los conflictos tradicionales del acceso y uso del espacio para habitar. Diferentes tipos de “cobijos”, por buscar una denominación aún por debajo del concepto de “vivienda”, deben verse en el marco y particularidad de cada momento.

En las zonas de amenazas frecuentes, los temas de prevención y contingencia son más cercanos a las organizaciones de la defensa civil; no obstante, éste es un campo donde hay aún pocas propuestas desde los sectores académicos o de investigación. En la reconstrucción, los procesos son más parecidos a los tradicionales, sólo que en un marco de mayor atención logística y financiera, en la medida que al menos por un tiempo son foco de atención.

Por su vigente claridad para brindar un panorama de las distintas tipologías requeridas, presentamos a continuación un cuadro elaborado por Ian Davis en su libro *Cobijos habitacionales para emergencia (1980)*, en el cual podremos encontrar las alternativas de cobijos posibles:

Gráfico 1 – Pág. Siguiente

**Gráfico 1: Cobijos Habitacionales de Emergencia. Ian Davis (1980)**



## 5. Los componentes del diseño, de la construcción y de la producción de la vivienda

Ingresamos ahora al análisis más específico desde lo técnico-constructivo, recordando siempre que detrás de esto se encuentran las demás variables contenidas en los otros dos grandes ejes, lo social-organizativo y lo económico-financiero. Pero a su vez hay tres componentes particulares en la creación del espacio construido o a construir. Éstos son:

- 5.1. El diseño, referido a la utilización del espacio.
- 5.2. Los métodos y definiciones sobre el uso de materiales y componentes constructivos.
- 5.3. La producción, en los sistemas de fabricación, de montaje o ensamblado y de los mecanismos de adquisición.

Estos componentes desagregados, como los planteados en este trabajo, se presentan como temas básicos a desarrollar y con el objetivo de ordenarlos dentro de un esquema general para su análisis y profundización.

### 5.1. El diseño

El diseño del espacio en la producción del hábitat social resulta de una interacción de los tres ejes ya mencionados con anterioridad, los cuales en su conjunto se constituyen en los principales condicionantes del mismo. Esto significa que no hay decisión en el diseño que pueda desprenderse de los materiales y su forma de obtención, combinados naturalmente con las tendencias o costumbres de formas espaciales anteriores. Estas tendencias culturales sufren la necesaria adecuación, o directamente restricción, de los nuevos escenarios, por ejemplo, pérdida del patio, o inclusive nuevas formas espaciales como la del suelo creado ( construcciones sobrepuestas).

Los conceptos de flexibilidad y progresividad toman fuerza al hacerse evidente la necesidad de programar el proceso de evolución y transformación, como una parte integral de la vivienda. De esta manera, un diseño planeado mínimamente deberá contemplar la flexibilidad para adaptarse a las diversas realidades locales y sociales y la progresividad a la que estará sujeto con posterioridad a su situación inicial. El desafío será ofrecer alternativas que tomen en cuenta todas las variables involucradas en este proceso transformador.

En esta instancia, y aprendiendo de las numerosas formas en que las poblaciones pobres han resuelto estos temas, podemos recomendar los siguientes criterios:

- Soluciones tipológicas con modulaciones simples en el diseño, con diversidad de imágenes, en la búsqueda de un aspecto tradicional y acorde a la cultura local tanto en la expresión como en el manejo del espacio.
- Promover el uso de tecnologías constructivas flexibles, combinables entre sí y que puedan incorporar los modos de vida, de producción, usos y costumbres de la población.
- Garantizar mínimas condiciones de habitabilidad y durabilidad.
- Favorecer desde el diseño inicial las posteriores ampliaciones o modificaciones posibles, sin perder la calidad de las vinculaciones estructurales y constructivas.
- Auspiciar el uso de tecnologías apropiables, que se adapten fácilmente a la cultura local de la comunidad que las recibe.

Con respecto al punto donde se quiere favorecer desde el inicio de la vivienda las posteriores ampliaciones, hay algunos autores que plantean la idea de diseñar estructuras vacías o “esqueletos estructurales”, los cuáles cumplirían la función de inicio de vivienda o pie de casa, quedando como tarea a los pobladores sólo el completamiento de sus cerramientos; asegurando así la calidad de las vinculaciones estructurales y constructivas, y evitando que esta tarea se realice por mano de obra no calificada para ello o poco experimentada.

Estas estructuras tienen la flexibilidad incorporar el cerramiento progresivo de los espacios en distintos tiempos, además de quedar planteada desde un comienzo, la estructura de la vivienda completa. Al respecto se deberá considerar entonces, que el diseño de las mismas, pueda incorporar la participación de sus moradores, para que el producto final cumpla sus necesidades inmediatas y expectativas futuras.<sup>1</sup> (Reelaboración de ROMERO, Gustavo, 2006)

En algunos casos, acorde a ciertas realidades locales y sociales (sobre todo en asentamientos rurales o peri-urbanos) y cuando las condiciones ambientales lo permiten, pueden plantearse también diseños de vivienda a partir de núcleos estancos, vinculados por estructuras livianas vernáculas, que permiten la progresividad en la ocupación paulatina del lote y donde cada espacio que se suma es una estructura nueva e independiente del resto de la vivienda.

Como fue planteado anteriormente, la progresividad en los sectores pobres es un proceso que implica períodos de tiempo prolongados y la vivienda se encuentra durante los mismos, en permanente estado de cambio. Cabe preguntarse entonces ¿cuál es el rol de la asesoría técnica?, ¿cómo a través de ella, se pueden favorecer formas de participación comunitaria? y ¿hasta qué punto las políticas habitacionales deberían promover el acompañamiento técnico permanente de estos procesos?.

## **5.2. Los métodos y definiciones de materiales y componentes constructivos**

A la hora de definir los métodos de producción y los materiales o tecnologías a ser utilizados en un proceso habitacional de estas características, también deberán estar presentes los conceptos de integralidad, tanto en el proceso del diseño como en el de la adopción tecnológica. Esto implica que la tecnología constructiva adoptada (nueva o existente), deberá favorecer la participación y la organización de los grupos sociales locales durante la etapa de gestión y ejecución habitacional, como así también promover la incorporación de mano de obra no calificada, la capacitación y el uso de materiales tradicionales disponibles en el mercado inmediato. Muchos de estos elementos existen en realidad dentro de la producción actual del hábitat, de modo tal que se trata de identificarlos, rescatarlos y potenciarlos.

Asimismo, los sistemas constructivos elegidos para la ejecución de las viviendas deberán facilitar la inclusión de una multiplicidad de formas productivas, entre las que se pueden mencionar: los planes del Estado, el autoconsumo, la ayuda mutua, la ayuda mutua rentada y las micro y pequeñas empresas de la construcción, tendiendo a fortalecer la organización socio-productiva de las comunidades y contribuyendo a la generación de empleo. Tal como fuera observado por Walter Kruk (2002):

*“(…) La viabilidad de un sistema productivo de la vivienda social requiere de una evaluación desde diferentes puntos de vista, en función de los distintos actores que participan. Abarcando en primer lugar la identificación de las necesidades del sector, el*

---

<sup>1</sup> Reelaboración de los autores de las ideas extraídas de los debates grupales realizados en el marco de las *Jornadas Iberoamericanas sobre Hábitat Evolutivo y Producción Social del Hábitat: tecnologías y herramientas de apoyo*, organizadas entre CYTED y la AEI (Agencia Española de Cooperación Internacional) en Cartagena de Indias, Colombia. 2006.

*diseño del producto y del proceso productivo, su ejecución y la evaluación de su desempeño, que a su vez no debe limitarse al control de laboratorio del cumplimiento de la normativa, sino que debe abarcar la viabilidad del procedimiento productivo, de la mecánica financiera y del sistema de comercialización. Por último, debe evaluarse en función de la satisfacción de las necesidades y de la inserción en la estrategia de vida de los pobladores a los cuales se destina.”*

En este aspecto, es clave el rol de la asesoría técnica, como facilitadora y sociabilizadora de conocimientos, que contribuya a la toma de decisiones en el proceso de adopción tecnológica en un ámbito de participación, donde queden expuestas en equidad las posibilidades constructivas y la selección de las mismas se haga a partir de una “doble transferencia”, tanto del técnico al poblador, como del poblador al técnico.

Al respecto, entre los criterios a tener en cuenta que podemos resumir están:

- La adopción de tecnologías constructivas abiertas a una multiplicidad de formas productivas, favoreciendo la organización socio-productiva de las comunidades y contribuyendo a la generación de empleo.
- Patrocinar el uso de tecnologías constructivas que incorporen fuerza de trabajo no calificada, promoviendo las formas de participación comunitaria.
- Favorecer la adopción de tecnologías que permitan la racionalización en el uso de los recursos financieros, y que faciliten implementar mecanismos simples de administración y gestión.
- Promover la simplificación de mecanismos en la ejecución y el montaje, privilegiando la precisión y la eficacia estructural, utilizando equipos y herramientas de fácil operación y de bajo costo.
- Promover el uso de materiales locales, aceptados culturalmente por las comunidades.
- Prever los instrumentos técnicos comprensibles y adecuados (Planos y pliegos de especificaciones entendibles para la comunidad) para facilitar el desarrollo progresivo de la vivienda, teniendo en cuenta que los moradores pueden variar en proceso.

### **5.3. Los sistemas de fabricación, de mercado y de producción**

Las decisiones sobre el diseño y las formas de producción históricamente han reflejado el nivel de intercambio económico y productivo alcanzado por una sociedad; aún en los sistemas marginales menos desarrollados, estas leyes están presentes.

Partiendo del hecho de que la producción de viviendas tiene características particulares en cuanto a que el producto final es un inmueble generalmente de alto costo, lo cuál implica además que existe una variabilidad de los procesos productivos y en las condiciones de la producción que se realiza por unidad y por proyecto, exigiendo un ajuste particular para cada obra y una selección de herramientas que permitan adaptarse a la misma. Pero cuando hablamos de Producción Social de Viviendas (PSV), podemos identificar ciertas características particulares de producción como las que se mencionan a continuación:

- La PSV, puede ser *espontánea* o *asistida*.
- De *mejoramiento* u *obra nueva*.
- Producida en el *centro*, en la *periferia* de la ciudad o también en *zonas rurales*.
- Utilizando tecnología de producción tradicional o industrializada.
- Incorporando múltiples formas productivas (ayuda mutua, autoconstrucción, microempresas de la construcción, etc.)

En cuanto a las *tecnologías de producción* se pueden diferenciar dos grandes grupos: la producción de viviendas “in situ” donde la producción se organiza alrededor del objeto a producir y que es asimilada como la forma tradicional de producción, y la

producción de componentes de vivienda en planta (con cierto grado de industrialización y racionalización), que luego se montarán en el lugar de la construcción. En ambos casos, la tecnología de producción que se aplique, debería tener en cuenta los siguientes criterios:

- Promover el empoderamiento de sectores populares a través del fortalecimiento de su organización interna y su inserción en la producción de bienes y servicios.
- Favorecer el uso de mano de obra intensiva, evitando la mecanización de los puestos de trabajo.
- Incluir la utilización de equipos, maquinarias y herramientas de fácil operación y aprendizaje, de baja inversión y que no generen dependencia tecnológica.
- Diseñar y aplicar la transferencia de tecnología implementando programas de asistencia técnica y capacitación, que además de incrementar los conocimientos técnicos específicos, tiendan a impulsar el desarrollo empresarial y promover su continuidad y fortalecimiento.
- Favorecer a los proveedores locales, de manera de retener los circuitos de dinero en el ámbito local o regional, y tender a la dinamización de la economía local.
- Desarrollar e implementar tecnologías constructivas y de producción que no afecten negativamente al ambiente natural o construido.

Adicionalmente, cuando se trate de incentivar la utilización de sistemas constructivos de producción racionalizada o industrializada, generalmente aplicado para producir viviendas nuevas, ya que presenta ventajas en el proceso productivo por su modalidad repetitiva de producir un solo producto muchas veces, se debería adoptar o diseñar un sistema de producción, (lo cuál se hace en el marco de una organización o entidad), que responda con eficacia a 4 objetivos básicos:

- COSTO: establecer la eficiencia para producir a bajo costo.
- CONFIABILIDAD: en el tiempo de entrega y en la capacidad técnica.
- CALIDAD: en la bondad del producto que se vende o transfiere.
- FLEXIBILIDAD: para incorporar cambios y para fabricar nuevos productos.

## 6. Reflexiones finales

Entendiendo que el concepto de *progresividad* todavía se encuentra en proceso de definición y requiere además el debate abierto entre todos los actores, podemos identificar un importante cambio en cuanto a la concepción del tema que pasa de entender a la vivienda como *objeto* a entender a la vivienda como *proceso*, bajo el enfoque de los derechos humanos. Esta nueva concepción implica nuevos desafíos para universidades y empresas, y además un cambio de actitud del profesional que debe desarrollar nuevas aptitudes y destrezas.<sup>2</sup>

La *progresividad* es una forma de gestión de la producción social del hábitat, un proceso que facilita el hábitat digno a través del tiempo, que además corresponsabiliza a los diferentes actores (económicos, sociales y políticos) en la tarea de garantizar un

---

<sup>2</sup> Reelaboración de los autores de las ideas extraídas de las reflexiones y conclusiones finales de las *Jornadas Iberoamericanas sobre Hábitat Evolutivo y Producción Social del Hábitat: tecnologías y herramientas de apoyo*, organizadas entre CYTED y la AEI (Agencia Española de Cooperación Internacional) en Cartagena de Indias, Colombia. 2006.

acompañamiento integral y participativo compuesto por varios instrumentos indisolubles:

- **Crédito** focalizado y accesible.
- **Subsidio** como estrategia redistributiva.
- **Asistencia técnica** integral y participativa.
- **Valoración del capital social** como potenciador del desarrollo comunitario.
- **Políticas de Estado** integrales e integradoras.
- **Tecnologías constructivas y sociales** entendidas como desarrollos culturales que son generados y producidos en el ámbito de una doble transferencia de conocimientos permanente entre técnicos y pobladores.

Todos estos instrumentos son servicios de acompañamiento que deberían ser entendidos, institucionalizados e instrumentalizados dentro de las entidades gubernamentales como servicios públicos.<sup>3</sup>

Entonces, entendemos a la Producción Social del Hábitat, como un proceso de gestión y producción de viviendas, barrios y ciudad, que se hace sin fines lucrativos e implica la puesta en marcha de sistemas de participación, de autoproducción, de autogestión y control.

Por lo dicho hasta ahora, reiteramos la importancia de analizar la *progresividad* con la mirada atenta a lo existente, ya que no puede verse sin destacar la estrecha conexión entre lo que se hace y lo que se desea hacer. Se observará entonces que en la sustancia que la compone es posible encontrar directa o indirectamente los recursos para proponer mejoras sustanciales. El ingenio, la energía, la estrategia, la solidaridad, la supervivencia son, entre otros, los factores dinámicos que han de facilitar las propuestas.

Recomendamos entonces que del diagnóstico participativo incluyente de todos los actores, resulte la materia prima para la formulación de las intervenciones. Y acaso sea el rol de los técnicos encontrar permanentemente un lugar como facilitadores de esa conexión entre presente y futuro, lejos del iluminismo y cerca del compromiso social.

---

<sup>3</sup> Reelaboración de los autores de las ideas extraídas de las reflexiones y conclusiones finales de las *Jornadas Iberoamericanas sobre Hábitat Evolutivo y Producción Social del Hábitat: tecnologías y herramientas de apoyo*, organizadas entre CYTED y la AEI (Agencia Española de Cooperación Internacional) en Cartagena de Indias, Colombia. 2006.

## Bibliografía:

- **FERRERO, Aurelio.** (2002). *“Los profesionales y su protagonismo en la producción social del hábitat”*, en: *Vivitos y coleando*. México. Edición HIC-AL.
- **HIC-AL.** (2005). *“Financiamiento solidario y construcción de lineamientos de políticas públicas que potencialicen la producción social de la vivienda”*, del II Encuentro Latinoamericano de Mujeres Líderes Barriales. La Paz, Bolivia.
- **FERRERO, Aurelio - PIPA, Dante – BASSO, Laura – PEYLOUBET, Paula.** (2005). *“Experiencias Tecnológicas para la producción de la vivienda rural”*, en el Congreso Nacional de Políticas de Vivienda y Asentamientos Humanos en el Medio Rural, Termas de Río Hondo, Santiago del Estero, Argentina.
- **SEPÚLVEDA, Rubén - PUENTE LAFOY, TORRES ROJAS, MUÑOZ SALAZAR.** (1994). *Progresividad residencial: un estudio socio-físico del Programa de Mejoramiento de Barrios*. Santiago de Chile, Chile. Edición del Instituto de la Vivienda Facultad de Arquitectura y Urbanismo Universidad de Chile - ISBN 956-19-0195-1 - Inscripción propiedad intelectual Nº90.758.
- **FERRERO, AURELIO.** (2006). Prólogo del libro *Actores y Roles en la Gestión de Riesgos*. Asunción, Paraguay. Edición CYTED, Red XIV G Hábitat en Riesgo. ISBN 987-21050-3-0.
- **KRUK, WALTER** (2002). *“La Cooperación Intersectorial. Un instrumento para el Desarrollo Tecnológico del Sistema Productivo de la Vivienda de Interés Social”*, del IV Seminario de la Red CYTED XIV-C, tema V: *Estrategias para la innovación tecnológica en la producción de viviendas de interés social en América Latina*, vol. 1, San Pablo, Brasil. Edición CYTED, Red XIV C.
- **ROMERO, Gustavo.** (2006). *“La vivienda evolutiva y el diseño”*. De las Jornadas Iberoamericanas sobre Hábitat Evolutivo y Producción Social del Hábitat: tecnologías y herramientas de apoyo, realizadas entre CYTED y la AECI (Agencia Española de Cooperación Internacional) en Cartagena de Indias, Colombia.
- **FERNÁNDEZ WAGNER, Raúl.** *“Aportes a la enseñanza”*, de *Revista INVI Mayo 1996. Vol. 11.* (Págs. 13 a 23). Santiago de Chile, Chile. Edición del Instituto de la Vivienda Facultad de Arquitectura y Urbanismo Universidad de Chile.
- **TAPIA, R.- MESÍAS, R.** (2002). *Concurso Hábitat Popular Progresivo. Vivienda y Urbanización*. Santiago de Chile, Chile. Editado por: CYTED, Red XIV B, Subprograma XIV. ISBN 956-8263-00-4.
- **SALAS SERRANO, Julián.** (2005). *Mejora de Barrios precarios en Latinoamérica. Elementos de teoría y práctica*. Edición ESCALA. Colección Tecnologías para viviendas de interés social. ISBN 958-97473-2-9. Abril de 2005. Bogotá, Colombia.



Jornada J5

**ACHE (Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural) y el hormigón estructural**



# PRINCIPIOS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO DE PUENTES DE HORMIGON EN ZONAS SISMICAS

**Hugo Corres Peiretti**

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

**María Fernanda Defant Erimbaue**

Ingeniero Civil

## 1. Introducción

En recientes terremotos ocurridos en California [2], Japón [3], América central y del sur, numerosos puentes proyectados con arreglo a códigos relativamente modernos se han caído o han resultado severamente dañados. Este comportamiento tan pobre puede ser atribuido, en la mayoría de los casos, a la filosofía de proyecto y a la poca atención dedicada a los detalles.

Los esquemas estructurales de los puentes son, en general, sistemas poco redundantes. La rotura de un elemento estructural puede desencadenar el colapso de toda la estructura. Mientras que por un lado esta simplicidad estructural puede dar lugar a una mayor precisión en la definición de la respuesta sísmica, tiene la desventaja de que cualquier error puede conducir al colapso del puente.

Los puentes, por otra parte, son muy sensibles a la interacción suelo-estructura. Muchos están contruidos en zonas con condiciones geotécnicas complicadas. La acción sísmica en este tipo de terrenos puede producir la aparición de problemas de licuefacción, para puentes largos sobre terrenos variables la acción sísmica puede variar a lo largo del puente, etc.

Todas estas consideraciones requieren un tratamiento especial y cuidadoso en el proyecto de puentes en zonas sísmicas.

## 2. Bases de proyecto para puentes de hormigón en zonas sísmicas

A la luz de los resultados observados en los últimos sismos se ha producido en las últimas décadas un replanteamiento del diseño de puentes y en general del diseño de estructuras en zonas sísmicas.

En términos generales se puede decir que el nuevo planteamiento es que se eviten daños para sismo con alta probabilidad de ocurrencia y que se admitan daños reparables y ausencia de colapso, para sismos con baja probabilidad de ocurrencia.

En la bibliografía [1] se han planteado distintas propuestas. Las últimas normas [2] [3] [4] que han aparecido presentan dos niveles para la acción sísmica y dos niveles de exigencia para la estructura, relacionados con cada nivel de acción, tal como se ha comentado en el párrafo anterior.

Por un lado, un sismo frecuente es un sismo que tiene una alta probabilidad de ocurrencia y generalmente corresponde a un periodo de retorno de 100 o 200 años, dependiendo de la importancia del puente. Teniendo en cuenta que los puentes se proyectan con una vida útil de 100 años, estos terremotos tienen una probabilidad del 100%, para un periodo de retorno de 100 años, o del 50%, para un periodo de retorno de 200 años, de ser superados a lo largo de su vida útil.

Para esta acción se admite que la estructura puede sufrir daños menores, únicamente en los elementos secundarios (juntas de dilatación, losas de continuidad, etc.) y en aquellas partes del puente específicamente proyectadas para contribuir a la disipación de energía. Es decir, después de un terremoto de esas características, la estructura no requerirá reparaciones inmediatas ni restricciones de tráfico.

En algunos códigos se llama a este sismo o esta situación de proyecto, sismo de Servicio. Debe notarse, adicionalmente, que las condiciones exigidas a la estructura son condiciones propias de Estados Límite de Servicio. Esta situación puede crear una cierta confusión porque el sismo, en si mismo, es una situación de proyecto accidental y por lo tanto de Estado Límite Último.

Según esta propuesta, y este es un concepto nuevo, el sismo frecuente es un sismo que sirve para comprobar condiciones de servicio, que son particulares porque se trata de una acción especial.

Adicionalmente debe considerarse un sismo característico que tiene baja probabilidad de ocurrencia y generalmente corresponde a un periodo de retorno de 500 o 1000 años, dependiendo de la importancia del puente. Teniendo en cuenta que los puentes se proyectan con una vida útil de 100 años, estos terremotos tienen una probabilidad del 20%, para el periodo de retorno de 500 años, o 10%, para el periodo de retorno de 1000 años, de ser superados a lo largo de su vida útil.

Para esta acción se exige que el puente soporte este sismo sin que se produzca colapso, local o global. Es decir, después de que ocurra un evento sísmico de estas características, el puente debe mantener su integridad estructural y una capacidad resistente residual suficiente para permitir el tráfico de emergencia, aunque los daños producidos puedan ser importantes y requerir reparaciones posteriores para restablecer las condiciones iniciales de la estructura.

Esta situación es más una situación correspondiente a Estados Límites Últimos y en algunos códigos se define este sismo como el sismo de Estado Límite Último. Estrictamente hablando, este sismo y las condiciones de comportamiento que se exigen a la estructura en estas condi-

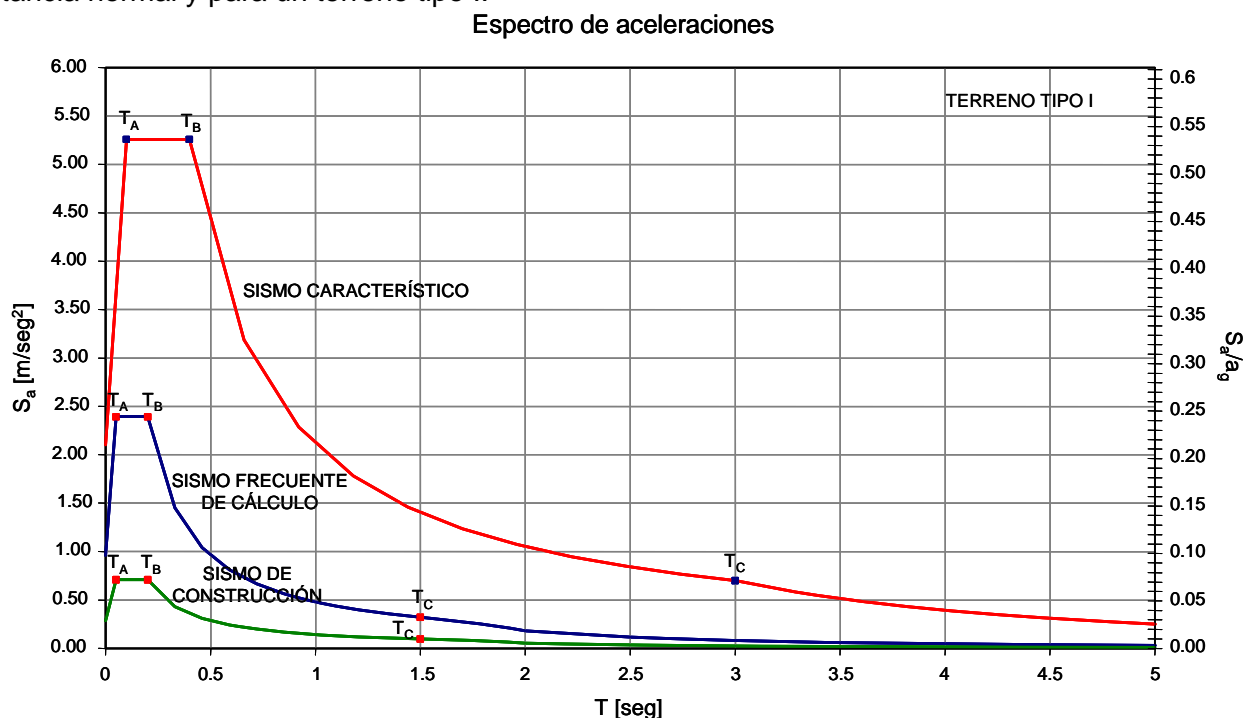
ciones no son exactamente las que se plantean para otros Estados Límites Últimos. Esta situación también puede crear un poco de confusión pero puede justificarse por las características extraordinarias de la acción, su elevada probabilidad de ocurrencia, si se compara con otras acciones en relación con la vida útil de la estructura, y por los costos de reparación. En realidad se plantea como sismo característico un sismo con un 20 o 10 % de probabilidad de ocurrencia en la vida útil de la obra, mayor que para otras acciones, y para esta situación lógicamente se propone mantener el daño estructural a niveles reparables y la posibilidad de reutilización de la estructura.

Para el caso de puentes muy especiales, por sus características e importancia, en la literatura especializada [5] se plantea la definición de un sismo de colapso con un periodo propio superior a los 5000 años y, consecuentemente, una probabilidad de ocurrencia muy pequeña.

Cuando se considere necesario tener en cuenta la acción sísmica durante la construcción puede definirse un sismo de construcción correspondiente a un periodo de retorno no menor de 5 veces la duración de la etapa constructiva, lo que implica una probabilidad de ocurrencia del orden del 20% durante esa etapa.

En estos casos, cuando el procedimiento constructivo supone cambios significativos del esquema estructural respecto del correspondiente a la situación de servicio, puentes construidos por voladizos sucesivos o puentes con procedimientos constructivos que supongan una construcción evolutiva de la estructura, o cuando el periodo de construcción sea muy grande, también puede exigirse el requisito de ausencia de colapso para el sismo de construcción. Esta situación se justifica por razones económicas ya que la reconstrucción de un puente de este tipo puede resultar extremadamente cara.

En la figura 2.1 se muestran superpuestos tres espectros de respuesta [8] correspondientes a los tres sismos descritos, característico, frecuente y de construcción, para estructuras de importancia normal y para un terreno tipo I.



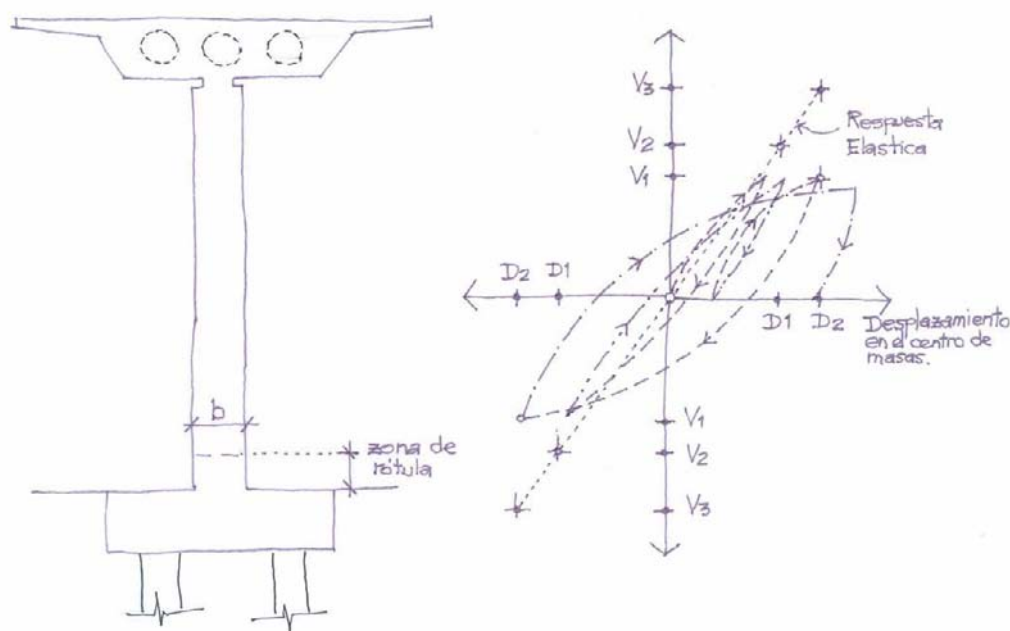
**Fig. 2.1. Espectro de aceleraciones, para los sismos característico, frecuente y de construcción, para puentes de importancia normal y para un terreno tipo I.**

La definición de la acción sísmica correspondiente a cada sismo de cálculo debe hacerse de acuerdo con los datos sísmicos de cada zona y sus condiciones geológicas.

### 3. Comportamiento estructural

Frente a los distintos sismos que se han definido, como acciones a tener en cuenta en el proyecto de un puente, y teniendo en cuenta las exigencias planteadas para cada situación de proyecto, es necesario definir qué comportamiento estructural se requiere en cada caso.

En la figura 3.1 se muestra la respuesta de un puente de losa aligerada apoyado sobre fustes circulares. La verdad es que la figura muestra más que el comportamiento de un puente el comportamiento de una pila empotrada en la cimentación, en este caso una cimentación con pilotes, y apoyada en el tablero con un sistema de apoyo fijo con capacidad de rotación. En términos genéricos se puede decir que el comportamiento de esta pila puede considerarse representativo del comportamiento del puente, si todas las pilas tienen aproximadamente igual altura y si las condiciones de apoyo en los estribos son tales que permitan a las pilas tener el mayor protagonismo en el esquema resistente frente a la acción sísmica.



**Fig. 3.1 Comportamiento de un puente de hormigón [1]**

Está claro que la estructura puede comportarse de forma elástica o casi elástica. En estos casos, para las solicitaciones debidas al sismo, las secciones más solicitadas tendrán un comportamiento esencialmente elástico o moderadamente no lineal. Este sería el caso de una estructura en la que para la acción sísmica, las secciones más comprometidas pueden superar la deformación del límite elástico del acero y alcanzar las deformaciones plásticas moderadas máximas del hormigón.

En la figura 3.1 esta situación estaría representada por una estructura que con un comportamiento elástico perfecto estaría solicitada con un cortante en la base de  $V_2$ . Sin embargo, de-

bido al moderado comportamiento no lineal aceptado el cortante máximo resulta V1, ligeramente inferior que V2.

Este tipo de comportamiento es el que se exige para el sismo frecuente, con una alta probabilidad de ocurrencia. Se admite que después de un sismo de este tipo, que tiene una probabilidad 100 o del 50 % de producirse a lo largo de la vida útil de la obra, la estructura pueda fisurarse, pero la fisuración será pequeña y después del sismo, debido a la influencia favorable de las acciones verticales permanentes y al ablandamiento del acero debido al efecto Bauschinger [9], se cerrará casi completamente. También se puede admitir que el hormigón se deforme en rango no lineal pero limitando esta deformación a valores próximos al 2‰ o similares.

También puede aceptarse este comportamiento para el sismo característico. En este caso el rango de comportamiento admitido para las secciones más solicitadas es el mismo que se admite en estado límite último para situaciones de proyecto accidentales frente a acciones estáticas. El nivel de no linealidad aceptado es un nivel que puede causar daños reparables, pero muy leves. La armadura se plastifica pero con valores máximos de deformación que no sobrepasan cuatro veces la deformación de plastificación y el hormigón se deforma en rango no lineal, limitando su deformación a la que produce la rotura del recubrimiento.

El lector acostumbrado a trabajar con diagramas momento curvatura sabe que, a nivel de sección, unas condiciones como las indicadas pueden dar lugar, en función de la cuantía o del nivel de axil de la sección, a diagramas momento curvatura no lineales y valores de ductilidad en términos de curvaturas, relación entre la curvatura última y la curvatura que produce la plas-

tificación del acero traccionado  $\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ , del orden de 3 o 4. Estos valores de ductilidades seccionales, como se verá seguidamente, no producen una gran ductilidad en términos de deformaciones, relación entre la deformación máxima admitida por el elemento estructural y la

deformación que produce la plastificación de la armadura traccionada  $\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ , tal como se muestra en la figura 3.1. La ductilidad en términos de deformaciones es la que condiciona el comportamiento de las estructuras frente a acciones sísmicas.

Otra alternativa es admitir para la estructura un comportamiento dúctil, con lo que se consigue una reducción importante de la acción sísmica. Si la estructura tiene un comportamiento dúctil adecuado, tal como se muestra en la figura 3.1, podrá desarrollar un desplazamiento adecuado, equivalente al elástico, D3 en la figura, pero con cortante de base considerablemente reducido V2 en relación con el elástico V3. Esta reducción será tanto mayor como mayor sea la capacidad de deformación de la estructura manteniendo una adecuada capacidad resistente constante.

Para este tipo de comportamiento, con grandes desplazamientos, el hormigón comprimido sufre grandes deformaciones plásticas y pierde el recubrimiento. El acero debe disponer de gran ductilidad y las deformaciones a las que está sometido son grandes deformaciones plásticas que provocan una fisuración importante que no se cierra después del sismo. En definitiva la reducción de la acción sísmica, disipación de energía por histéresis, se consigue con un comportamiento plástico y con daño.

En cualquier caso, si las secciones donde se forman las rotulas plásticas están adecuadamente dimensionadas y confinadas, el hormigón interior a los cercos permanece competente y con capacidad resistente suficiente después del sismo y puede resistir las acciones permanentes, pero requiere reparaciones para restituir el recubrimiento y sellar las fisuras.

El inconveniente que tiene adoptar este tipo de comportamiento para la estructura, o dicho de otra manera de no proyectar con las fuerzas correspondientes a la respuesta elástica de la estructura, es la posibilidad de tener que reparar los daños a lo largo de su vida útil. Por el contrario el beneficio es que la estructura se proyecta para una acción sísmica menor, lo que implica unos costos iniciales menores.

Como resumen de las ideas expuestas, se puede decir que los puentes tienen, en general, que comprobarse para un sismo característico y otro frecuente. Ocasionalmente, dependiendo del tipo de estructura, puede ser necesario comprobar la estructura durante la construcción para la acción de un sismo definido específicamente para tal fin.

Para el **sismo característico** los puentes pueden proyectarse para que su comportamiento sea dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico.

**En los puentes con comportamiento dúctil**, se supone que la disipación de energía se produce por la formación de rótulas plásticas, cuya ductilidad debe ser suficiente.

Para asegurar un comportamiento dúctil es necesario que se cumplan las condiciones indicadas a continuación.

- *Condición de resistencia.* Debe comprobarse que las rótulas plásticas disponen de una resistencia adecuada, tanto a flexión como a cortante, y que el resto de las zonas de la estructura, fuera de las rótulas plásticas, disponen también de resistencias adecuadas, todo ello de acuerdo con los criterios de proyecto, que se exponen en el apartado siguiente. Ya que el comportamiento dúctil supone necesariamente grandes deformaciones, cuando sea necesario, deberán tenerse en cuenta los efectos de segundo orden inducidos en las pilas.
- *Condición de desplazamientos.* Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales. Estas longitudes deben estimarse de acuerdo con los criterios que se exponen en el apartado siguiente.
- *Condición de ductilidad.* Debe garantizarse una ductilidad local adecuada en las zonas en las que se admita la formación de rótulas plásticas. Para puentes sencillos puede considerarse que se cumple la condición de ductilidad, si se adoptan unos detalles de armado adecuados, como los indicados en el apartado siguiente.

En el caso de puentes menos normales o singulares, si se adopta un comportamiento dúctil deberán armarse las zonas de las rotulas plásticas para asegurar tal ductilidad y deberá comprobarse mediante cálculos específicos que la ductilidad adoptada esta asegurada.

**En los puentes con comportamiento de ductilidad limitada**, se supone que se alcanza un determinado nivel de plastificaciones que, sin ser significativo, da lugar a una cierta disipación de energía.

Para asegurar este tipo de comportamiento deben cumplirse las condiciones indicadas a continuación.

- *Condición de resistencia.* Debe comprobarse que todas las secciones y elementos estructurales tienen una resistencia adecuada, de acuerdo con los mismos criterios que los utilizados para situaciones persistentes, no sísmicas.

- *Condición de desplazamientos.* Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales.
- *Condición de ductilidad.* En las zonas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, es recomendable que se adopten los detalles de armado exigidos para comportamiento dúctil.

**En los puentes con comportamiento esencialmente elástico**, se supone que no se produce disipación de energía por la formación de rótulas plásticas y, por tanto, los efectos de la acción sísmica no se reducen como en los casos anteriores.

Para asegurar este tipo de comportamiento deben cumplirse las siguientes condiciones.

- *Condición de resistencia.* Debe comprobarse que todas las secciones y elementos estructurales tienen una resistencia adecuada, de acuerdo con los mismos criterios que los utilizados para situaciones persistentes, no sísmicas.
- *Condición de desplazamientos.* Debe comprobarse que la longitud de entrega en apoyos es suficiente para evitar descalces y que la anchura de juntas es suficiente para evitar el martilleo entre elementos estructurales.
- *Condición de ductilidad.* Para este tipo de comportamiento, no es necesario hacer ninguna comprobación específica de ductilidad ni adoptar ningún tipo de detalle constructivo específico.

Para el **sismo frecuente** el comportamiento de los puentes deberá ser elástico. Este comportamiento queda asegurado sin necesidad de comprobaciones adicionales, cuando el puente ha sido proyectado para tener un comportamiento esencialmente elástico o de ductilidad limitada bajo la acción del sismo último de cálculo. Si para esta acción, se ha previsto un comportamiento dúctil, será necesario efectuar las comprobaciones indicadas a continuación para la combinación de acciones correspondiente al sismo frecuente.

- *Condición de plastificaciones.* Debe comprobarse que en ninguna sección se alcance el límite elástico del acero ni se produzcan pérdidas de recubrimiento de las armaduras.
- *Condición de desplazamientos.* Desde el punto de vista de los desplazamientos del tablero debe tenerse en cuenta que en esta situación se supone que el puente queda abierto al tráfico después del sismo, por lo que es necesario comprobar que las juntas de calzada permiten los desplazamientos máximos y mínimos calculados teniendo en cuenta la acción sísmica.

Para el **sismo de construcción** el comportamiento de los puentes podrá ser dúctil, de ductilidad limitada o esencialmente elástico, igual que para el sismo característico.

## 4. Estructuras con comportamiento dúctil y proyecto por capacidad

Tal como se ha comentado en el apartado anterior, para el sismo característico se admite que los puentes puedan comportarse como estructuras dúctiles. Con este comportamiento dúctil se puede conseguir que la estructura disipe energía por deformación plástica, energía plástica o histerética, con el consiguiente daño localizado en las zonas de formación de las rotulas plásti-

cas y que la acción sísmica resultante sea menor que la correspondiente a la estructura con comportamiento elástico.

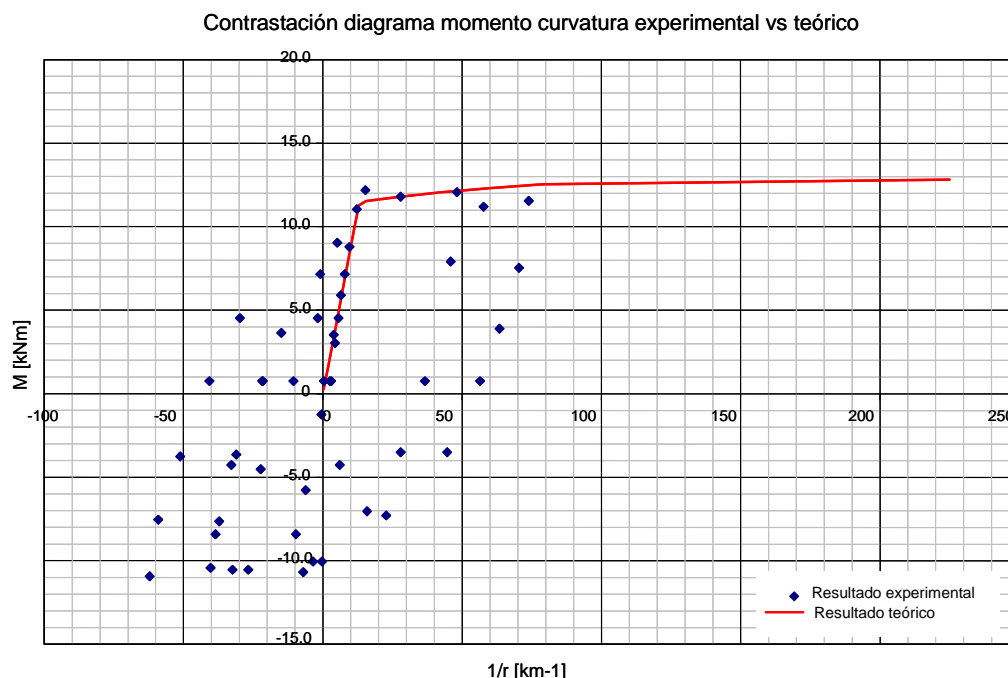
Tradicionalmente, se ha permitido utilizar un análisis modal empleando un espectro elástico y luego, para las comprobaciones resistentes, se disminuían los esfuerzos obtenidos por un coeficiente de ductilidad global o coeficiente de comportamiento.

Este coeficiente de ductilidad depende de la tipología del puente y de las características no lineales de los elementos estructurales comprometidos en la resistencia de los esfuerzos sísmicos.

Este coeficiente global no se puede determinar de forma precisa para cualquier tipo de puente. Para puentes sencillos, las distintas normativas dan unos valores [4] [8], a partir de estudios, más o menos sencillos y generales, realizados y del comportamiento observado en terremotos reales.

Para puentes en los que la capacidad resistente al sismo esta resuelta con las pilas y todas tienen las mismas características, es posible determinar de forma aproximada el coeficiente de comportamiento.

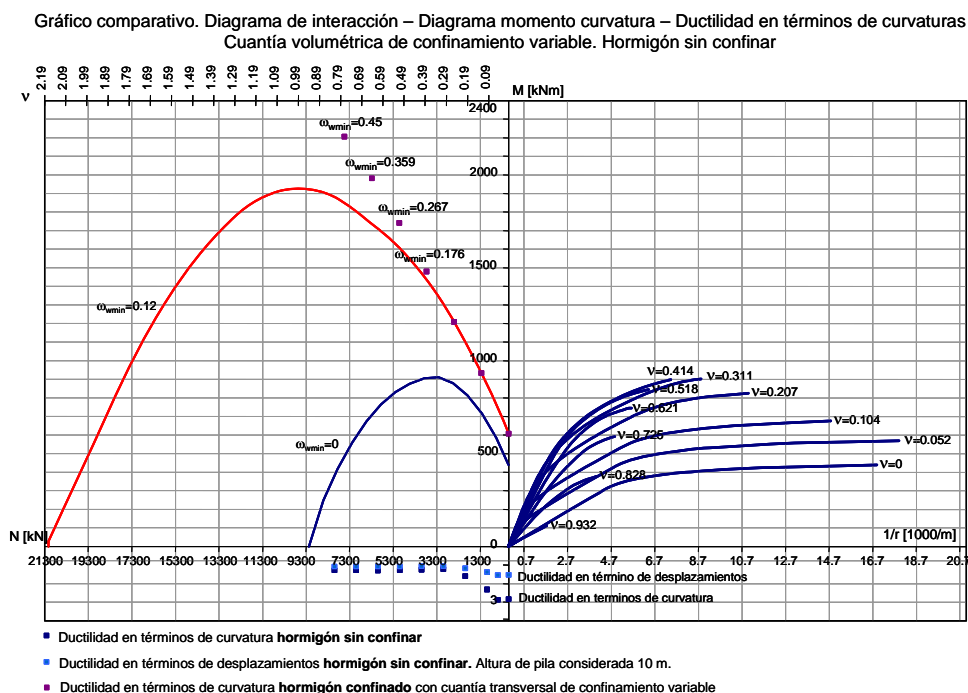
En la figura 4.1 se muestra el diagrama momento curvatura experimental de una sección de una pila sometida a carga cíclica [11]. En la misma figura se muestra una predicción teórica frente a carga monótona creciente de la misma sección. En la referencia [11] se comprueba con una serie de ensayos que los diagramas momento curvatura correspondientes a una carga monótona creciente son una especie de envolvente del diagrama correspondiente a carga cíclica. A partir de esta comprobación se acepta, por su mayor facilidad, trabajar con diagramas momento curvaturas para cargas monótonas.



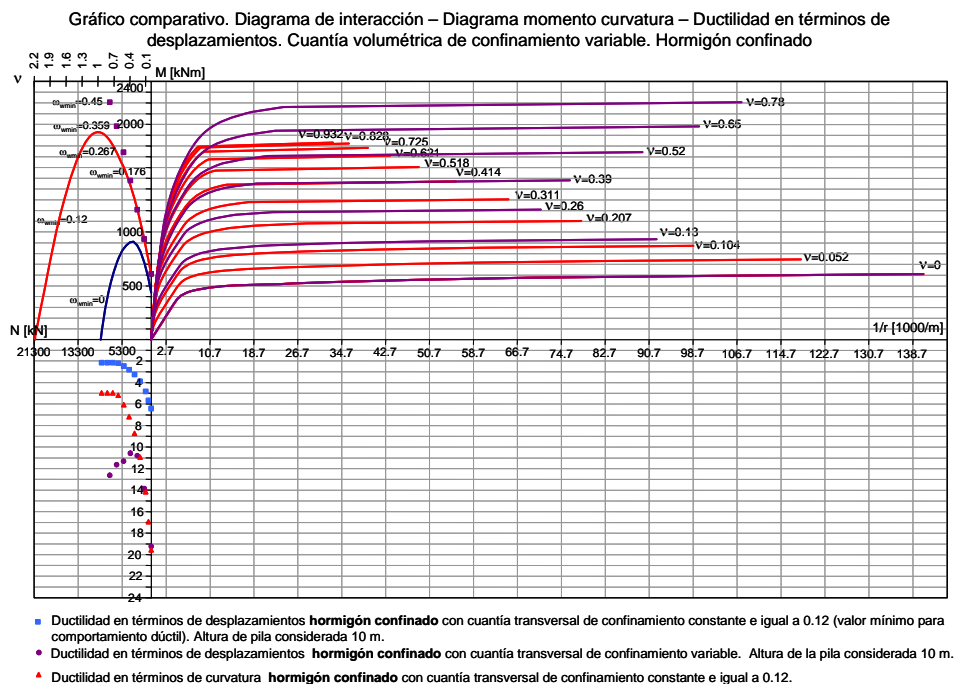
**Fig. 4.1 Diagrama momento curvatura experimental un pilar sometido a carga cíclica superpuesto con un diagrama momento curvatura teórico para una carga monótona creciente**

El comportamiento dúctil seccional depende de la magnitud del axil y de la ductilidad de los materiales que constituyen la sección.

En la figura 4.2 se ve el comportamiento de una sección circular, con dos tipos de ecuaciones constitutivas. En el cuadrante superior izquierdo se muestran los diagramas de interacción, en el derecho los diagramas momento curvatura y en el inferior izquierdo valores de ductilidad seccional y de deformaciones para una pila empotrada articulada con sección circular y armadura constante.



**Fig. 4.2.a Comportamiento de una sección circular. Ecuaciones constitutivas de estado límite último**



**Fig. 4.2.b Comportamiento de una sección circular. Ecuaciones constitutivas representativas del comportamiento nominalmente real**

En las figuras 4.2.a y b se representan dos diagramas de interacción. El de menor capacidad resistente se ha obtenido teniendo en cuenta las hipótesis que se utilizan para calcular la capacidad resistente de una sección sometida a tensiones normales en estado límite último.

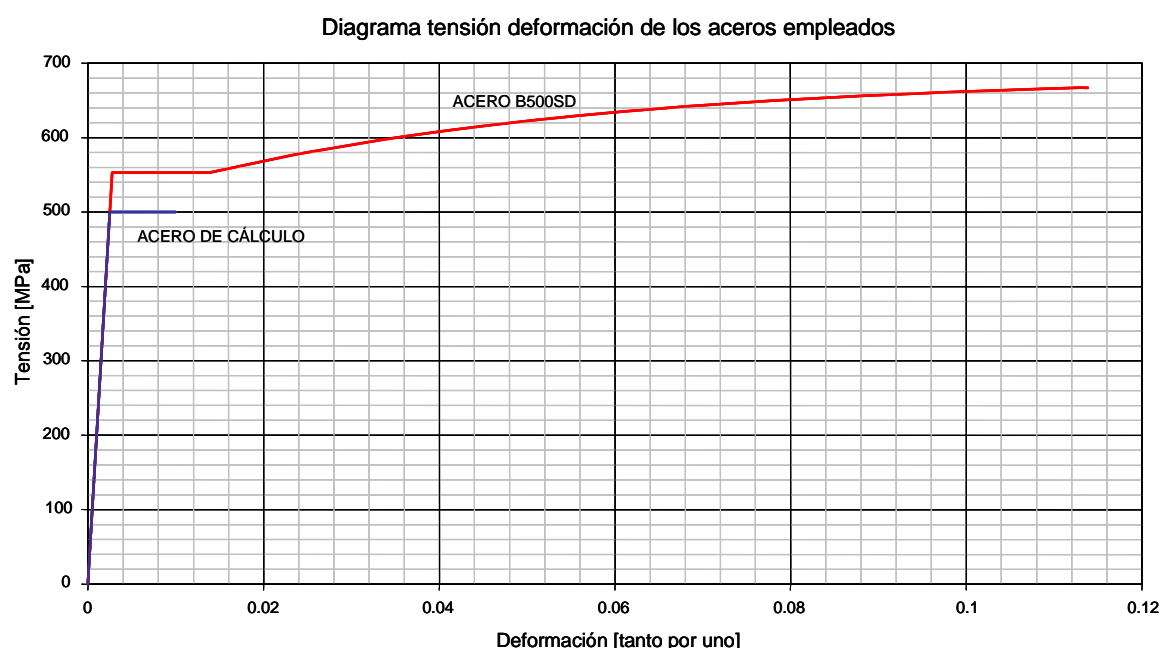
Se ha considerado que el acero rompe con una deformación de 10 ‰ y que trabaja con un diagrama tensión deformación bilineal con un valor de límite elástico igual a  $f_{yd}=f_{yk}/1.0$ .

Para el hormigón se ha utilizado un diagrama parábola rectángulo con una deformación máxima de 3.5 ‰ y una tensión máxima de  $0.85 f_{cd}$  siendo  $f_{cd}=f_{ck}/1.3$ .

Los coeficientes de minoración de los materiales son los que corresponden a la situación accidental sísmica.

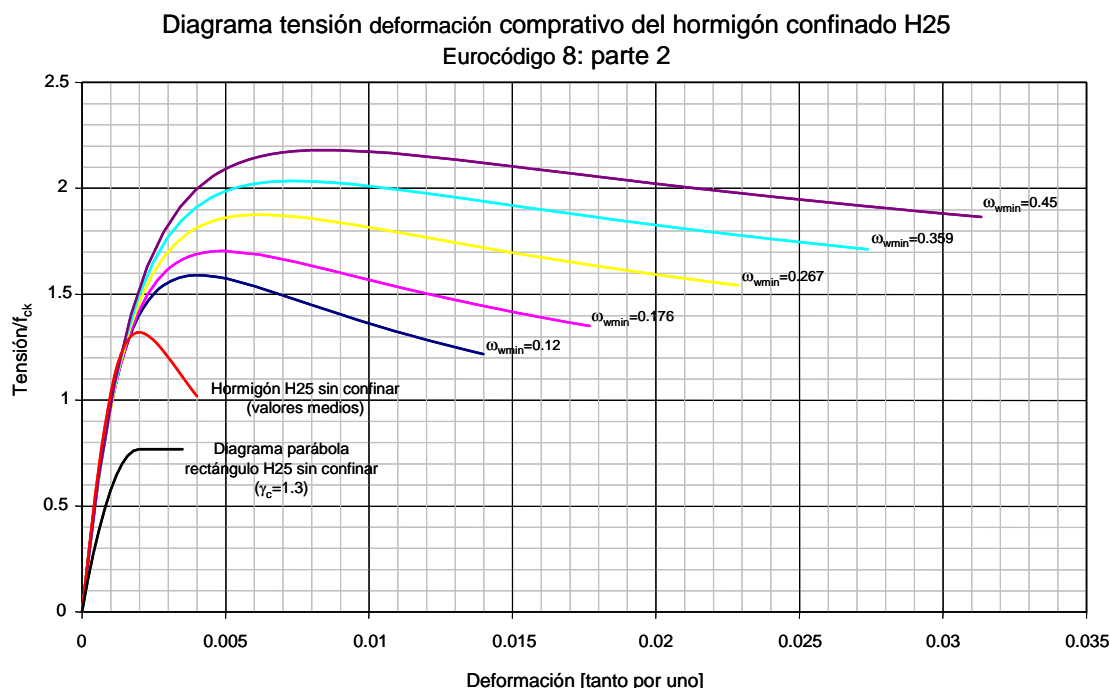
Exteriormente se ha representado el diagrama de interacción de la sección para unas condiciones que se podrían definir como capacidad resistente más probable. El diagrama completo dibujado tiene una cuantía volumétrica de confinamiento constante e igual a 0.12. Además, para distintos axiles, se han representado puntos sueltos que corresponden a distintas cuantías de confinamiento, mayores a medida que aumenta el axil.

Para su determinación se ha utilizado un diagrama tensión deformación medio para el acero. El acero utilizado es el de alta ductilidad B500SD. Para este tipo de aceros los fabricantes definen un diagrama tensión deformación característico y medio [12].



**Fig. 4.3 Diagrama tensión deformación medio del acero de alta ductilidad B500SD y de cálculo**

Para el hormigón se ha utilizado un diagrama tensión deformación que permite tener en cuenta el efecto del confinamiento. El confinamiento produce un aumento de la capacidad resistente a compresión, especialmente en secciones circulares con armadura transversal helicoidal, y un aumento muy importante de la ductilidad del hormigón. En la figura 4.4 se representan distintos diagramas tensión deformación para el hormigón comprimido, para distintas cuantías de confinamiento, utilizando el modelo propuesto por Mander [13].



**Fig. 4.4 Diagramas tensión deformación del hormigón para una sección circular con distintas armaduras de confinamiento y de cálculo**

En las mismas figuras se han representado diagramas momento curvatura. En la figura 4.2.a se representan, para distintos axiles, los diagramas momento curvatura con las ecuaciones constitutivas de estado límite último. En el cuadrante inferior izquierdo se representa la ductilidad seccional para cada axil. Como puede verse la ductilidad seccional que se obtiene con estas ecuaciones constitutivas es muy modesta. Además, puede verse que con el aumento del axil el comportamiento se hace cada vez menos dúctil. El comportamiento dúctil en secciones de hormigón se consigue por la ductilidad del acero y, consecuentemente, se consigue para secciones que rompen con el acero.

En la figura 4.2.b se muestra, también para distintos axiles, diagramas momento curvatura teniendo en cuenta para el acero un diagrama tensión deformación con valores medios y para el hormigón el efecto del confinado. Puede verse que el comportamiento tiene la misma tendencia que para los diagramas anteriores, el aumento del axil disminuye la ductilidad. Sin embargo, la ductilidad seccional real que se obtiene es mucho mayor debido a la mayor ductilidad del acero. Asimismo la disminución de ductilidad aparece para axiles mayores porque debido al comportamiento más resistente y especialmente más dúctil del hormigón confinado, la rotura por el acero se produce para axiles mucho mayores.

En la figura 4.5 se representa el comportamiento de una pila empotrada en la cimentación y articulada en el tablero, con ductilidad suficiente para la formación de una rotula plástica en el empotramiento con la cimentación.

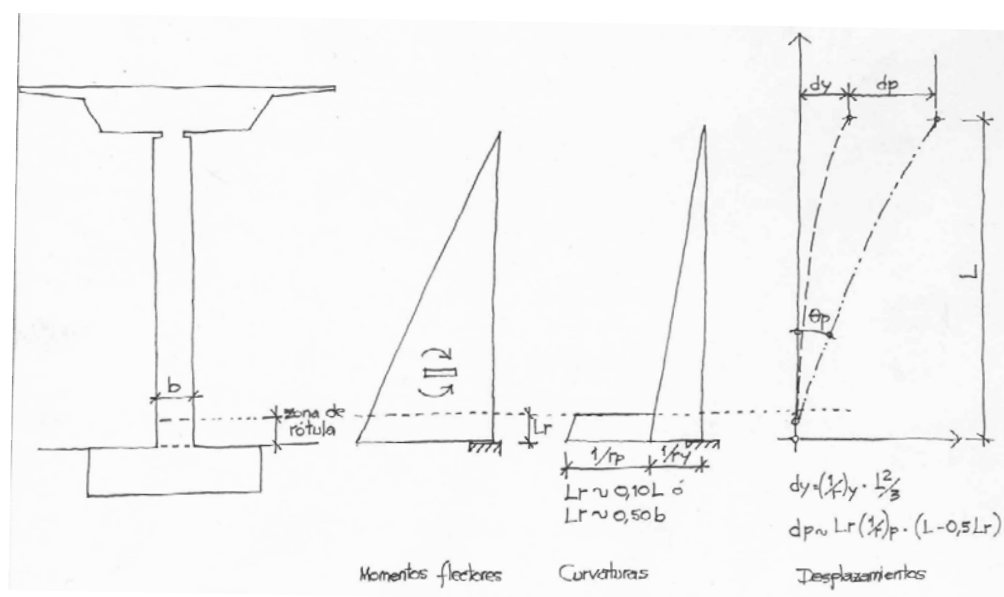


Fig. 4.5 Comportamiento dúctil de una pila [14]

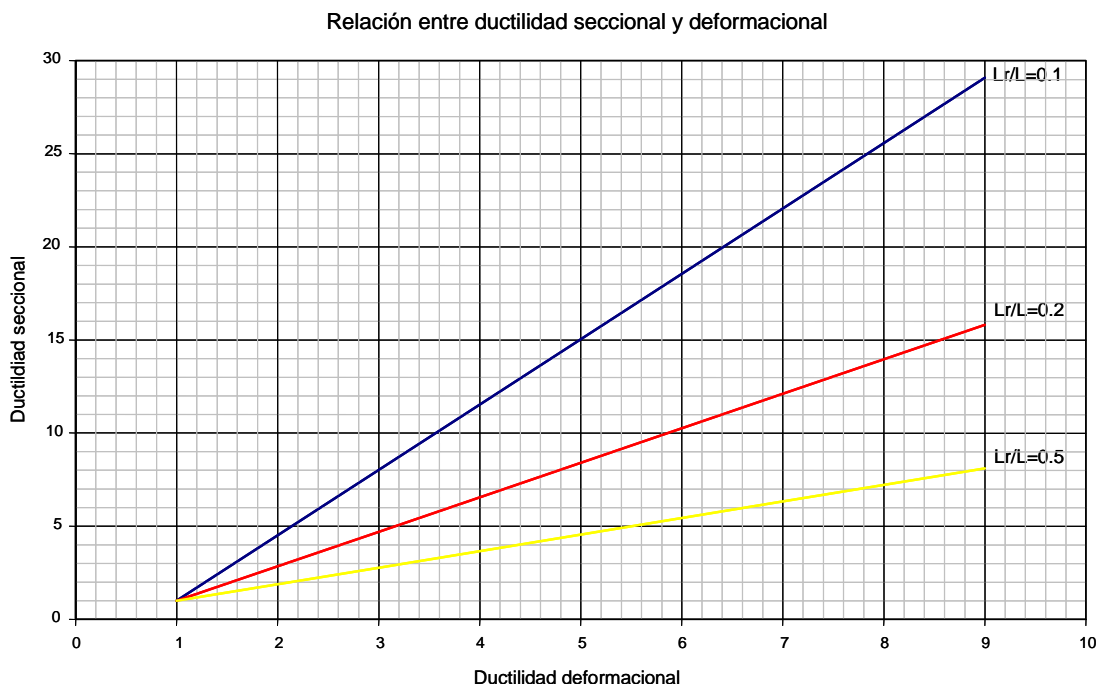
El desplazamiento en cabeza tiene dos componentes, una elástica  $d_y$  y otra no lineal  $d_p$ . La ductilidad en términos de deformaciones se define como

$$\mu_{\Delta} = \frac{(d_y + d_p)}{d_y} \quad [4.1]$$

Además puede relacionarse la ductilidad seccional con la ductilidad deformacional, representada en la figura 4.2.

$$\mu_{\varphi} = 1 + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3(L_r / L) [1 - 0,5(L_r / L)]} \quad [4.2]$$

Como puede verse esta ecuación pone en evidencia que para conseguir una ductilidad en términos de deformaciones relativamente pequeña hace falta una ductilidad seccional alta. Además esta relación depende de la relación entre la longitud de la rótula plástica y la longitud de la pila. Cuanto mayor es la longitud de la rotula plástica mayor es la demanda de ductilidad seccional.

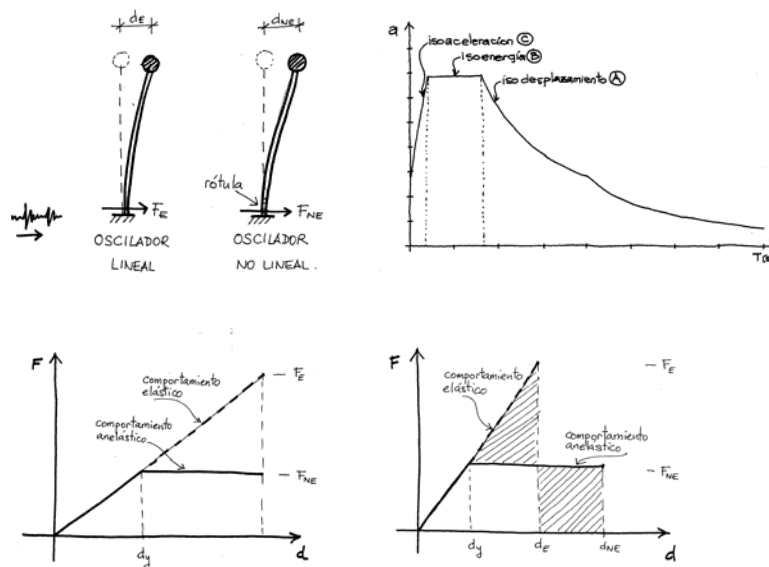


**Fig. 4.6 Relación entre la ductilidad en términos de deformaciones y la ductilidad seccional, para distintas relaciones de longitud de la rotula plástica y la longitud de la pila**

En la figura 4.2.b se muestra la ductilidad en términos de deformaciones para una pila con la sección circular estudiada de 10 m de altura. La rotula plástica se ha determinado de acuerdo con el diagrama momento curvatura, y resulta aproximadamente igual a 1/10 de la altura de la pila.

En este tipo de puentes, es posible relacionar la ductilidad en términos de deformaciones con el coeficiente de comportamiento y para ello hay que estudiar el comportamiento de las estructuras dúctiles con distintas características en términos de frecuencia.

En la figura 4.7 se muestra el espectro de repuesta y los distintos comportamientos estructurales posibles, dependiendo de las características dinámicas de las estructuras [15].



**Fig. 4.7. Espectro de repuesta y diferentes comportamientos estructurales de puentes dúctiles**

El comportamiento dinámico no lineal de las estructuras depende del rango de periodos en el que se encuentre el modo fundamental de vibración en la dirección considerada. A estos efectos el espectro se suele dividir en tres zonas.

**Zona descendente (A).** En esta zona, que corresponde a periodos altos, la deformación máxima observada en un oscilador simple con un comportamiento elástico y lineal es similar a la de un oscilador no lineal. Principio de igual desplazamiento. En este caso el coeficiente de comportamiento  $q$ , que permite reducir los esfuerzos obtenidos a partir del espectro elástico

$F_{NE} = \frac{F_E}{\mu}$ , coincide con la ductilidad en término de deformaciones. Muchos de los puentes que se proyectan tienen periodos que se encuentran en esta zona.

**Zona de meseta (B).** Esta zona corresponde a la zona de aceleraciones máximas. En esta zona se observa que la energía de deformación de los osciladores lineales y no lineales son semejantes. El coeficiente de comportamiento ya no coincide con la ductilidad en términos de

desplazamientos,  $F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$ . Para el mismo coeficiente de comportamiento  $q$  se requiere mayor ductilidad en término de deformaciones. En este caso las deformaciones son también mayores que las elásticas y deben tenerse en cuenta en las estimaciones de deformaciones que se realicen para el proyecto.

**Zona de periodos muy bajos (C).** Esta zona corresponde a los elementos muy rígidos, como pasos inferiores, que sufren una aceleración similar a la del suelo. En esta zona es de aplicación el principio de igual aceleración entre el sistema lineal y no lineal y por tanto no puede existir reducción en los esfuerzos elásticos por lo que el coeficiente de comportamiento debe siempre ser igual a 1.

En la tabla 4.1 se resumen los conceptos expuestos.

Zona A	Igual desplazamiento	$F_{NE} = F_E/\mu$	$d_{NE} = d_E$
Zona B	Igual energía	$F_{NE} = \frac{F_E}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$	$d_{NE} = \frac{d_E \cdot q}{\sqrt{(2\mu - 1)}}$
Zona C	Igual aceleración	No hay reducción de esfuerzos $q=1$	

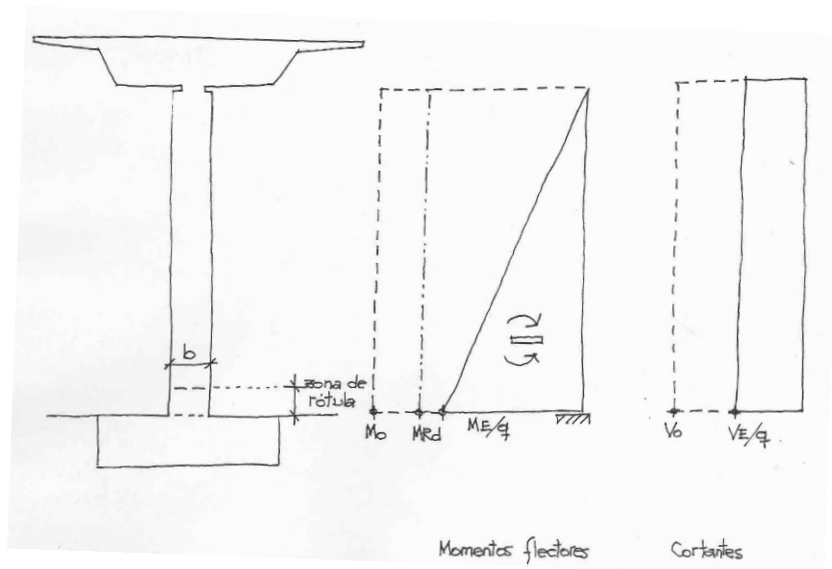
**Tabla 4.1 Diferentes comportamientos de estructuras con comportamiento no lineal dependiendo del periodo de modo principal de vibración [14].**

Los coeficientes de comportamiento para los distintos tipos de puentes pueden venir definidos en la normativa, para puentes normales, y para otro tipo de puentes deben adoptarse valores, proceder al dimensionamiento de los distintos elementos estructurales y luego comprobar, realizando cálculos especiales (Empuje progresivo no lineal estático [15]), que la ductilidad adoptada es posible en el puente proyectado.

Hay otro aspecto, formulado desde hace mucho tiempo [16], que es la necesidad de proyectar la estructura teniendo en cuenta la capacidad resistente de las secciones que condicionan el comportamiento, este es el proyecto por capacidad. Es evidente que si se quiere tener un comportamiento dúctil en las secciones de las rotulas plásticas, la capacidad resistente de éstas

debe condicionar la capacidad resistente del resto de las secciones y de esas secciones solicitadas a otros esfuerzos.

En la figura 4.8 se muestra el caso de la pila de un puente sometida a la acción sísmica.



**Fig. 4.8 Capacidad resistencia de una pila sometida a acciones sísmicas. Proyecto por capacidad.**

Las secciones más solicitadas, las del empotramiento pila cimentación, están sometidas a unos esfuerzos determinados con el espectro elástico,  $M_E$  en la figura.

Si el comportamiento se supone dúctil, estos esfuerzos se reducen en la magnitud  $M_E/q$ . Con este momento reducido, concomitante con el axil debido las acciones involucradas en la situación sísmica, se procede al dimensionamiento de la armadura, utilizando los criterios generales establecidos por el método de los estados límites.

La capacidad resistente así obtenida  $M_{Rd}$  es una capacidad teórica que subestima la capacidad resistente real. La sobrerresistencia sobre esta capacidad teórica de proyecto, definida según el método de los estados límites, se debe a varias cuestiones. En primer lugar, a que la armadura dispuesta normalmente es mayor que la teóricamente requerida y, en segundo lugar, a que las ecuaciones constitutivas de los materiales subestiman la resistencia real. Esto último debido a que los valores más probables son los medios, no los característicos y, mucho menos los de cálculo y luego porque los materiales (el acero de alta ductilidad y el hormigón confinado) tienen un comportamiento, tanto en aspectos resistentes como de ductilidad, que no quedan reflejados en el dimensionamiento realizado.

Si se evalúa con ecuaciones constitutivas más realistas la capacidad resistente de las secciones de las zonas de rotulas plásticas, se puede determinar la hiperresistencia que disponen.

En la figura 4.9 se ha representado la hiperresistencia de la pila circular estudiada en la figura 4.2. Se representan los diagramas de interacción correspondientes a las ecuaciones constitutivas utilizadas para el dimensionamiento en estado límite último. Se ha representado la capacidad resistente para las ecuaciones constitutivas con valores medios para el acero de alta ductilidad utilizado y el hormigón confinado. Queda claro que la capacidad resistente a flexión compuesta es mucho mayor que la supuesta en el dimensionamiento. El aumento es mayor a medida que crece el axil.

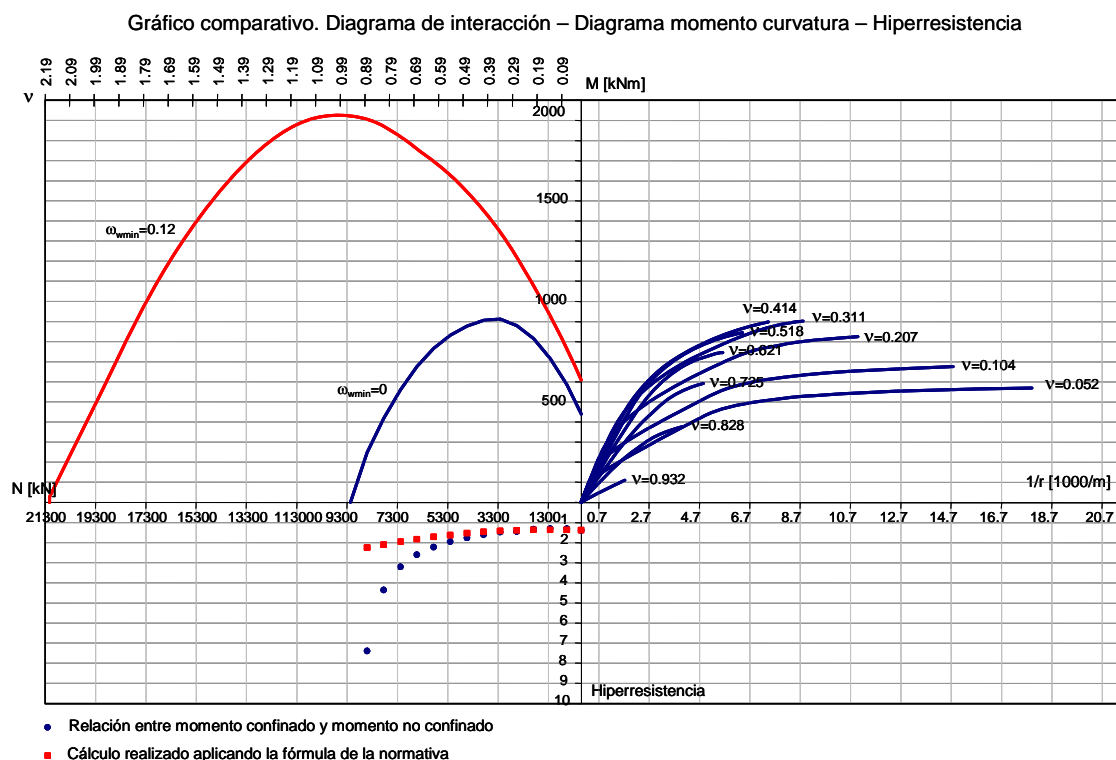


Fig. 4.9 Hiperresistencia de secciones sometidas a flexión compuesta

Si las secciones tienen capacidad resistente para resistir tensiones normales, frente a la acción del sismo tienen que tener también capacidad resistente para resistir los esfuerzos complementarios, de cortante por ejemplo.

## 5. Diseño conceptual de puentes en zona sísmica

En el último tiempo todo el mundo habla de diseño conceptual y seguramente para cada uno tiene una definición distinta. Quizás lo mas grave es que no se ha hecho un esfuerzo para su definición y esto no ayuda mucho a su difusión, tan necesaria en el mundo de la ingeniería estructural.

Aunque los autores de esta comunicación tienen que hacer un esfuerzo improvisado para intentar definir diseño conceptual, creemos que se puede definir como la acción de plantear una solución estructural óptima a un problema estructural correctamente establecido.

El ingeniero estructural debe hacer un esfuerzo para definir lo más detalladamente que pueda el problema y esta definición muchas veces requiere de la capacidad del cliente para fijar condiciones para las que muchas de las veces no esta preparado. El ingeniero estructural debe participar activamente en la definición de problema, incluso dando todas las indicaciones que permitan al cliente asumir las responsabilidades que le corresponden.

El diseño conceptual entonces es el proceso de la búsqueda de la solución óptima, que requiere la resolución de un problema multivariable que no puede ser resuelto con el mismo nivel de excelencia en todos y cada uno de los aspectos. Es un proceso personal, que cada uno

puede abordar de distintas forma. No obstante, requiere, en opinión de los autores de este documento, de una metodología y algunos aspectos mínimos:

- Conocimiento o más precisamente entendimiento de los problemas estructurales.
- Trabajo duro. Capacidad de buscar la solución adecuada sin resignarse con la primera que le parezca.
- Permeabilidad. De poder pensar distintas soluciones, con distintos materiales, con distintos procesos, con distintas tipologías, en distintos momentos de la vida útil de la estructura.
- Humanidad.

Expresado lo anterior, y solo después de estos principios generales, es posible abordar algunas ideas que pueden tenerse en cuenta en el diseño conceptual, el descubrimiento de una solución idónea, para un puente en zona sísmica.

Es evidente que el planteamiento de la solución para un puente en zona sísmica no depende solo de la acción sísmica y deben tenerse en cuenta todos los condicionantes del problema globalmente. En la referencia [1] se propone una lista de características estructurales ideales que debería tener un puente en zona sísmica.

- Los puentes deben ser predominantemente rectos. El comportamiento de puentes curvos así como los puentes esviados tienen una respuesta más compleja.
- Los tableros deben ser preferiblemente continuos, con el menor número de juntas posibles. Los tableros isostáticos o con muchas juntas no son redundantes y pueden tener problemas de soporte si se subestima la longitud de entrega en los apoyos.
- Las cimentaciones deben realizarse sobre materiales competentes. Los suelos blandos amplifican los desplazamientos, pueden dar problemas de licuefacción y movimientos de terraplenes.
- La altura de las pilas debería ser similar. La diferencia de alturas suponen diferentes rigideces y concentración del daño en las pilas más rígidas.
- Las pilas deberían tener igual rigidez y resistencia en todas las direcciones. Diferentes rigideces y resistencias en la dirección longitudinal y transversal, implica ineficiencia estructural.
- Las luces de los vanos deben mantenerse modestas. Grandes luces implican grandes cargas verticales con una potencial reducción de la ductilidad.
- Las rotulas plásticas, cuando se adopta un comportamiento dúctil, deben aparecer fundamentalmente en las pilas y en zonas accesibles para la inspección y reparación.

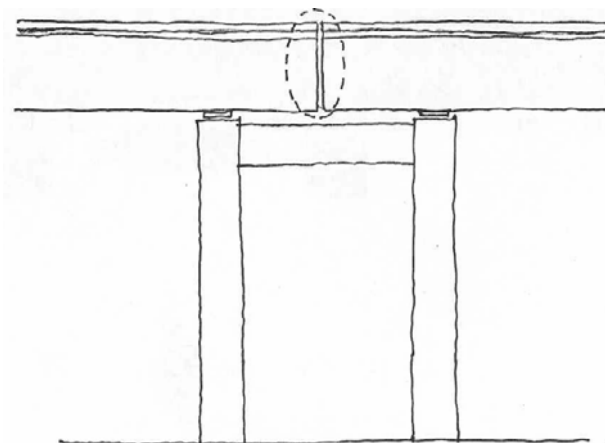
Evidentemente, en la mayoría de los casos no se pueden cumplir más que algunas de estas condiciones, pero es interesante tenerlas en cuenta para procurar mitigar, con la solución planteada, algunos de los aspectos que se producen si no se cumplen las características ideales expuestas.

Esta lista pone de manifiesto asimismo, otro aspecto a tener en cuenta de forma fundamental en el diseño conceptual, y es la enorme cantidad de incertidumbres y lagunas de conocimiento o entendimiento con las que hay que convivir y que solo se pueden resolver adecuadamente, a nivel de proyecto, si se sobrepasa la frontera de lo resuelto y se apuesta por ideas innovadoras.

A continuación se pasa revista a distintos aspectos a considerar para el diseño de un puente.

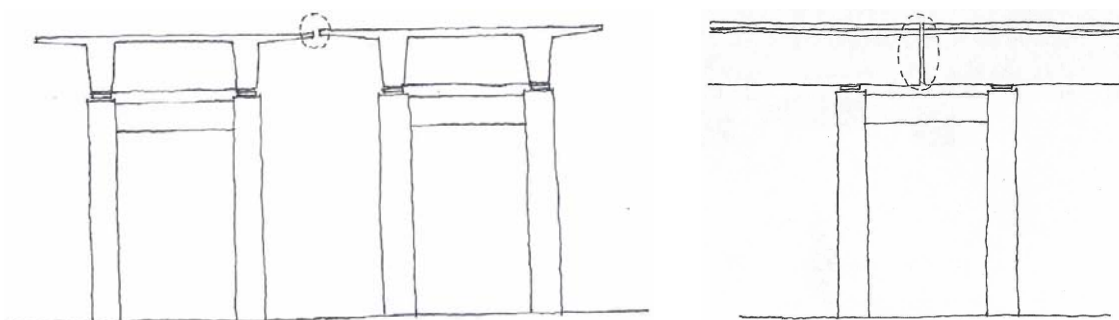
**El tablero**, en general, no está incorporado al esquema resistente del puente frente a la acción sísmica. No obstante deben tenerse en cuenta, al menos, las siguientes cuestiones.

En primer lugar, es muy importante definir adecuadamente las condiciones de apoyo entre el tablero y la infraestructura para garantizar que se pueden producir las deformaciones necesarias debidas al sismo teniendo el tablero siempre apoyado. La definición de las entregas del tablero en los apoyos, con suficiente holgura es muy importante para conseguir este objetivo.



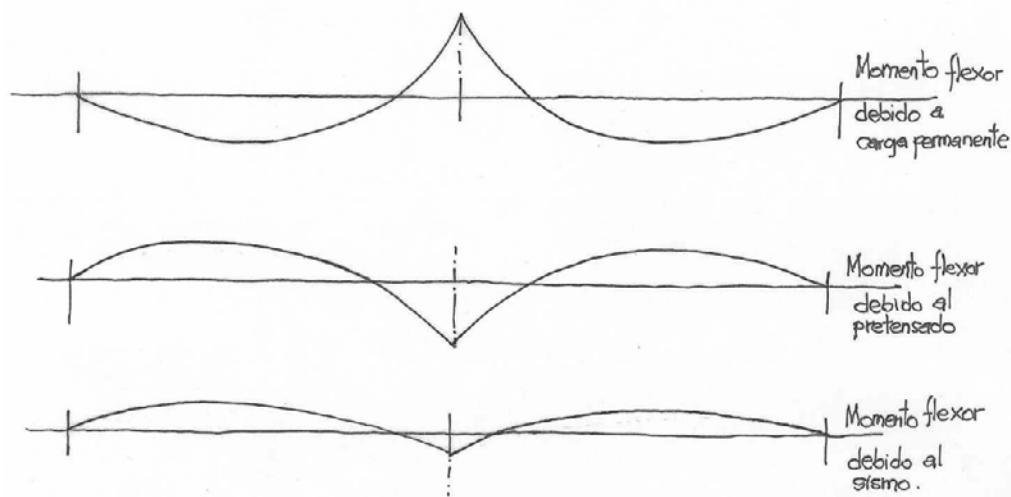
**Fig. 5.1 Condiciones de apoyo del tablero en la infraestructura.**

Otro problema importante es la definición de las juntas para permitir los movimientos estimados y evitar el martilleo entre el tablero y el espaldón del estribo o entre tableros, lateralmente, cuando se trata de puentes de doble calzada separados por una mediana mínima.



**Fig. 5.2 Juntas longitudinales entre vanos o tablero y estribo o transversales entre tableros.**

Además de estos problemas geométricos, para puentes de hormigón pretensado debe comprobarse el efecto que puede producir la acción sísmica vertical. En general, el pretensado se dimensiona para compensar el efecto de las cargas verticales, generalmente las permanentes. Debido a la acción sísmica vertical el efecto de la carga permanente disminuye y el pretensado puede producir unos esfuerzos no deseados en algunas zonas que deben controlarse.



**Fig. 5.3 Efecto de la acción del sismo vertical en puentes de hormigón pretensado.**

Es evidente que es muy importante minimizar el peso propio de las soluciones de hormigón, ya que la acción sísmica será función de éste.

Como se ha dicho, la resistencia a las acciones del sismo, en general, son resistidas por **la infraestructura**.

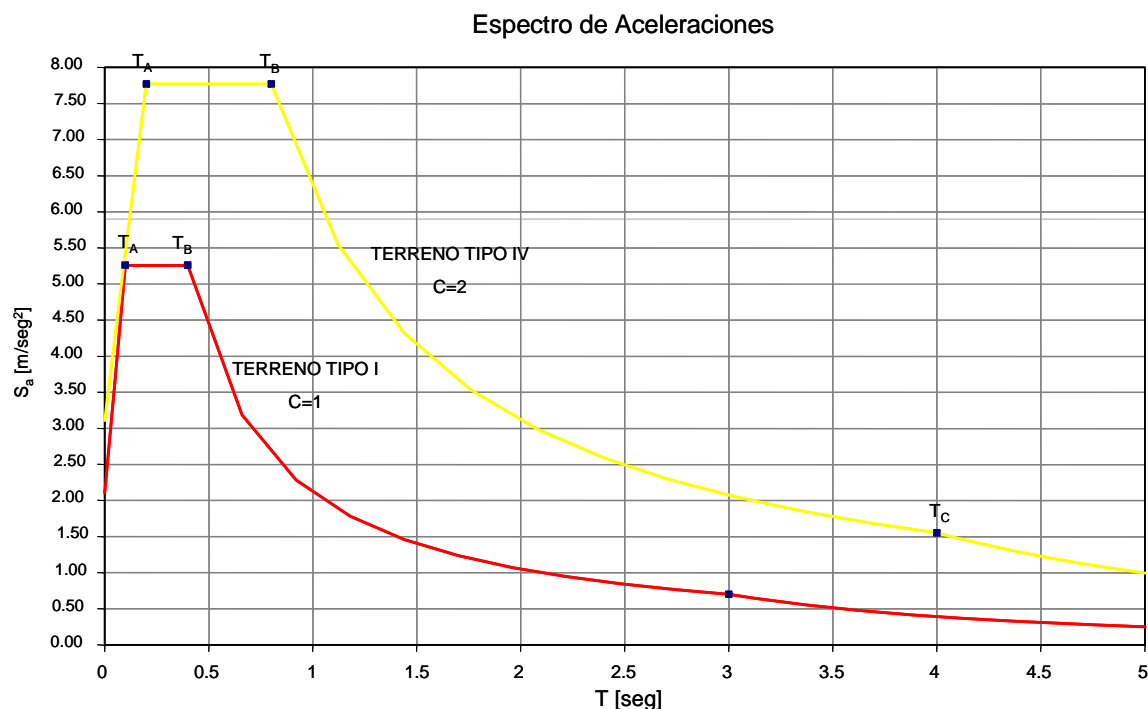
Para estructuras con comportamiento dúctil, en las que se admite un cierto daño para disipar la energía sísmica que debe repararse, debe plantearse que las zonas de rotulas plásticas sean visibles, para su inspección, y accesibles, para su reparación.

Tal como se ha visto, son las pilas en las que generalmente se producen las rótulas plásticas. Para que un comportamiento como el explicado en el apartado 4 se produzca, las pilas deben estar empotradas en la cimentación y fijas al tablero.

En puentes cortos, las pilas pueden fijarse en el tablero con una rótula que permita pasar las cargas inerciales del tablero y permitir rotaciones para no transferir momentos. Esta solución, que permite una gestión adecuada de los movimientos del tablero sin causar grandes efectos sobre las pilas, no es utilizada, prácticamente, en España.

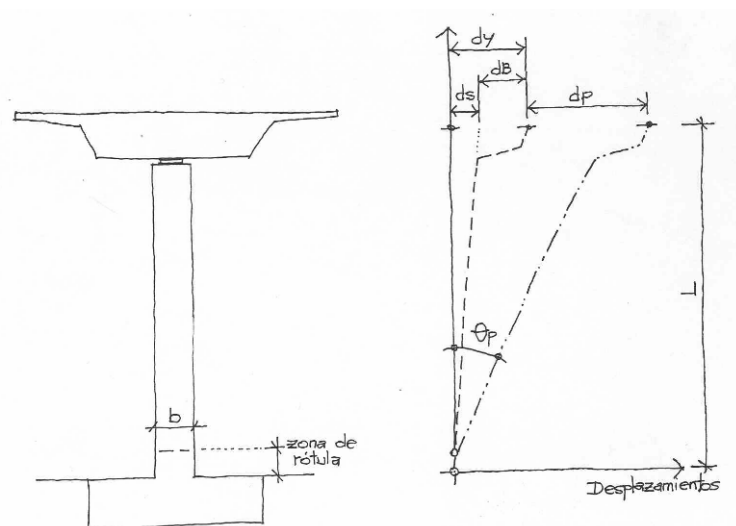
Para puentes de longitudes medias, para minimizar el efecto de las fluctuaciones de temperatura y de los efectos reológicos de fluencia y retracción, la tendencia generalizada es apoyar el tablero con neoprenos.

Los neoprenos aumentan la flexibilidad del tablero y consecuentemente el periodo propio de la estructura. Esta situación puede ser muy adecuada para puentes en terrenos duros, ya que el aumento del periodo propio permite una disminución de la acción sísmica. Esta situación puede no producirse para terrenos blandos por la forma del espectro, generalmente desplazado hacia las frecuencias bajas.



**Fig. 5.4 Efecto de la flexibilidad que producen los neoprenos en relación con la acción sísmica**

Por el contrario la flexibilidad que confieren los neoprenos hace casi imposible la formación de las rotulas plásticas, parte de la deformación de la pila se gasta en deformar a los neoprenos por lo que no puede conseguirse la formación de las rotulas plásticas. En la figura 5.5 se muestra el caso de una pila con neopreno en la que se muestran estos conceptos.



**Fig. 5.5 Comportamiento de una pila empotrada en la cimentación y unida al tablero con un neopreno**

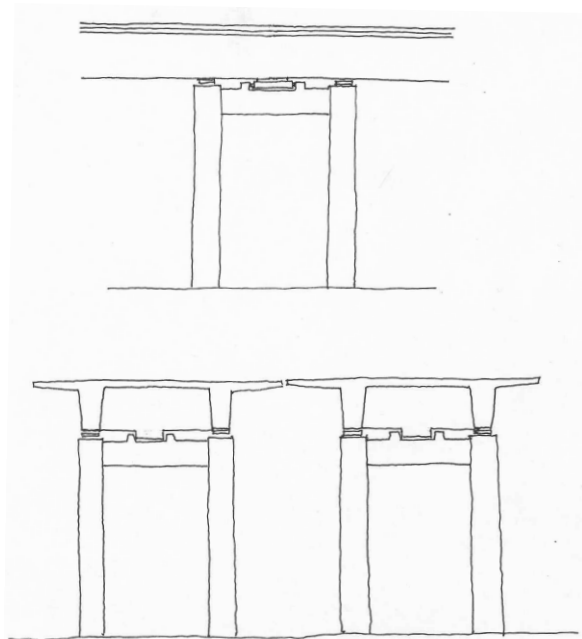
En estos casos para conseguir un comportamiento dúctil deben garantizarse que para la acción sísmica el tablero quede fijo a la infraestructura, las pilas.

Transversalmente se puede obtener este comportamiento utilizando topes sísmicos. Longitudinalmente, utilizando elementos de bloqueo frente a acciones rápidas. Existen en el mercado dispositivos que permiten el movimiento del tablero frente a acciones lentas, como la tempera-

tura y las reológicas, sobre los neoprenos pero que se bloquean frente a acciones rápidas, como el frenado y las acciones sísmicas, fijando el tablero a las pilas.

Para puentes de gran longitud, para permitir los movimientos horizontales con el tiempo, se suele apoyar el tablero sobre neoprenos, para las pilas más próximas al punto fijo y con menores movimientos, y sobre teflones, para las pilas más lejanas al punto fijo y con mayores movimientos.

En estos casos, para fijar el tablero a las pilas frente a la acción sísmica se pueden utilizar transversalmente o longitudinalmente las mismas soluciones apuntadas para los casos de luces medias. Cuando se utilizan teflones puede anclarse el tablero transversalmente utilizando teflones guiados con adecuada capacidad resistente transversal.

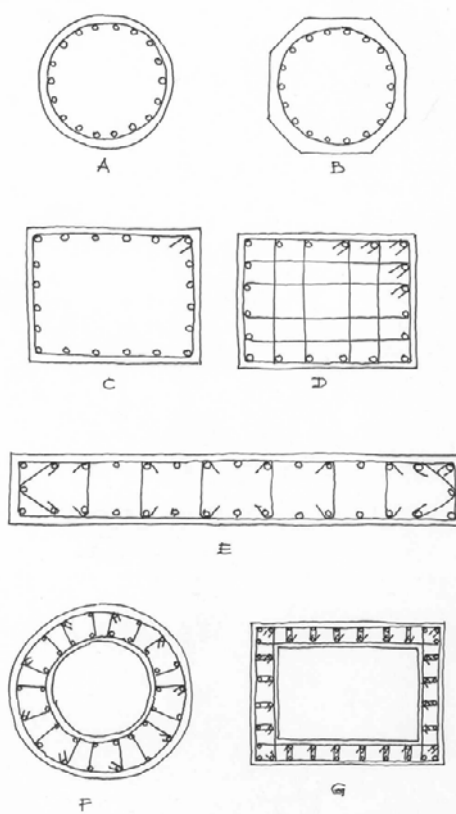


**Fig. 5.6 Topes sísmicos y elementos de bloqueo para la fijación longitudinal de puentes apoyados con neoprenos o teflones.**

Adicionalmente hay que tener en cuenta que los apoyos de neopreno aumentan su rigidez frente a acciones dinámicas. Lo mismo ocurre con el rozamiento de los apoyos de teflón deslizantes, que tienen un rozamiento del orden del 3 % para movimientos lentos y puede aumentar al 10 % para esfuerzos dinámicos.

Por último hay que tener en cuenta que debido a la acción vertical del sismo pueden aparecer variaciones en el axil de los apoyos que deben ser considerados en el proyecto de los mismos. Especialmente importante es la disminución del axil que puede dejar el tablero despegado del apoyo.

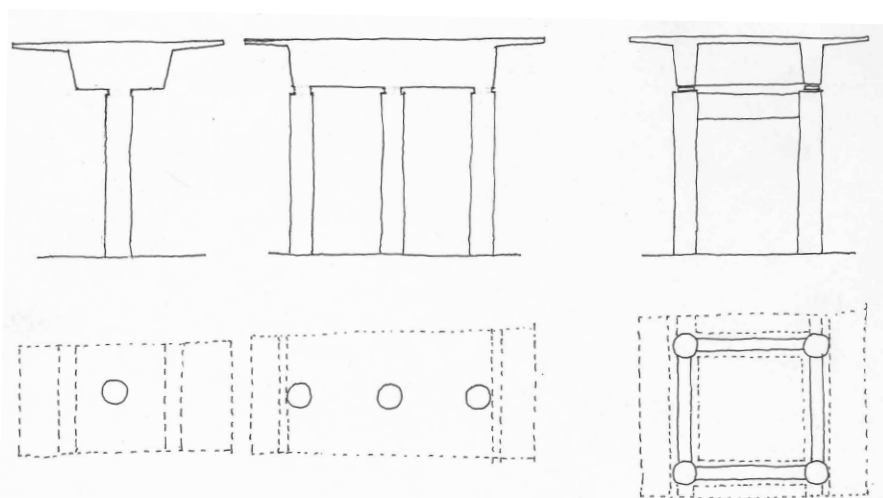
En cuanto a la geometría de las pilas, las circulares para alturas modestas y huecas para alturas mayores, que tienen igual resistencia en todas las direcciones, son las que mejor se adaptan a la acción sísmica. En general es importante tener la mayor simetría en las dos direcciones principales.



**Fig. 5.7 Distintas secciones transversales de pilas.**

Para puentes con comportamiento dúctil las secciones circulares, además, pueden armarse con cercos circulares que optimizan su capacidad de confinamiento. En secciones huecas circulares las condiciones de confinamientos no son tan favorables para el cerco interior, que para garantizar un comportamiento dúctil debe estar arriostrado con horquillas.

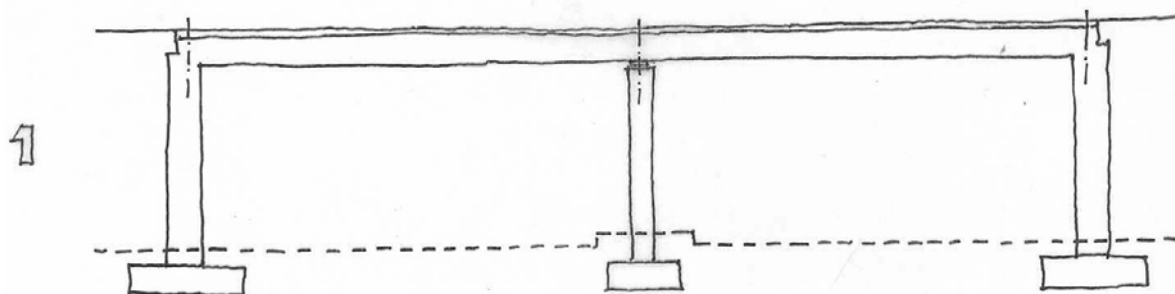
Para puentes con luces y ancho modestos puede resolverse la infraestructura con una única pila. Para puentes de mayor anchura o cargas es imprescindible optar por disposiciones con muchos fustes. Una solución adecuada, en estos casos, puede ser la disposición de pilas con cuatro fustes.



**Fig. 5.8 Distintas disposiciones de pilas.**

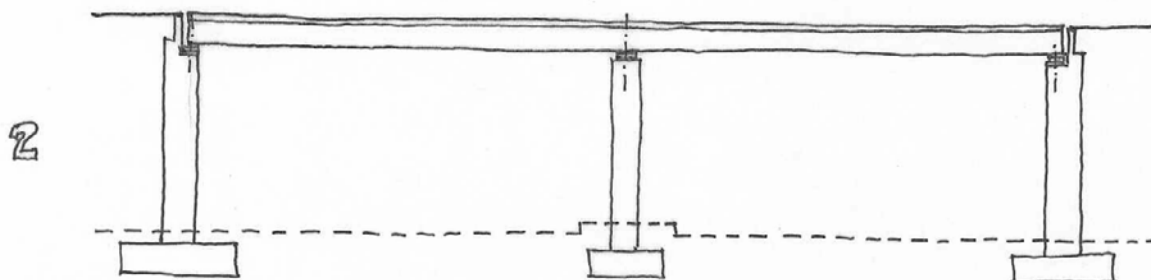
Los estribos tienen un comportamiento muy condicionado por su intervención en la capacidad resistente a las acciones sísmicas.

Para puentes cortos, puede llevarse la acción del sismo al estribo, para que este lo resista completamente. En este caso la estructura resulta muy rígida y con aceleraciones próximas a las del terreno. En este caso, las pilas intermedias de rigidez despreciable en comparación con la del estribo, no contribuyen a resistir el sismo. Puede además considerarse el efecto del empuje pasivo del terreno en la dirección del sismo, que resulta muy efectivo.



**Fig. 5.9 Puentes cortos con estribos activos sísmicamente, para las fuerzas inerciales del tablero.**

Para puentes en los que las fuerzas horizontales son resistidas por las pilas, la conexión entre el tablero y el estribo debe ser muy flexible, para no transferir fuerzas inerciales del tablero. Por otro lado el estribo debe absorber desde el punto de vista resistente, los empujes del terreno aumentados por el efecto sísmico.



**Fig. 5.10 Puentes con estribos pasivos sísmicamente para las fuerzas inerciales del tablero**

En algunos casos, para tener una rigidez uniforme puede plantearse la posibilidad de utilizar una pila delante del estribo, para evitar involucrar el estribo en el mecanismo resistente.

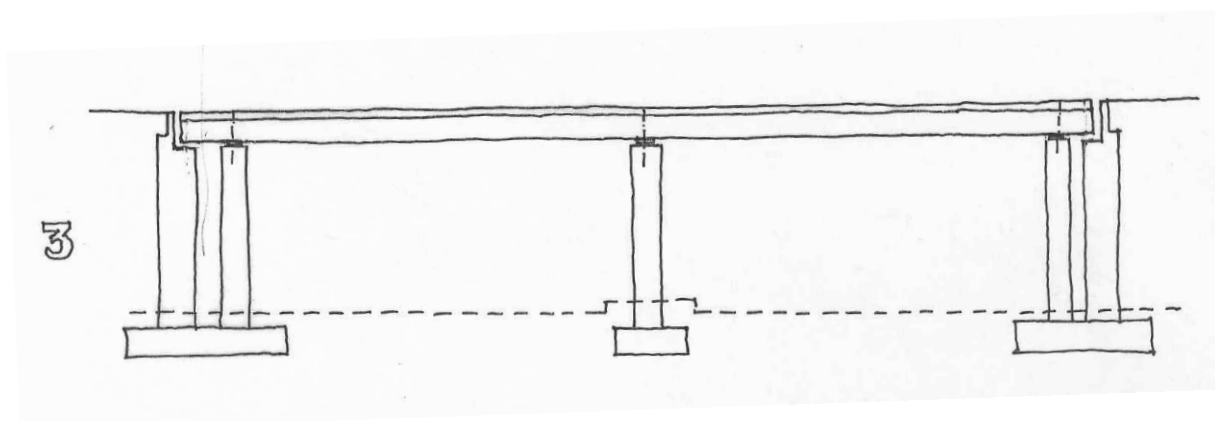


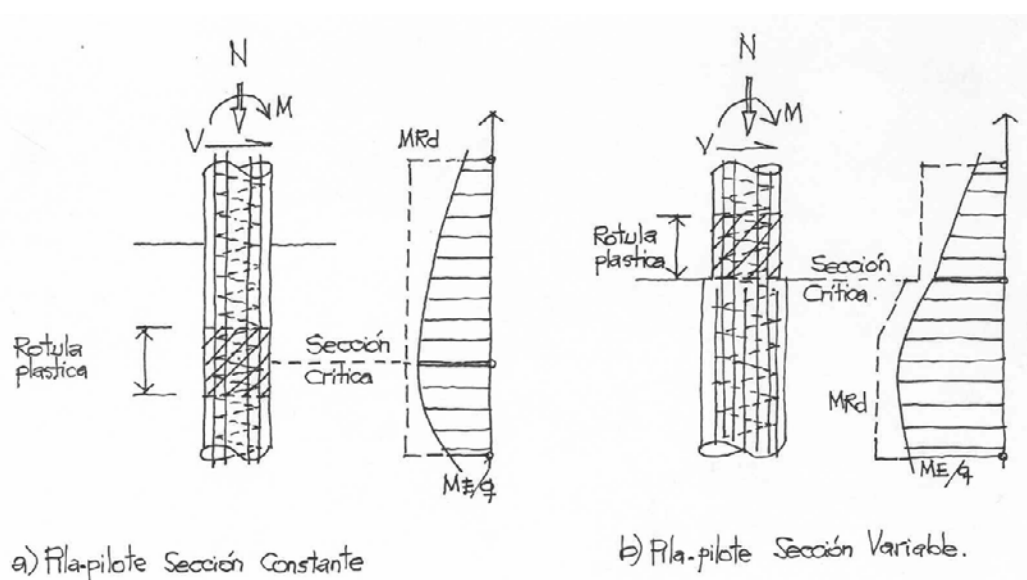
Fig. 5.11 Pila-estribo

Para puentes ferroviarios, donde las acciones de frenado son tan importantes, en muchos casos se resisten en el estribo. En este tipo de puentes, cuando se encuentran en zonas sísmicas, es interesante mantener el estribo como elemento resistente del sismo longitudinal y utilizar amortiguadores que pongan como límite superior de la acción sísmica valores un poco por encima que los debidos al frenado [14].

En cuanto a las cimentaciones es necesario tener en cuenta tres aspectos básicos.

En primer lugar, las cimentaciones deben realizarse en terrenos competentes.

En segundo lugar, las cimentaciones deberían mantenerse con un comportamiento esencialmente elástico, entendiéndose como tal el comportamiento que se ha explicado en el apartado de comportamiento estructural.



**Fig. 5.12 Pilas pilote. Variación de rigidez para conseguir la formación de la rotula plástica en una zona accesible para inspección y reparación [1]**

En tercer lugar, deben dimensionarse con esfuerzos adecuados a la máxima capacidad resistente de los elementos que le transmiten la carga.

Finalmente decir que, también en zonas sísmicas, la definición de la solución de un puente constituye el ejercicio más interesante de la vida profesional de un ingeniero estructural. Conocer, tantear, valorar, definir, detallar, ... ,en definitiva, hacer buena ingeniería.

## 6. Consideraciones finales

- I. El proyecto de un puente debe hacerse teniendo en cuenta distintas acciones sísmicas, en función de la probabilidad de ocurrencia de los eventos sísmicos de la zona, y con distintas exigencias en cada caso. De esta forma se puede minimizar la inversión inicial, se tiene una garantía razonable de comportamiento para sismos frecuentes y se admite un cierto daño reparable para sismos poco frecuentes.
- II. El comportamiento estructural del puente es, en cierta medida, una opción de proyecto bien definida por el cliente o bien definida por el proyectista.

El diseño de pilas de puentes en zona sísmica con comportamiento dúctil requiere un conocimiento profundo del comportamiento dinámico lineal y no lineal de la estructura. Para ello se debe establecer cual será la jerarquía de funcionamiento de las distintas rótulas plásticas, debiendo verificarse durante la etapa de diseño la posibilidad real de formación de dichas rótulas y su capacidad para alcanzar los niveles de ductilidad no sólo en términos de su capacidad de rotación (ductilidad seccional), como en términos de desplazamientos (ductilidad en término de desplazamientos).

La aplicación de reducción de esfuerzos por comportamiento dúctil depende de la vinculación entre tablero, pilas y estribos; no pudiéndose, por ejemplo, aplicarse reducciones significativas en el caso de pilas con apoyos de neopreno.

- III. Los puentes deben proyectarse para las acciones máximas que pueden resultar en los distintos elementos estructurales, función de su máxima capacidad resistente. La dificultad de definir la acción sísmica conduce a que el proyecto se realice condicionado por la capacidad máxima de una serie de secciones o elementos estructurales que funcionan como fusibles del comportamiento del resto de la estructura. Para puentes con comportamiento dúctil estos fusibles se localizan en las zonas donde se prevé la formación de las rotulas plásticas.
- IV. Finalmente, también en zonas sísmicas, la definición de la solución de un puente constituye el ejercicio más interesante de la vida profesional de un ingeniero estructural. Conocer, tantear, valorar, definir, detallar, ... ,en definitiva, hacer buena ingeniería.

## 7. Agradecimientos

Este trabajo se realizó bajo la dirección de D. Hugo Corres Peiretti y con participación de Dña. María Fernanda Defant Erimbaue, como parte del trabajo de investigación que se está realizando de acuerdo al convenio firmado entre IPAC y la fundación Agustín de Betancourt, en al Universidad Politécnica de Madrid, Escuela de Caminos, Canales y Puertos.

## 8. Bibliografía

- [1] N. Priestley, F. Seible, G. Calvi. Seismic design and Retrofit of Bridges. Wiley-Interscience. 1996.
- [2] EERI, "Northridge Earthquake Reconnaissance Report," Earthquake Spectra, Special Supplement to Vol. 11, Feb 1995, página 166.
- [3] Priestley, M. J. N., F. Seible, and G. MacRae, The Kobe Earthquake of January 17, 1995: Initial Impressions from a Quick Reconnaissance, Structural Systems Research Project, Report SSRP-95/03, Universidad de California, San Diego, Febrero 1995, página 71.
- [4] Eurocódigo 8 Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 2 Puentes 1998. Parte 1 y 2.
- [5] Caltrans, Seismic Design Referentes, California Department of Transportation, Sacramento, California, 1992.
- [6] Cheney, R. S., and R. G. Chassie, Soils and Foundations Workshop Manual, FHWA-HI-88-009, NHI Course 13212, Federal Highways Administration, Washington, D.C., 1982.
- [7] Calvi, G. M., M. Ciampoli, and P.E. Pinto, "Guidelines for Seismic Design of Bridges: Background Studies, Part 1" página 114: European Earthquake Engineering, Vol. 2, página 3-16.
- [8] Borrador de la nueva norma sismorresistente para puentes de hormigón.
- [9] Efecto Bauschinger.
- [10] Medot R. Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico. Jornadas ACHE Mayo 2004.
- [11] Oladapo, I. O., "Rate of Loading Effect on Moment – Curvature Relation in Prestressed Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings V. 61, N°7, Julio 1964, páginas 871-887.
- [12] ARCER, "Diagramas característicos de tracción de los aceros con características Especiales de Ductilidad, con Marca Arcer".
- [13] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, ASCE, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, vol 114, N°8, Agosto 1988, páginas 1804-1826.
- [14] Romo J., Sanchez J., Corres H. Discusión sobre los criterios de diseño de la subestructura de puentes de ferrocarril en zonas sísmicas. Congreso de Puentes de Ferrocarril. Grupo Español del IABSE. Junio 2002.
- [15] Corres H., Romo J., Perez A.. Chacao Channel Bridge. Seismic Design Basis and Seismic Bridge Design. Fib Symposium Concrete Structures en Seismic Regions. Atenas. 2003.
- [16] Park R., Paulay T. "Reinforced Concrete Structures", Wiley – Interscience Publication, 1975.

# INTUICIÓN Y CÁLCULO ESTRUCTURAL. ¿DOS AMIGOS?



Prof. J. Calavera  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Presidente de INTEMAC  
Catedrático Emérito de la Escuela de Ingenieros de Caminos,  
Canales, y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid

Hoy es difícil, para cualquier persona que se dedique al cálculo estructural, separar el propio cálculo de la intuición estructural. Diríamos que cálculo e intuición caminan juntos.

Sin embargo, la situación no fue siempre así. La aplicación de la intuición a los problemas constructivos y en particular a los problemas estructurales viene produciéndose desde el fondo de la Prehistoria.

El primero, que sepamos, en situar correctamente la fibra neutra de una sección rectangular fue Leonardo da Vinci que en su Codex de Madrid dice:

*“Si una barra flexible se dobla, es necesario que su parte convexa se adelgace, y que su parte cóncava se ensanche.*

*Esta modificación es piramidal, y en consecuencia no hay cambio en el centro de la barra.*

*Se podrá descubrir, si se tienen en cuenta las anteriores modificaciones, que considerando el tramo a-b en el centro de su longitud, y entonces flectando la barra de manera que las dos secciones paralelas se acerquen en la base, la distancia entre ellas ha crecido en las fibras superiores en la misma medida que ha disminuido en las fibras inferiores.*

*En consecuencia, el centro de su altura se ha comportado como un pivote.*

*Los puntos extremos de las fibras superiores se acercan en la misma proporción que se alejan los puntos extremos de las fibras inferiores. Por ello se comprende que el centro de la altura de las secciones paralelas nunca crece en a-b, ni disminuye en c-d una vez que se haya deformado la barra.”. Codex Madrid I, folio 84 (1).*



Un problema tan aparentemente intuitivo como situar la fibra neutra, fue erróneamente resuelto por Galileo. La Figura 1, procedente de su obra (2) sitúa la fibra neutra de un voladizo con sección rectangular, en la fibra inferior de la sección.

El cálculo estructural es, relativamente, muy reciente. Piénsese que hasta 1824 no se conocía ningún método para calcular una viga simplemente apoyada.



Figura 1

Navier, entonces Profesor en la Escuela de Ingenieros de Ponts et Chaussées de París, todavía en los apuntes de 1819 no sabe situar la fibra neutra para una sección de forma cualquiera y menos aún calcular las tensiones producidas en una sección.

Es en los apuntes de 1824 donde aparecen, simultáneamente, la definición de fibra neutra, Fig. 2, y la fórmula que después llevaría el nombre de Navier y que permitía calcular las tensiones en cualquier punto de la sección de una pieza sometida a flexión. (Fig. 3). (3).

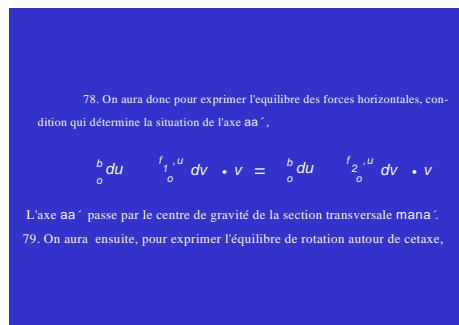


Figura 2

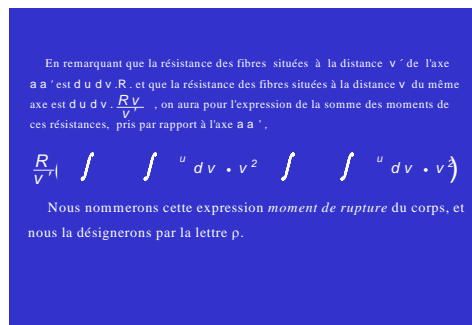


Figura 3

Naturalmente hasta la aparición del cálculo la intuición no caminaba sola, sino que lo hacía junto con la experiencia, y ese conjunto se iba transformando en un arma poderosa para el desarrollo del cálculo estructural.



Figura 4

La Figura 4 muestra la cúpula del Panteón, de 43,50 metros de diámetro, de autor desconocido, pero construida en el siglo primero de la era cristiana.

El autor de esta prodigiosa cúpula, cuya luz intentaron batir Bruneleschi en Santa María de las Flores, en Florencia, y Miguel Angel en la cúpula del Vaticano -aunque realmente la cúpula del Vaticano la había diseñado ya prácticamente Bramante, Arquitecto de la Basílica anterior a Miguel Angel- tuvo dos intuiciones, por un lado, la idea de reducir el peso aligerando la sección mediante el empleo de casetones. De alguna manera el autor intuyó que de esta forma ahorra peso más rápidamente que perdía capacidad resistente.

La segunda intuición, impresionante también, fue la de emplear como árido piedra de Pozzuoli, es decir, la empleada para la fabricación de las puzolanas, que es un árido ligero. De nuevo, el autor intuyó que también con esta segunda aportación reducía esfuerzos más rápidamente de lo que perdía resistencia el hormigón.

He tratado muchas veces de definir lo que es la intuición. La mejor definición que se me ocurre es la siguiente:

**La intuición es un razonamiento a altísima velocidad, que es fruto del estudio, de la reflexión y de las experiencias previas. Frecuentemente no somos conscientes de este razonamiento, por la rapidez con que se produce. Por supuesto, como intuir es mucho más descansado que estudiar, un cierto sector de los profesionales de la construcción prefieren intuir en vez de estudiar. Pero la intuición no es una alternativa al estudio, sino un complemento. (4).**



A lo largo de mi vida profesional he tenido la fortuna de conocer, con mayor o menor intensidad según los casos, a los que considero los cinco grandes intuitivos del siglo XX.

El primero de ellos es Mario Salvadori (Fig. 5). Lo conocí en un Congreso, organizado por Torroja en el año 1960, precisamente en el momento en que yo terminaba mis estudios y recuerdo, todavía con claridad, la impresión que me produjo como Ingeniero y como persona. Recuerdo de él una anécdota que es una definición excelente de lo que él, uno de los mayores intuitivos que yo he conocido, entendía por intuición. En una ocasión y refiriéndose a este tema decía:

*"A mí eso de la intuición me parece muy bien, pero yo, la verdad, las cosas no las acabo de entender bien hasta que nos las veo planteadas en una ecuación diferencial".*



Figura 5



Figura 6

De Torroja fui alumno en tres asignaturas diferentes en la Escuela de Madrid y su recuerdo permanece imborrable (Fig. 6). Murió justo al año de terminar yo la carrera, pero el conocimiento que un alumno adquiere sobre sus profesores es a veces mayor de lo que se piensa. Torroja tenía una intuición prodigiosa, pero procuraba siempre ocultarla detrás de un velo de racionalidad. De alguna manera diríamos que era un intuitivo reprimido que procuraba disciplinarse y razonarlo todo.

De Pier Luigi Nervi (Fig. 7) hay que decir que no solamente era un gran intuitivo sino que eso le hacía profundamente feliz. En muchas de sus estructuras predomina la intuición aunque sería ingenuo pensar que fueron proyectadas sólo con la intuición.

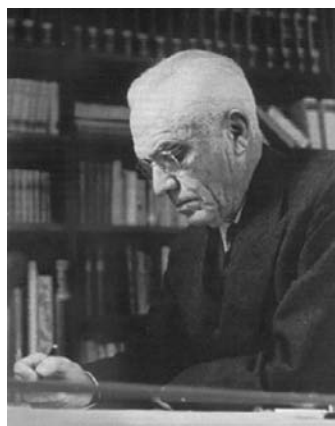


Figura 7



Figura 8



Figura 9

Freyssennet es el caso de un intuitivo genial que valoraba el cálculo, pero limitándolo a lo que a él le parecía que era ingenierilmente conveniente. Recuerdo de él dos anécdotas que lo definen muy bien. En una ocasión, aburrido de las explicaciones matemáticas que le estaban dando, que eran innecesarias para la cuestión que se estaba debatiendo, definió la actitud de su interlocutor con extraordinaria precisión. Dijo: *"Eso es onanismo matemático"*. En otra ocasión tratando de explicar que la técnica del pretensado necesitaba un elemento contra el que producir la reacción, para poder ejercer el pretensado, le dijo a un colaborador joven: *"Mire usted, nadie se ha conseguido levantar del suelo tirándose de los pelos"*. (Fig. 8).

El último de los cinco grandes intuitivos que he mencionado era Félix Candela. Le conocí ya en la época de su regreso a España. Y no solamente recuerdo de él su extraordinaria capacidad profesional sino que además conservo de nuestras conversaciones un recuerdo clarísimo de una cualidad también excepcional: La bondad. (Fig. 9).

Félix Candela era un intuitivo en grado superlativo pero dio siempre, con su particularísimo sentido del humor, una imagen de sí mismo, que era modesta pero no cierta. Siempre se presentó como una persona que sabía muy poco del cálculo del hormigón estructural. Ello no era cierto, Félix Candela publicó, en 1953, un librito titulado "Filosofía de las Estructuras", en el cual no solamente demuestra estar muy avanzado en el conocimiento del cálculo estructural, sino que demuestra que conoce en detalle los métodos del diagrama rectangular aplicados al cálculo de secciones de hormigón, que estaban entonces en discusión en círculos internos en el ACI. Estos métodos fueron publicados, por primera vez, como anejo a la edición del Código ACI 318 de 1956.

Ciertamente en la práctica profesional habitual la intuición es una ayuda poderosa, un excelente amigo pero, de vez en cuando, la intuición resulta un enemigo que nos hace traición y como es un enemigo no clasificado como tal, es un enemigo especialmente peligroso.



La Figura 10 muestra un pórtico biempotrado. La intuición indica -y es erróneo- que cuando la carga puntual actúa sobre el lado izquierdo del dintel, el pórtico experimenta un corrimiento hacia la izquierda. Un razonamiento elemental muestra que el corrimiento es hacia la derecha.

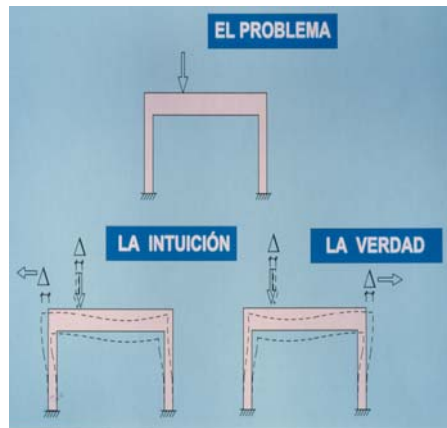


Figura 10

¿Cuál es el origen de este error de intuición, que nadie comete, en un caso análogo, tal como el que se indica en la Figura 11?. Nadie duda que la fuerza situada a la izquierda del arco origina un corrimiento hacia la derecha.

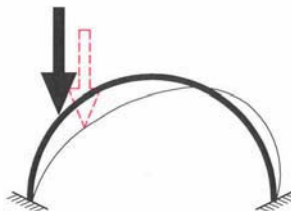


Figura 11

En la Figura 12 se indica una membrana de hormigón en la cual se ha aplicado una carga puntual en el punto medio de la generatriz superior. A mí la intuición me dice que la semicircunferencia del plano medio de la membrana se deforma bajando la clave y abriéndose los bordes.



Figura 12

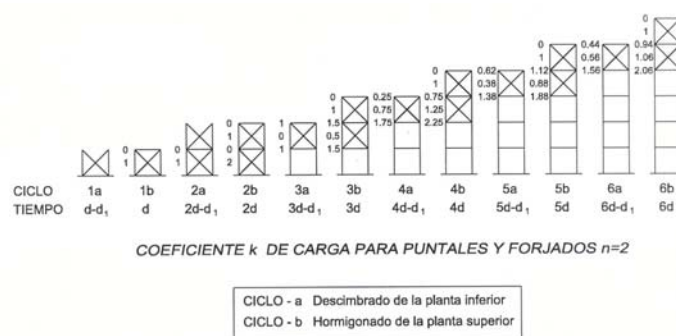
Sin embargo, si en lugar de intuir, planteamos la ecuación diferencial correspondiente, se deduce rápidamente que la deformación es la indicada a la derecha, es decir, desciende la clave pero los bordes tienen corrimientos hacia el interior.

En el cimbrado de plantas consecutivas de un edificio, si se cimbran dos plantas la acumulación de cargas es máxima en la losa de 2ª planta y la carga soportada durante el proceso de construcción es de 2,25 veces el peso propio de la losa. Véase (5). (Fig. 13 b)).

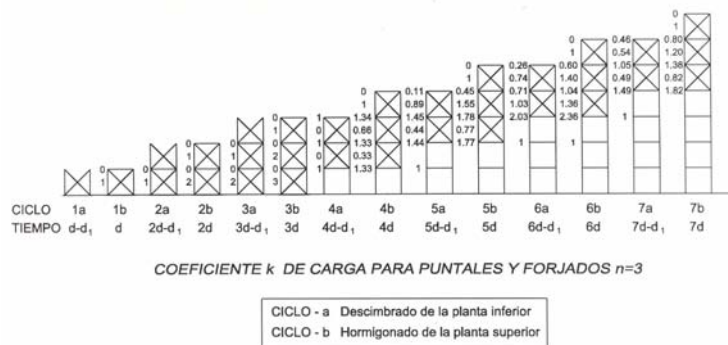
Si la relación de carga permanente a carga total es alta, este valor puede resultar superior a la carga total de servicio en cada losa.

La intuición parece indicar que este valor se reduciría cimbrando más plantas.

La Figura 13 b) indica que ésta es una intuición errónea. Al cimbrar tres plantas el valor máximo, que se alcanza ahora en la tercera planta, el de 2,36, es decir algo mayor.



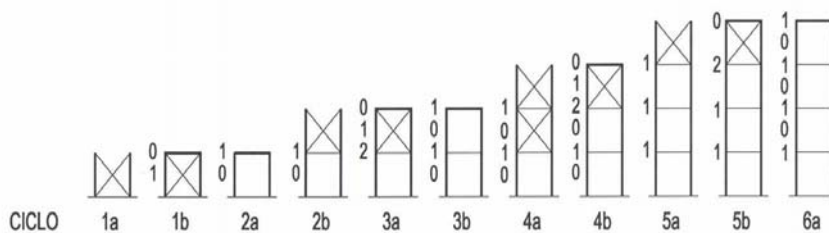
a)



b)  
Figura 13

Es por tanto una falsa intuición que el cimbrar más plantas reduzca el coeficiente máximo de carga por planta.

Si consideramos el caso de cimbrar una sola planta ( $n = 1$ ) (Fig. 14), se observa que el



coeficiente máximo es 2. El razonamiento va contra la intuición.

Figura 14

En la Figura 15 se resumen los valores de coeficientes máximos según el número de plantas cimbradas, que se ha completado para  $n = 4$ .

Número de plantas cimbradas $n$	Coeficiente máximo de carga
1	2
2	2,25
3	2,36
4	2,44

Figura 15

Es decir el coeficiente crece al crecer el número de plantas cimbradas y no hay en ello nada de "sorprendente".

Si se considera cuál es la resistencia del hormigón que condiciona el descimbrado de una pieza sometida a flexión, muchas personas e incluso muchas Normas, opinan que es la resistencia a compresión del hormigón en condiciones ambientales de obra a la edad de descimbrado. Algunas Normas establecen por ejemplo que la resistencia del hormigón en el momento del descimbrado debe superar el 70% de las resistencias a compresión especificada en el proyecto, a 28 días. Sin embargo, según se demuestra en (5), la resistencia que condiciona el descimbrado, es la de tracción y no la de compresión. La intuición conduce de nuevo a un error sorprendente. Pongamos en marcha el razonamiento. ¿Quién se sorprende de que la resistencia que controla el descimbrado de una pieza a flexión de hormigón en masa es la de tracción?

Los ejemplos anteriores muestran bien que la sobrevaloración de la intuición es sumamente arriesgada. Un intuitivo puro, es un peligro puro.

Lo que ocurre es que la intuición es una cualidad encantadora y a todos nos gustaría tenerla en alto grado.

En la filosofía clásica, en lo que se llamaba la filosofía escolástica, al hablar del cuerpo y del alma, se hablaba de las tres “potencias” del alma. Las tres “potencias” del alma eran las siguientes:

MEMORIA  
VOLUNTAD  
INTELIGENCIA

Consideremos aisladamente estas tres “potencias”:

- De la Memoria, normalmente la mayor parte de las personas está insatisfecha. Todos tenemos muchos amigos que dicen que tienen una memoria desastrosa, que olvidan continuamente lo que han leído, etc.

Sin embargo, no existe una persona inteligente que no tenga memoria. Una persona sin memoria sería un estúpido absoluto; lo que pasa es que a veces es hasta de cierto buen tono el presumir de mala memoria.

Pero es innegable que ese defecto existe y por ello la gente lo confiesa. De hecho, en cualquier farmacia es fácil encontrar medicamentos para mejorar la memoria, casi todos ellos ligados a derivados del fósforo.

- Por lo que se refiere a la Voluntad también hay bastantes personas que están descontentas de su fuerza de voluntad, pero este número ya es mucho menor que en el caso de la memoria. Todos tenemos sin embargo amigos que confiesen que tienen poca voluntad, que necesitaban hacer más ejercicio, que necesitaban leer más, que necesitaban beber menos, o que necesitaban dejar de fumar, pero que no tienen voluntad. De hecho, también existen en las farmacias medicamentos para ayudar a la voluntad en la retirada del tabaco.
- Pero pasemos a la tercera de las “potencias” del alma, a la Inteligencia. ¿Ustedes tienen algún amigo que tenga mala opinión de su inteligencia? ¿Conocen a alguna persona que confiese que es tonta? ¿Alguien conoce alguna farmacia donde se venda un medicamento para mejorar la inteligencia?. Rotundamente no. ¿Cómo se va a fabricar un medicamento



que nadie necesita?. De nuestra inteligencia todos estamos sumamente satisfechos a diferencia de las otras dos “potencias” del alma.

Pues algo parecido a la inteligencia pasa con la intuición, nadie piensa que tiene poca.

Como de todo lo anterior se deduce el interés de la intuición, como cualidad de los Ingenieros y como ayuda para el cálculo estructural, parece lógico que todos estemos interesados en cualquier sistema que permita desarrollar y fortalecer la intuición.

Conozco dos. Uno, el más eficaz sin duda, es tener un maestro que sea intuitivo, paciente y metódico. Trabajar junto a un maestro así es algo que desarrolla y fortalece poderosamente la intuición y la coloca en su sitio.

Un segundo método debía ser el uso adecuado del ordenador. La informática efectivamente permite hacer múltiples tanteos, cálculos y variaciones de cálculo dentro de una estructura, visualizando fácilmente los resultados y, por lo tanto, debería constituir un método poderosísimo para el desarrollo de la intuición de los alumnos.

Sin embargo, esto rara vez es así. Por un lado en muchos países la disponibilidad de ordenadores, en relación con el número de alumnos, no es suficiente para permitir las experiencias indicadas. Pero quizá el inconveniente mayor no venga de la falta de ordenadores sino de la falta de tiempo. Las Universidades están hoy enfrentadas a un dilema radical en cuanto a cómo se debe formar a un Ingeniero o a un Arquitecto. Se están haciendo esfuerzos meritorios y consiguiendo avances importantes, pero el problema está todavía muy lejos de la solución. Hoy por hoy, la mayoría de los planes de estudio sitúan al alumno en unas condiciones en que ha de examinarse de tantas cosas que no tiene tiempo para aprender.

Con independencia de lo anterior, el ordenador debe ser mirado con especial cuidado pues de nuevo puede ser un excelente amigo o un peligroso enemigo.

Parece conveniente que el técnico actual, al considerar las posibilidades de la informática, reflexione sobre los cinco aspectos siguientes:

- a) Los resultados salidos del ordenador nunca tendrán más precisión que la que tengan los datos introducidos. La incertidumbre en luces, cargas, inercias, rigideces, relación momentos-curvatura, etc., hace ilusoria la pretensión de una gran exactitud en la mayoría de los casos.
- b) Obtener una solución con muchos decimales no quiere decir que se obtenga una solución de gran exactitud.
- c) El ordenador no ha aumentado la calidad científica del cálculo de estructuras de hormigón, de la misma manera que su participación en el proceso de redacción e impresión de libros no ha mejorado la calidad literaria de las obras producidas.
- d) El ordenador es una máquina que se fabrica para que las personas que saben calcular lo hagan más deprisa y con menor esfuerzo, no para que las personas que no saben calcular, puedan calcular.

- e) La persona que revisa los resultados de un cálculo con ordenador debe ser capaz de estimar los órdenes de magnitud y los signos de los resultados esperables. De ahí el interés de los métodos aproximados y de los métodos de predimensionamiento, no sólo por su valor formativo, sino también como métodos de comprobación. Si la persona no tiene esa capacidad, el ordenador puede ser un instrumento peligroso en sus manos.

Quizás una de las mejores puntualizaciones del mal uso del ordenador, se encuentra en la siguiente anécdota, contada por Adams:

*Le plantearon a un ordenador gigante la pregunta de cuál era el problema más importante del Cosmos y del Hombre. Después de meses de cálculos, el ordenador dio la respuesta: 42.*

Conviene recordar también lo que dijo Gunton:

*“Todo el que pueda ser reemplazado por una máquina, merece serlo”.*

Quiero concluir, sin embargo, afirmando rotunda y claramente la existencia de la intuición y su importancia como complemento para el cálculo estructural.

Ciertamente que la intuición tiene mucho de cualidad innata y por lo tanto en unas personas rinde más que en otras y en ciertas personas se desarrolla más deprisa y más profundamente que en otras.

Termino con un caso extraordinariamente curioso:

Chumki Bhaban era una niña de Bangladesh que a los 12 años visitó la Torre de Pisa, bastantes años antes de que se hubiera hecho la obra de consolidación.



Figura 16



Figura 17

La niña se quedó sobrecogida por la belleza de la torre y, al mismo tiempo, muy preocupada, porque ella, como cualquiera que la haya visto, sabe que la inclinación de la torre produce



una sensación de alarma, no por motivos de resistencia, sino simplemente de equilibrio, en cualquier persona, sepa cálculo estructural o no (Fig. 16).

La niña cuando regresó a su país se quedó tan preocupada por el peligro que corría la torre, que mandó a la UNESCO el dibujo que indico en la Figura 17 <sup>1</sup> que, como ven ustedes, esencialmente consiste en hacer un pozo y un pequeño túnel para que los obreros excavando debajo de la parte de cimentación más alta hagan descender la cimentación de la torre por esa zona más alta, contrarrestando su asiento y por tanto enderezando la torre.

La intuición de Chumki hay que considerarla como prodigiosa. En las Figuras 18, 19 y 20 están los tres métodos seguidos, posteriormente, para la estabilización de la torre, que han consistido básicamente en unos zunchos a los que se sujetaban cables que mediante contrapesos (Fig. 18) ejercían una fuerza enderezadora, en la colocación de lingotes de plomo perimetralmente alrededor de la torre, pero asimétricamente colocados para conseguir el mismo efecto (Fig. 19) y observen ustedes el tercer sistema empleado, que consiste en dos baterías de husillos sin fin que penetran en el terreno, excavándolo bajo la zona más elevada de la cimentación (Fig. 20), que es además el único sistema que permanece, por si fuera necesaria su utilización en un momento determinado, y que lo que hacen es debilitar el suelo bajo la cimentación, exactamente para conseguir el efecto que en el ingenuo dibujo de Chumki ella recomendaba a la UNESCO para salvar su torre.

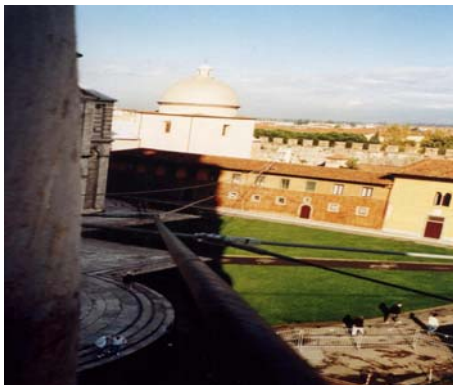


Figura 18

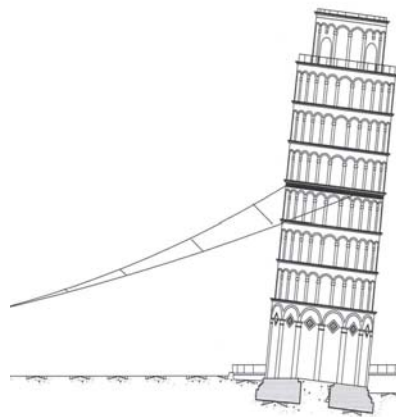


Figura 18 bis

<sup>1</sup> Debo este dato a la amabilidad del Profesor C. Viggiani, de la Universidad de Nápoles.



Figura 19

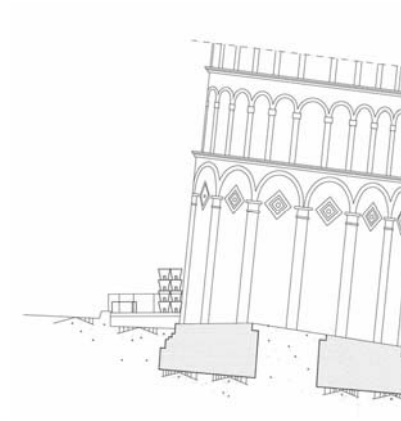


Figura 19 bis



Figura 20



Figura 20 bis

No conozco otro ejemplo más claro de un caso de poderosa intuición en una persona sin formación alguna en cálculo estructural.



## Referencias

- (1) DA VINCI, L.; "Codex de Madrid". Tomado de un manuscrito sin publicar del Dr. Arquitecto R. BRUFAU.
- (2) GALILEI, G.; "Consideraciones y demostraciones matemáticas sobre dos nuevas ciencias". Pisa. 1638.
- (3) NAVIER, L.F.; "Resumen de las lecciones dadas en la Escuela de Pont et Chaussées sobre la aplicación de la mecánica al establecimiento de las construcciones y de las máquinas". Bruselas. 1826.
- (4) CALAVERA, J.; "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón". Dos Tomos. INTEMAC. Madrid. 1999.
- (5) CALAVERA, J.; "Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación". 5ª Edición. INTEMAC. Madrid. 2002.

Jornada J6

**CEMCO TENSINET. Cubiertas ligeras**



## APLICACIONES DE LAS ESTRUCTURAS “TENSEGRITY” A LAS CUBIERTAS TEXTILES

**José Ignacio de Llorens Duran**

Escuela de Arquitectura de Barcelona. E-mail: ignasi.llorens@upc.edu

### RESUMEN

Los principios de las estructuras “tensegrity” se pueden aplicar a la arquitectura textil para aligerar los elementos estructurales de soporte. Después de repasar su definición y principales características, se presentan algunas de sus ventajas a través de tres proyectos realizados por los autores. Son la Cafetería del Pabellón de Venezuela (Hanover), la gasolinera BP de Hospitalet de Llobregat y la cubierta de las ruinas de la Casa del Anfiteatro de Mérida.

### 1. INTRODUCCIÓN

A partir del planteamiento realizado en 1921 por los constructivistas Rusos, R.B. Fuller formuló los principios de las estructuras “tensegrity” en 1954. Se inspiró también en las esculturas que K. Snelson presentó al Black Mountain College en 1941 (fig. 1). R. Motro, después de estudiarlas a fondo, ha proporcionado una definición y un manual (R. Motro, 2003).

De entre las aplicaciones realizadas, destacan los mástiles flotantes que se utilizaron en el Estadio Olímpico de Munich del año 1972 (fig. 2), sus interpretaciones posteriores (fig. 3), así como las cúpulas de cables que D. Geiger realizó para las Instalaciones Olímpicas de Seúl, 1986 (fig. 4).

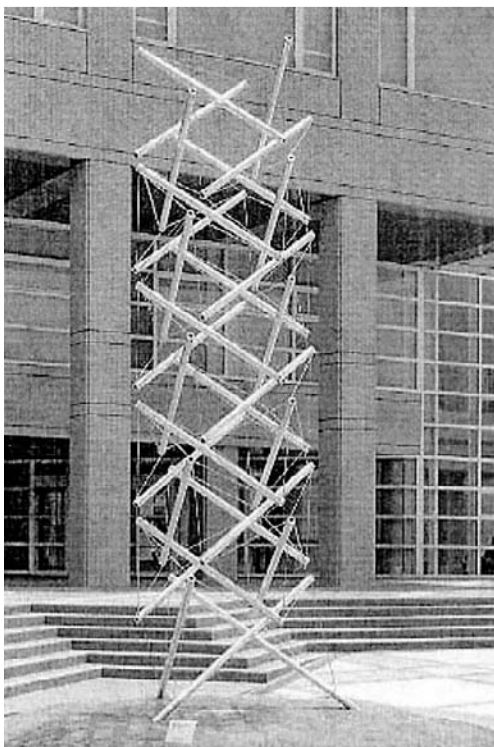


Fig. 1: Estructura/escultura de Kenneth Snelson



Fig. 2: Mástil flotante. Estadio Olímpico de Munich



Fig. 3: Mástiles flotantes

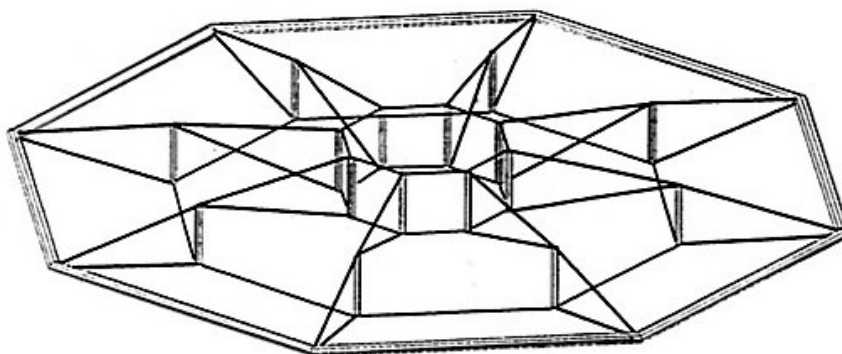


Fig. 4: Cúpula de cables de D. H. Geiger

Sin embargo, los principios de las estructuras “tensegrity” no se suelen utilizar en edificación por las dificultades que se derivan de la relación entre geometría y pretensado, la interacción entre elementos y la influencia del proceso constructivo y de los errores de fabricación.

## 2. LOS PRINCIPIOS DE LAS ESTRUCTURAS “TENSEGRITY”

De acuerdo con A. Pugh (1976) y R. Motro (2003) las estructuras “tensegrity” se pueden definir de la forma siguiente: son sistemas auto-equilibrados formados por componentes comprimidos discontinuos rodeados por componentes continuos traccionados.

Sus principales características son (fig. 5):

- Los componentes comprimidos no están conectados entre si. Se suelen materializar con barras.

- Los componentes traccionados están conectados entre sí. Se suelen materializar con cables.
- Las tracciones y compresiones se equilibran entre sí. No es necesaria estabilización adicional ni se transmiten empujes al exterior.
- La rigidez se obtiene mediante el pretensado.
- Ningún elemento se halla sometido a flexión.

El concepto de estructura “tensegrity” puede generalizarse a estructuras que no son reticulares como el globo o el cuerpo humano.

El globo tiene un elemento envolvente a tracción, que es la cubierta, y un elemento comprimido que es el aire interior a presión.

El cuerpo humano tiene una estructura interior (no solamente comprimida) y una envolvente exterior traccionada de músculos y piel.

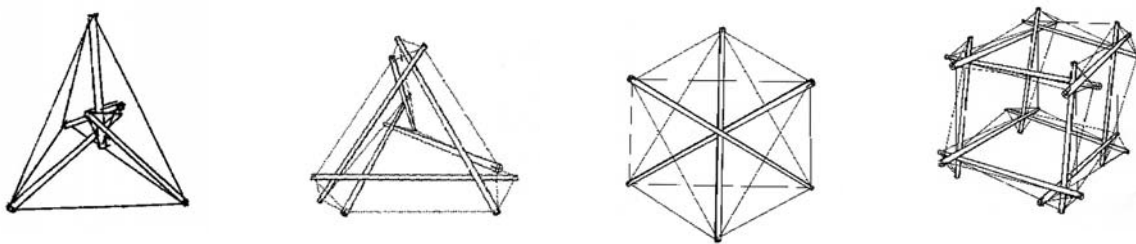


Fig. 5: Estructuras “tensegrity” elementales

### 3. APLICACIÓN DE LOS PRINCIPIOS DE LAS ESTRUCTURAS “TENSEGRITY” A LA ARQUITECTURA TEXTIL

La arquitectura textil recurre tanto a los perfiles de acero que en Francia la denominan “métallo-textil” (fig. 6).



Fig. 6: Pasarela peatonal, Londres

La cantidad de acero depende de la configuración general de la estructura, las cargas y luces, así como del método de cálculo y la normativa, pero acaba determinando la mayor parte del peso.

Una forma de reducirlo, consiste en utilizar total o parcialmente los principios mencionados, tal como han venido aplicándose a la reducción del pandeo y la flexión (fig. 7). Hay que tener en cuenta además, que los materiales textiles pueden proporcionar buena parte de la continuidad necesaria a la tracción, reduciendo considerablemente la cantidad de cables de la estructura a la vez que eliminan las correas y otros elementos a flexión.

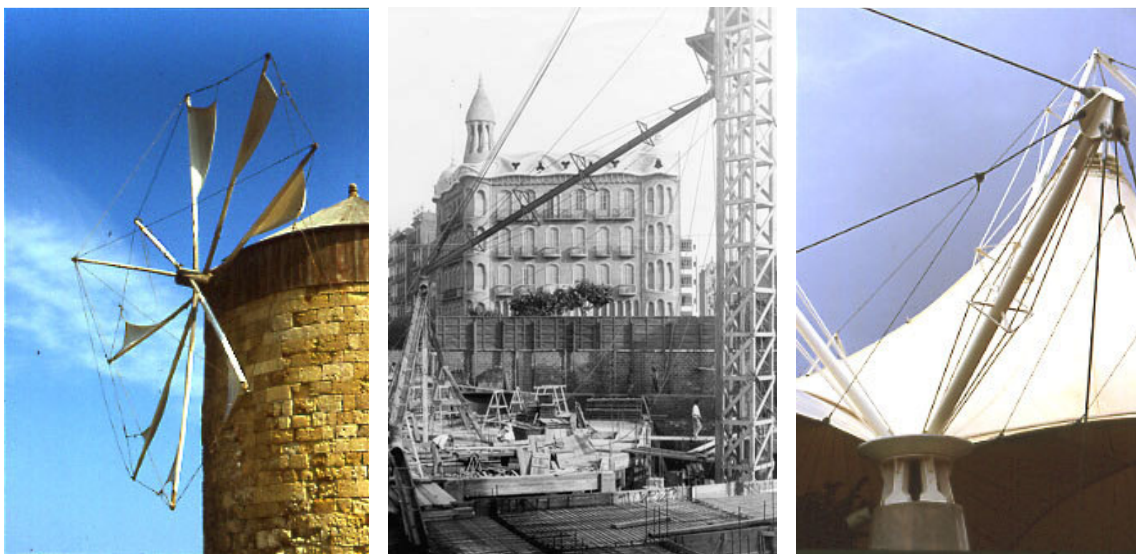


Fig. 7: Los tirantes pretensados alivian el pandeo y la flexión

#### 4. LA CUBIERTA DE LA CAFETERIA DEL PABELLÓN DE VENEZUELA

Para la cafetería del Pabellón de Venezuela en la Expo 2000 de Hanover, se utilizó una cubierta pretensada de tejido estructural. (fig. 8)

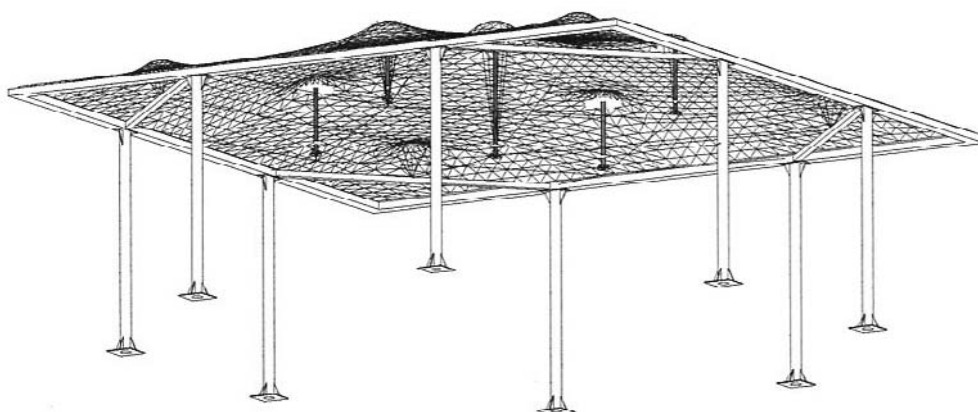


Fig. 8: cubierta de la Cafetería del Pabellón de Venezuela, Hanover 2000

Un marco horizontal cuadrado delimitaba la cubierta atirantada por mástiles flotantes apoyados sobre cables.

La membrana y los cables actuaban como elementos traccionados conectados entre sí y los mástiles flotantes como elementos comprimidos independientes. El conjunto se estabilizaba con la compresión del marco perimetral.

Una descripción detallada se puede consultar en Ch. Garcia Diego, J. Llorens & H. Pöppinghaus, 2001.

## 5. ESTACIÓN DE SERVICIO BP

Para la ampliación de la cubierta de la estación de servicio BP de la Avenida del Carrilet en Hospitalet del Llobregat se utilizó de nuevo la solución de la cafetería del Pabellón.

La estación de servicio mencionada no estaba completamente cubierta. Quedaban 9 m sin cubrir entre los surtidores y el edificio comercial.

Era necesario que la nueva cubierta fuese ligera para apoyarse en parte sobre la estructura existente. Tenía que ser muy fácil de construir para no interrumpir el servicio, no se admitía la soldadura y se requería impermeabilidad.

Para ello, se proyectaron dos módulos cuadrados tal como puede apreciarse en la fig. 9 que se apoyan sobre la marquesina existente y 4 pilares tubulares.

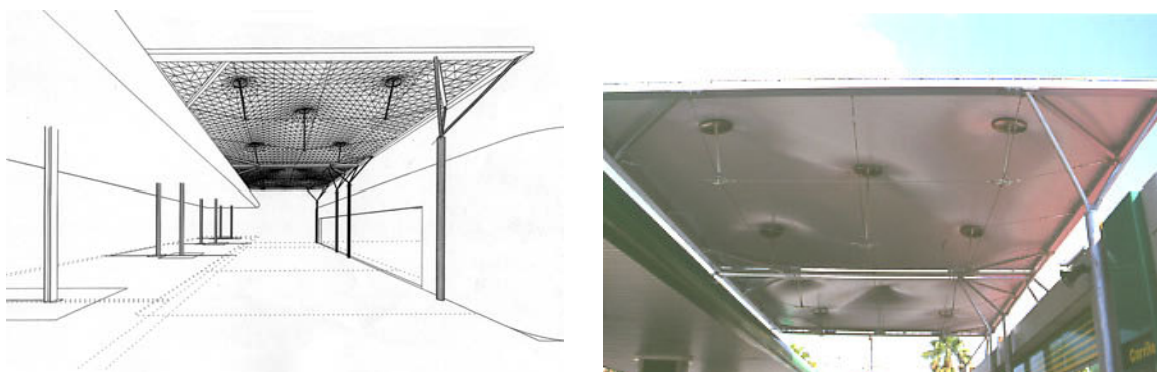


Fig. 9: Estación de Servicio BP, Avenida del Carrilet, Hospitalet de Llobregat

Todos los perfiles utilizados son ligeros, tubulares, atornillados en obra y soldados en taller.

Ambas membranas se sujetan a su marco con bridas de plástico y el pretensado se aplicó a través de los mástiles flotantes ajustando los tensores de la red de cables inferior.

La doble curvatura de la superficie resultante permite eliminar las correas que requiere una cubierta convencional.

La construcción resultó muy rápida porque se montó la totalidad de la cubierta sobre el suelo junto a la posición definitiva. Luego se izó con grúa móvil y se atornilló. Sólo se interrumpió el servicio durante dos horas.

## 6. LA CUBIERTA DE LAS RUINAS DE LA CASA DEL ANFITEATRO DE MÉRIDA

Para el concurso convocado por la Junta de Extremadura para cubrir las ruinas de la Casa del Anfiteatro de Mérida, se propuso una cubierta modular basada en los principios de las estructuras “tensegrity”.

La protección de las ruinas sometidas a las inclemencias climáticas se ha resuelto habitualmente con estructuras metálicas de naves industriales o envolventes cerradas que modifican substancialmente el espacio resultante y su percepción, porque cambian mucho las condiciones ambientales y obstruyen la iluminación natural (fig. 10). Recientemente, gracias a la utilización de cubiertas textiles translúcidas, se ha podido abordar el problema de manera compatible con la configuración general de los asentamientos monumentales, teniendo en cuenta los requerimientos singulares de cada caso relativos al uso, geometría, forma, estructura, contexto y otros (fig. 11, F. Krzinger, 2000 y S. Hebbelink et al. 2001).



Fig 10: Ruinas de Akrotori, Thera y Templo de Apolo Bassae

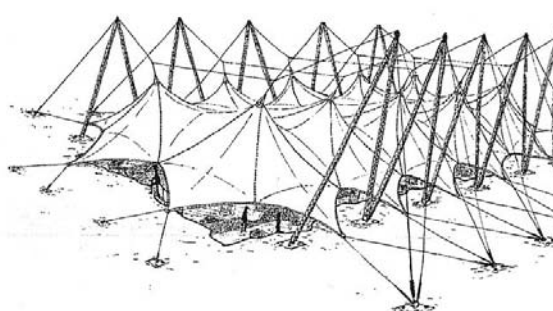


Fig. 11: Cubierta de la Casas de la Ladera, Efeso. Estructura ligera modular para excavaciones arqueológicas

Las ruinas de la Casa del Anfiteatro de Mérida están descubiertas, expuestas a la lluvia y los rayos ultravioleta. No solamente se han degradado considerablemente durante los últimos 50 años, sino que se plantea además la posibilidad de continuar las excavaciones, que también necesitarán protección.

Con este objetivo se propuso una estructura ligera modular para atirantar una cubierta translúcida adaptable a las áreas que necesitan protección. Estaría formada por membranas enmarcadas por vigas en celosía colgadas desde pilares tubulares empotrados, cuya posición podría adaptarse al espacio disponible entre las ruinas y los mosaicos. Se trataría de colocar una superficie casi plana y difusora que alteraría poco la configuración del espacio y el ambiente general (fig. 12).

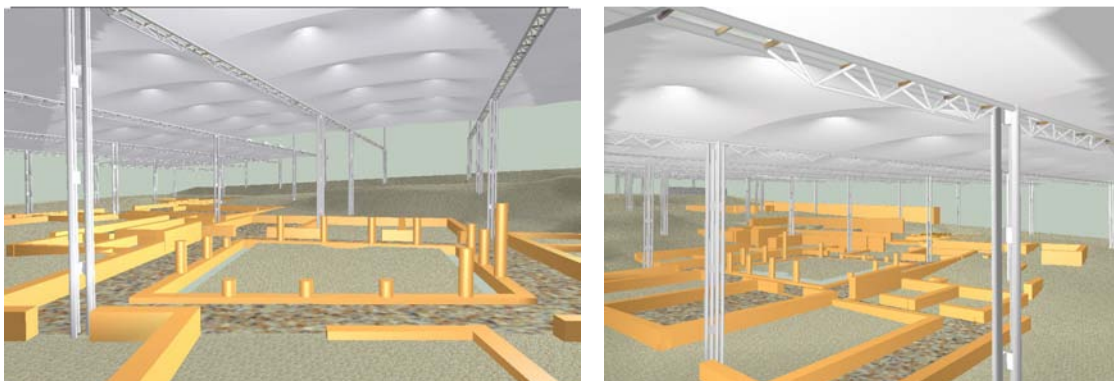
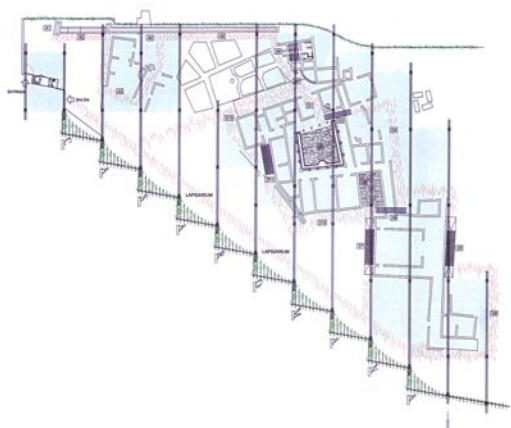
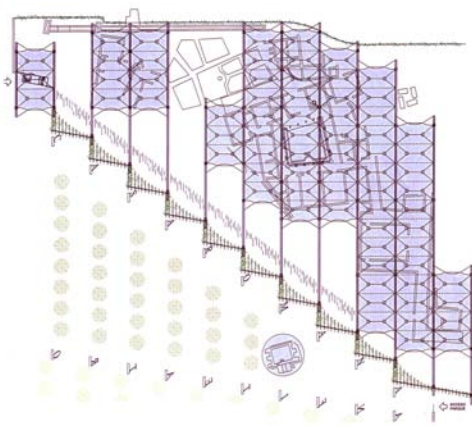


Fig. 12: Cubierta textil para las ruinas de la Casa del Anfiteatro de Mérida

El sistema estructural modular admitiría el crecimiento y la adaptación en todas direcciones, añadiendo o alargando los pórticos de vigas en celosía atirantadas para reducir la luz (fig. 13, 14 y 15).



Sistema estructural modular. La posición de los pilares se adapta al espacio disponible



El sistema permite cubrir solamente las áreas que necesitan protección

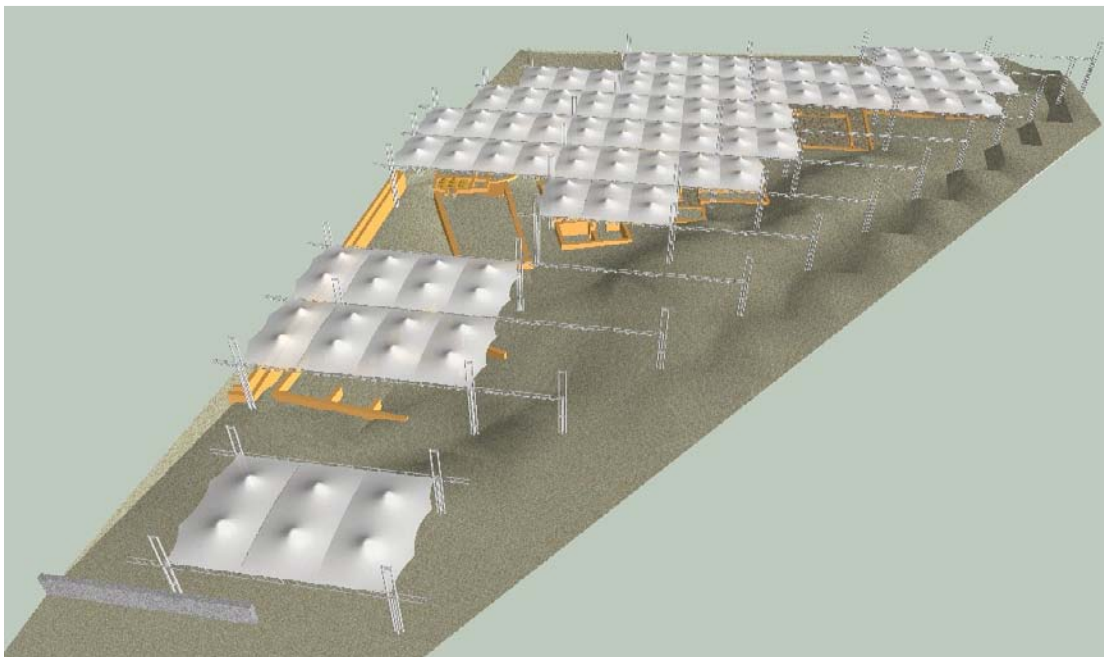


Fig. 15: Perspectiva general de la propuesta

La cubierta sería una membrana atirantada entre pórticos por mástiles flotantes apoyados sobre cables(fig. 16).

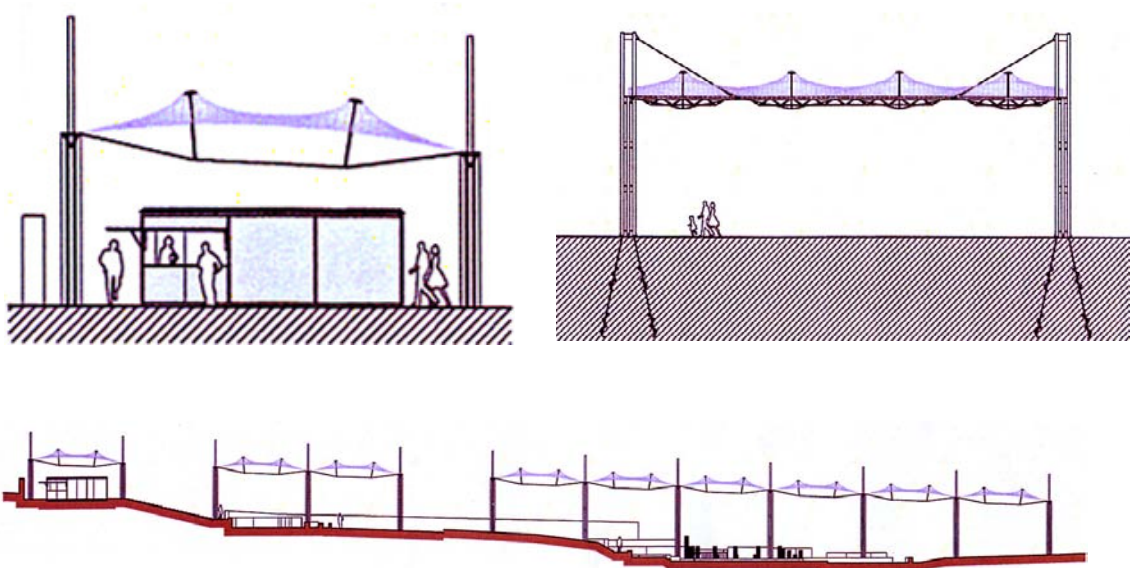


Fig. 16: Secciones y alzado de los módulos de estructura y cubierta

Sería estructural gracias a su resistencia y curvatura doble, por lo que no se necesitarían correas (fig. 17).

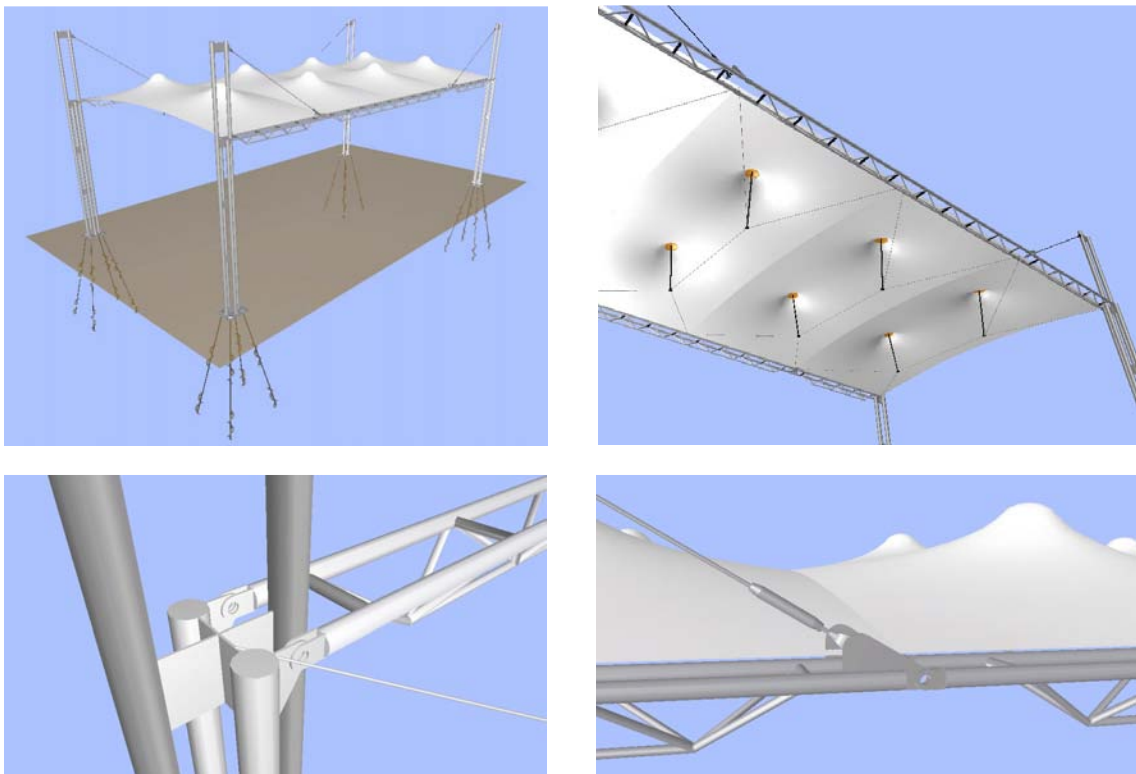


Fig. 17: Tanto las vigas en celosía como la cubierta están atirantadas

Además, como el sistema se auto equilibraría, ya que las vigas en celosía cerrarían el circuito membrana-mástiles-cables, tampoco se necesitarían tirantes ni arriostramientos (fig. 18).

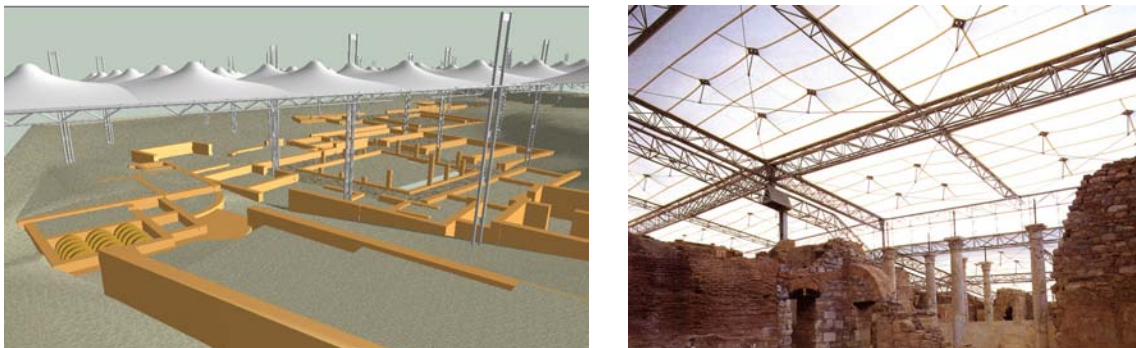


Fig. 18: Vistas parciales. La de la derecha corresponde a las Casas de la Ladera de Éfeso

Se propusieron además cimentaciones ligeras recuperables tales como hélices para suelos blandos o barras inyectadas para suelos más duros.

## 7. CONCLUSIONES

La arquitectura textil se puede mejorar utilizando los principios de las estructuras “tensegrity” para reducir el peso, aumentar la flexibilidad de la planta y facilitar el proceso constructivo. “Islas de compresión rodeadas por un mar de tracción” (B. Fuller) se pueden aplicar a la totalidad de la estructura o sus partes, tal como se demuestra con los proyectos presentados.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- R. Bodenham**, “A letter from Roger Bodenham”, *Spazio e Società*, **72**, 70-77 (1995).
- Ch. Garcia-Diego, J. Llorens & H. Pöppinghaus**, “The Venezuela Pavilion at the Expo 2000 in Hanover: a 38 m diameter retractable flower”, *IASS Symposium*, Nagoya (2001).
- D.H. Geiger**, “The possibility of membrane structures”. *Bulletin of the IASS*, **91**, August, Vol. XXVII-2, 33-38 (1986).
- S. Hebbelinck, A.H.Hendrickx, M.Mollaert, & J.Haase**: “New ideas on the use of systematically constructed tension structures to cover historical and archeological sites” in *Structural studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings*, edited by C.C. Breblia, WIT Press, Ashurst (2001).
- F. Krinzinger**, *Ein Dach für Ephesos*. Österreichisches Archäologisches Institut, Wien (2000).
- R. Motro**: “Tensegrity. Structural systems for the future”. Kogan Page Science, London (2003)
- R. Motro & V. Raducanu**, “Tensegrity systems and tensile structures”. *IASS Symposium*, Nagoya, (2001).
- A. Pugh**, *An introduction to tensegrity*. University of California Press, Berkeley (1976).
- V. Raducanu & R. Motro**, 2001, “New tensegrity grids”, *IASS Symposium*, Nagoya (2001)
- R. Wagner**, “Tensegrity and cable domes”, *The Seventh International Workshop on the Design and Practical Realisation of Architectural Membranes*, Berlin (2002).



## **Publicidade em Coberturas Arquitectónicas com Aplicação de Tintas Interactivas com o Ambiente**

Jorge Neves; Francisco Mesquita

Universidade do Minho, Departamento de Eng<sup>a</sup> Têxtil  
Campus de Azurém  
4810-058 Guimarães, Portugal

Tel: + 351 53 510287, Fax: +351 53 510293

Email: jgneves@det.uminho.pt ; franciscommesquita@gmail.com

### **Resumo**

Aproveitando os substratos usados nas coberturas arquitectónicas pretendeu-se com este trabalho criar novos produtos de publicidade exterior, conceptualizando graficamente Outdoors que interagem com determinadas condições ambientais, tendo como base a utilização de tintas à base de pigmentos termocromáticos, fotocromáticos e de aroma. Pretendeu-se também criar e desenvolver todas as condições tecnológicas e laboratoriais que nos permitissem a sua produção, através da estamperia digital.

Além da exposição da tecnologia em causa e do seu mercado foi dado especial ênfase a uma proposta de um processo completo de Resposta Rápida e Personalizada para a concepção do espaço publicitário e ao estudo feito à resistência às condições de degradação exterior, nomeadamente ao calor, raios ultravioletas e humidade.

**Palavras-chave:** Arquitectura Têxtil; Publicidade; Têxteis Técnicos; Estamperia Digital; Têxteis Inteligentes.

### **Advertising on Tensile Fabric Structures with the Application of Environmental Interactive Inks**

#### **Abstract**

The aim of this work is to create advertising outdoors on architectonic structures that are able to react to the existing atmospheric conditions to promote different messages. This innovating technique is based on the use of microencapsulated thermochromic, photochromic and flavours inks made of liquid crystals.

For that we propose a complete quick response process for textile printing.

In this study we also present some considerations about the readability, substrates, and smart materials used.

The increasing of lifetime needs and the effect of the “weathering” (heat, ultraviolet radiation and humidity) and consequent loss of properties of microcapsules, coated materials and binders are specially studied.

**Keywords:** Textile Architecture; Advertising; Technical Textiles; Digital Printing; Smart Materials.

#### **1. Introdução**

A aplicação da microencapsulação de cristais líquidos e da estamperia digital insere-se numa perspectiva interdisciplinar que a tecnologia têxtil tem progressivamente vindo a aproveitar com sucesso.

A aposta neste processo de aquisição de conhecimento assenta numa perspectiva integrada com o marketing e é determinante para que as empresas evoluam. A diferenciação de produtos daí resultante é um factor de competitividade num mercado cada vez mais saturado, tornando-se, por isso, importante para a própria sobrevivência do tecido empresarial. A aposta clara na definição de nichos de mercado, na personalização de produtos, e no carácter de inovação desses mesmos produtos surge como uma exigência.

Quanto à Publicidade exterior ela é também um sector de actividade de cariz marcadamente interdisciplinar, onde a tecnologia se interliga com a componente socio-económico cultural e artística. Devido à sua especificidade, enquanto actividade que divulga e promove as demais, cabe-lhe um papel de destaque, na medida em que necessita de estabelecer um diálogo permanente com essas matérias. Além desta relação que acontece com a generalidade dos sectores produtivos, a publicidade cria outros pontos de contacto, com os quais ela própria se inova, o que tem acontecido recentemente com a indústria têxtil.

No âmbito do nosso interesse, há dois factores interligados que relacionam as duas áreas: as máquinas de estamperia digital e o desenvolvimento de substratos (têxteis revestidos) adequados a essa tecnologia.

A apropriação destas tecnologias pela publicidade exterior, permitiram ao sector atingir níveis de desenvolvimento e visibilidade nunca antes conseguidos. O seu crescimento, possibilitando grande procura, motivou também elevada concorrência. A descida do preço tem-se verificado continuamente, facilitando que muitas empresas, antes impossibilitadas de utilizarem este meio publicitário, o façam agora de forma crescente. Se este aspecto indicia grande dinâmica de mercado, certo é que a tendência é criar elevados níveis de saturação visual, como já acontece nas grandes cidades.

Muito embora se possa admitir que continue a ser um domínio em permanente evolução, também é verdade que existe em relação aos conteúdos uma relativa estagnação. Tem havido tentativas ténues de inovação, por parte dos grandes anunciantes. Com estas acções as empresas procuram diferenciar-se dos seus concorrentes, através da curiosidade e impacto que a difusão de mensagens fora do comum suscitam.

Neste enquadramento, com o presente trabalho propomo-nos contribuir para encetar processos de inovação na publicidade exterior. Designado no nosso mercado por *Outdoor*, este meio publicitário que estabelece com o local uma relação privilegiada, tem evoluído podendo atingir áreas de grande dimensão.

Servindo-nos da tecnologia como pólo aglutinador e plataforma para novas possibilidades criativas, estabelecemos uma relação dinâmica e interdisciplinar entre a tecnologia têxtil e matérias associadas, nomeadamente a microencapsulação e a estamperia digital, mas também o design e a semiótica.

Na tab. 1 apresentamos os problemas encontrados, as hipóteses de desenvolvimento e a finalidade do trabalho.

<b>Problema</b>	1. A tecnologia de impressão digital, conferiu à publicidade exterior, uma visibilidade sem precedentes, massificando o <i>Outdoor</i> .
-----------------	--

	<ol style="list-style-type: none"> <li>Embora com elevados índices de crescimento, o carácter estático dos conteúdos, tem-se mantido, não sofrendo processos de inovação significativos.</li> <li>A arquitectura têxtil fornece os substratos apropriados para fazer publicidade exterior.</li> <li>Os pigmentos microencapsulados têm características de reacção a determinados estímulos ambientais. Todavia, não existem no mercado tintas para a estamperia digital baseadas nesta tecnologia.</li> </ol>
<b>Hipóteses de Desenvolvimento</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Perspectivar os pigmentos microencapsulados na produção de tintas e sua utilização na estamperia digital.</li> <li>Propor o desenvolvimento criativo de conteúdos de publicidade exterior originais e inovadores, com base nas propriedades reactivas dessas tintas.</li> <li>Verificar a possibilidade dessas peças interagirem com o meio ambiente, reagindo a determinadas condições atmosféricas como o calor, os raios ultravioleta (UV), bem como exalarem determinado aroma.</li> </ol>
<b>Finalidade</b>	Desenvolver um processo completo, rápido e personalizado de <i>Outdoor</i> , produzidos através da estamperia digital, numa estreita relação universidade – empresa.

Tab.1 – Problema, Metodologia e finalidade do trabalho.

### O Outdoor publicitário, o objecto de estudo

Relativamente ao nosso objecto de estudo, o *Outdoor*, desde há muito é um negócio devidamente estruturado, nos países mais desenvolvidos. Com efeito, em 1872 surge em St. Louis, Estados Unidos, a *International Bill Posters Association* e em 1887 é fundada a *British & Irish Poster Association*. A criação destes organismos, como entidade reguladora, prova já a importância desta actividade à época.

Note-se, ainda, que um dos elementos que mais contribui para o desenvolvimento e crescimento deste meio, foi sem dúvida o automóvel. O seu advento, permitiu o nascimento do sistema de auto-estradas e uma revolução, sem precedentes, nos hábitos das pessoas e especialmente na sua mobilidade.

A publicidade exterior é um meio com características muito peculiares. As audiências estão em constante movimento, implicando alteração contínua da distância entre o meio (suporte) e o seu receptor. Daí que para se manter um bom nível de legibilidade, compreensão e impacto, aspectos fundamentais de qualquer publicidade visual, seja importante adoptar um design apropriado ao meio, tendo em conta a sua localização, formato, grau e distância visual. O design deste tipo de publicidade deverá ter um tratamento próprio e não se compadece com a apropriação de técnicas usadas noutros meios visuais, como seja, por exemplo, anúncios de imprensa ou cartazes de pequeno formato.

Um primeiro princípio deverá, desde já, ficar claro: para se conseguirem os melhores resultados em termos de legibilidade, a combinação de cores e *lettering*, deverá ser eficiente. Um apropriado uso de cores e um texto curto, são para já, dois aspectos fundamentais na eficiência deste meio publicitário, que paulatinamente invade as nossas cidades.

Há dois conjuntos de factores que contribuem para a boa legibilidade de um *Outdoor*. O primeiro é de ordem interna do próprio receptor da mensagem e relaciona-se, por exemplo, com a disposição para leitura, literacia visual ou a curiosidade. A segunda ordem de factores é de cariz instrumental. Está intrinsecamente relacionada com a produção da mensagem visual. Trata-se de ferramentas usadas pelos designers na construção da publicidade, com o intuito óbvio de produzir determinado efeito. São utensílios plásticos e deles fazem parte ferramentas tão importantes como o texto, a cor, a imagem, a textura e as formas, entre outros. Estes elementos configuram a mensagem plástica de toda e qualquer publicidade visual

O uso do texto na publicidade tem sido minimizado a favor da imagem, particularmente da fotografia. Embora seja uma tendência das últimas décadas, continua a ser um elemento importante na publicidade visual.

Quanto às características para uma melhor visibilidade as cinco características mais importantes do texto, na publicidade visual, são os tipos de letra, a cor, o tamanho, o valor de contraste e a dimensão do espaço inter-letra. Por exemplo e genericamente, para a máxima legibilidade de um *Outdoor*, o ideal é não usar palavras com mais de seis letras, não usar mais do que quatro palavras por linha e não usar mais do que três linhas de texto (se possível menos).

O propósito da publicidade exterior, tal como acontece em toda a publicidade, é vender um produto, serviço ou uma ideia. Para que tal aconteça tem de causar impacto visual. Esta é a sua primeira missão, captar a atenção do transeunte de forma a fixá-lo, a retê-lo, por breves momentos, no conteúdo da mensagem. A mensagem deverá ser original e simples. Só então estão criadas as condições para que o receptor possa receber e entender a mensagem.

Dos factores que enumerámos, a cor é o mais importante, dado que além de ter um papel decisivo na legibilidade tem a capacidade de captar rapidamente e sob um domínio emotivo a atenção do consumidor. Note-se que a rapidez é um factor extremamente importante no âmbito do nosso estudo. À parte das conotações negativas e positivas de que cada cor é transportadora, importa sobretudo dizer que no âmbito do nosso estudo, ela pode oferecer visibilidade, impacto e atracção.

A imagem, nomeadamente a fotografia, é um elemento imprescindível na publicidade dos nossos dias. De facto, a imagem tem vindo a assumir um papel preponderante na mensagem publicitária visual. De tal forma isto é verdade, que se tornou frequente certas marcas e produtos comunicarem apenas com imagem, relegando o texto para uma assinatura discreta da obra. Quer isto dizer que a imagem, a fotografia, *per si* pode ser o veículo único da mensagem que se pretende comunicar.

Em termos de publicidade exterior de grande formato, esta regra mantém-se, sendo facilmente constatável no nosso dia-a-dia. Tal como acontece com o texto, também a imagem deve ter impacto, visibilidade e rapidamente lida. Para que tal aconteça, deve obedecer ao princípio da simplicidade e ser colocada num fundo com elevado grau de contraste.

### **Outdoors reactivos**

Vamos agora iniciar a exposição da tecnologia em causa e do seu mercado. As chamadas tintas interactivas assentam a sua tecnologia em microcápsulas esféricas de cristais líquidos do tipo nemático, suspensos num banho aquoso de um ligante, com um diâmetro

ligeiramente superior a um micron, constituídas por duas partes: o núcleo e a membrana protectora. A composição do núcleo tal como a da membrana depende da aplicação e dos objectivos pretendidos.

Em termos genéricos, estas tintas, mediante determinados estímulos de ordem ambiental, alteram a sua estrutura físico – química e assumem determinado comportamento visual. Salientamos os tipos mais comuns deste tipo de pigmentos:

- Termocromáticos (pela acção dos raios UV, mudam a sua cor base, para uma cor diferente);
- Fotocromáticos (pela acção do calor, a cor desaparece deixando ver o que está por baixo, num processo coloração/descoloração);
- Aromáticos (em contacto com o ar, por fricção ou outras acção mecânica exalam determinados aromas).

Para desenvolver mensagens de publicidade exterior, em que as propriedades destes pigmentos sejam um factor criativo tornou-se necessário ter em conta o seguinte:

- Necessidade de desenvolver uma mensagem publicitária que tenha a particularidade de se metamorfosear, reagindo a impulsos de ordem ambiental;
- Em termos práticos o aspecto anterior equivale à necessidade de encetar uma estratégia criativa que projecte a mensagem não apenas no espaço, mas, sobretudo, no tempo;
- Os cenários possíveis para funcionamento da mensagem são vários;
- Em qualquer dos cenários referidos deverá funcionar sempre uma determinada mensagem.
- O design de todas as peças deverá estar de acordo com as regras de boa visibilidade e leitura: texto curto; leitura fácil e rápida da composição; grande ilustração; cores com impacto visual.

Um exemplo do que foi dito é apresentado na figura seguinte

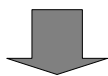


**Fig.1** – Alguns dos cenários possíveis produzidos com uma mistura de pigmentos termocromáticos e fotocromáticos

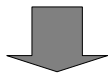
Como substratos de impressão usamos telas adequadas à arquitectura têxtil e à publicidade exterior produzidas à base de poliéster e revestido em ambas as faces por PVC.

Como foi referido anteriormente a nossa ideia é apresentar um processo completo de Resposta Rápida para produzir Outdoors publicitários. Este processo envolve 3 fases apresentadas do esquema da figura seguinte:

CRIAÇÃO, PROCESSAMENTO E ORGANIZAÇÃO TEMÁTICA DE IMAGENS  
USANDO SISTEMAS CAD, FOTOGRAFIA DIGITAL E GEOMETRIA FRACTAL



ESTAMPARIA POR JACTO DE TINTA UTILIZANDO IMAGENS OBTIDAS  
DIRECTAMENTE DO SISTEMA CAD



APPLICAÇÃO DE MATERIAIS REACTIVOS AO AMBIENTE

**Fig.2** – Esquema do processo proposto para produção de Outdoors

Em relação ao primeiro passo uma das nossas sugestões como fonte de inspiração é a geração de imagens utilizando a geometria fractal. Uma outra sugestão é a manipulação de fotografias digitais através do uso de geradores de padrões apropriados (com uma imagem representativa de uma tendência e aplicando simetrias, rotações e translações é possível gerar uma enorme quantidade de padrões únicos e exclusivos).

Em relação à Estamparia digital foram desenvolvidas as seguintes fases:

1. Estudo e operacionalidade da máquina de estamparia digital, para produção dos *Outdoor*;
2. Produção e optimização de uma tinta funcional para estamparia digital, tendo na composição os pigmentos termo e fotocromáticos e aroma;
3. Estudo da fixação e da degradação dos pigmentos utilizados após estamparia digital.

A produção da tinta foi uma das partes essenciais tanto mais que a tinta produzida seria utilizada numa máquina, até então, a funcionar em exclusivo com tintas fabricadas pela marca.

A máquina de estamparia digital usada foi um modelo que apresentava assinaláveis vantagens:

- a) Excelente versatilidade pois é capaz de imprimir uma grande variedade de materiais, sejam eles flexíveis ou rígidos;
- b) As fieiras são suficientemente largas para permitirem a passagem de pigmentos cujas dimensões por vezes ultrapassam os 40  $\mu$  (fig. 3);
- c) Utilizam tintas de base aquosa e como consequência evitam os problemas ambientais resultantes da emissão de compostos orgânicos voláteis para a atmosfera;
- d) Permitem estampar a três dimensões.

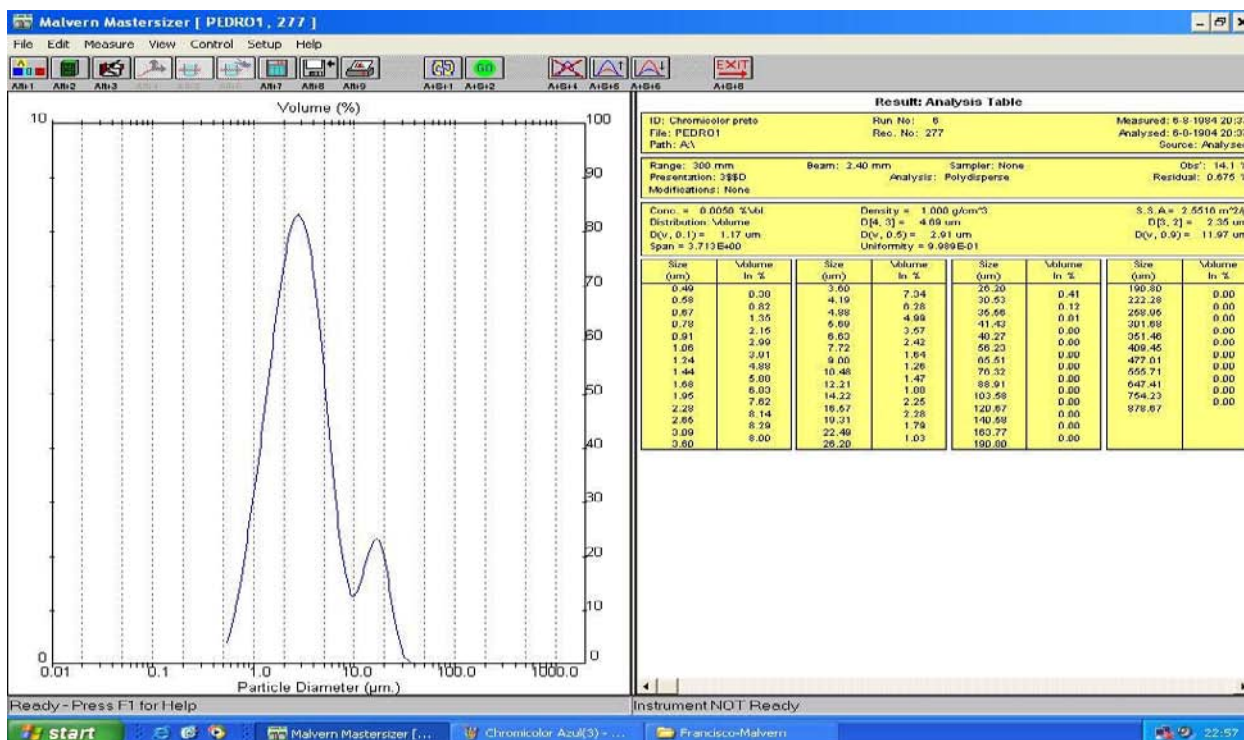


Fig.3 – Para evitar a obstrução dos ejectores da impressora digital mediu-se previamente o diâmetro das micrcápsulas com um aparelho *Malvern Mastersizer*

A publicidade exterior personalizada pode situar-se em ambiências muito adversas. A foto – estabilidade dos materiais coloridos é influenciada, tanto por factores externos, tais como a fonte de luz e a atmosfera, como por factores internos que dependem do corante e substrato.

Apesar de o nosso conhecimento acerca das bases científicas para a fotodegradação de corantes em substratos ainda ser reduzido em muitos aspectos, estão bem estabelecidas algumas relações úteis entre a solidez à luz de polímeros coloridos e as estruturas físicas e químicas dos corantes e substratos. Os factores mais importantes, para além da foto - estabilidade inerente ao corante são:

- A concentração do corante;
- O grau de agregação do corante e, correspondentemente, o tamanho das partículas do pigmento;
- Estrutura física e química do substrato;
- Difusão de substâncias voláteis no polímero;
- Transferência de energia através das ligações corante – substrato e associação corante – substrato;
- Distribuição dos comprimentos e onda da radiação incidente;
- Composição da atmosfera, em particular da humidade e da presença de contaminantes (SO<sub>2</sub>, NO/NO<sub>2</sub>, O<sub>3</sub>, etc.).

O nosso interesse focalizou-se em estudar apenas os factores de ordem ambiental: calor, humidade e raios ultravioletas. Foram efectuados testes de degradação de cor em laboratório e no exterior.

Os testes para medir a degradação da cor, foram feitos em laboratório num *Accelerated Weathering Tester QUV* (AWT) e consistiram em ciclos de exposição à luz UV, durante 8

horas, a 70°C com uma irradiação de  $0.77 \text{ W/m}^2$ , e condensação durante 4 horas a 50°C. Foram feitas igualmente degradações no exterior para poder fazer a correspondência com a máquina de degradação acelerada.

Depois de cada teste, UV e condensação, foi medida a diferença de cor, antes e depois, num espectrofotómetro de reflectância.

Logo após a primeira irradiação com raios UV os pigmentos começaram a degradar-se, tornando-se amarelados e essa degradação diminui significativamente o efeito fotocromático e termocromático, após 11 ciclos.

O período de vida dos materiais revestidos e dos pigmentos microencapsulados neles incorporados depende do uso de fotoestabilizadores na composição da tinta.

O efeito da condensação não é significante, o que significa que a humidade não afecta o desempenho destes materiais.

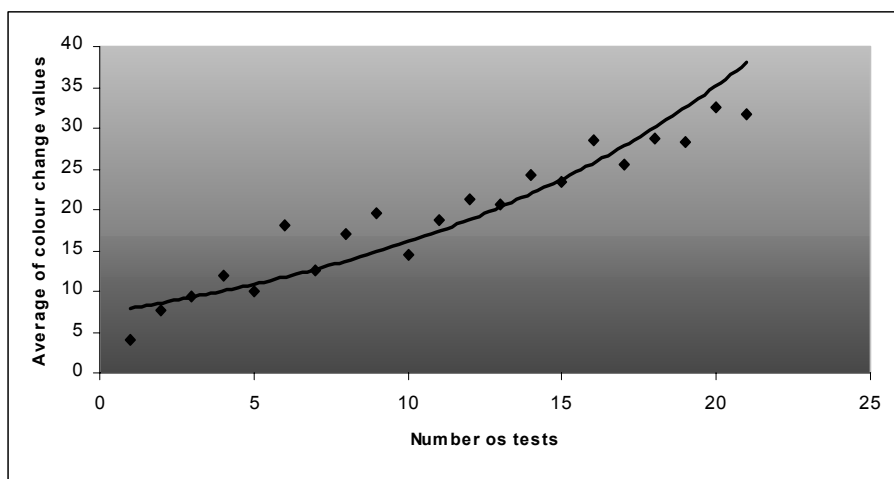


Fig.4- Tendência da degradação após 11 ciclos

De forma a reduzir os efeitos indesejáveis da degradação de polímeros coloridos por exposição à radiação solar, têm sido desenvolvidas novas aproximações, desde a modificação estrutural dos corantes até ao uso de agentes protectores de vários tipos. Nos últimos anos têm sido desenvolvidos comercialmente vários aditivos, que podem ser utilizados antes, durante ou depois do processo de tingimento, ou incorporados no polímero durante a sua manufactura. Tais aditivos podem proteger o corante ou o substrato, ou idealmente ambos:

#### a) Absorvedores de Ultravioleta

Um absorvedor de UV é uma molécula que é incorporada no polímero e que absorve a luz ultra - violeta eficientemente, convertendo a energia desta radiação em energia térmica, que é relativamente inofensiva, sem que ela própria sofra qualquer alteração química irreversível, ou induza qualquer alteração química nas moléculas do polímero. Alguns absorvedores de UV típicos são as hidroxibenzofenonas e hidroxifenilbenzotriazoles que convertem a energia de excitação electrónica em energia térmica através de uma reacção intramolecular de transferência de protão, rápida e reversível.

Este tipo de substâncias é tecnicamente importante na prevenção da foto – degradação de polímeros com ou sem pigmentos orgânicos.

b) Removedores de Radicais Livres/Decompositores de Hidroperóxidos

Existem várias evidências que comprovam que na grande maioria dos casos, a foto – degradação dos corantes e polímeros ocorre por oxidação. Em tais casos, os antioxidantes têm um efeito benéfico.

c) Quenchers de Oxigénio Singleto

O envolvimento do oxigénio singleto nas reacções de degradação de corantes e polímeros, apesar de bem aceite não está totalmente clarificado, em comparação com os mecanismos oxidativos com radicais livres. Mesmo assim, em alguns casos conhecidos, os quenchers de oxigénio singleto têm um papel preponderante na foto – estabilização de corantes e substrato polimérico.

d) Outros Aditivos

Com o crescente incentivo comercial no sentido da melhoria da foto – estabilidade dos sistemas corante – polímero, têm sido examinados, ao longo dos anos, inúmeros aditivos com bases puramente empíricas. Consequentemente, emergiram exemplos interessantes de solidez à luz realçada, onde o mecanismo de foto – estabilização pelos aditivos está longe de ser claro.

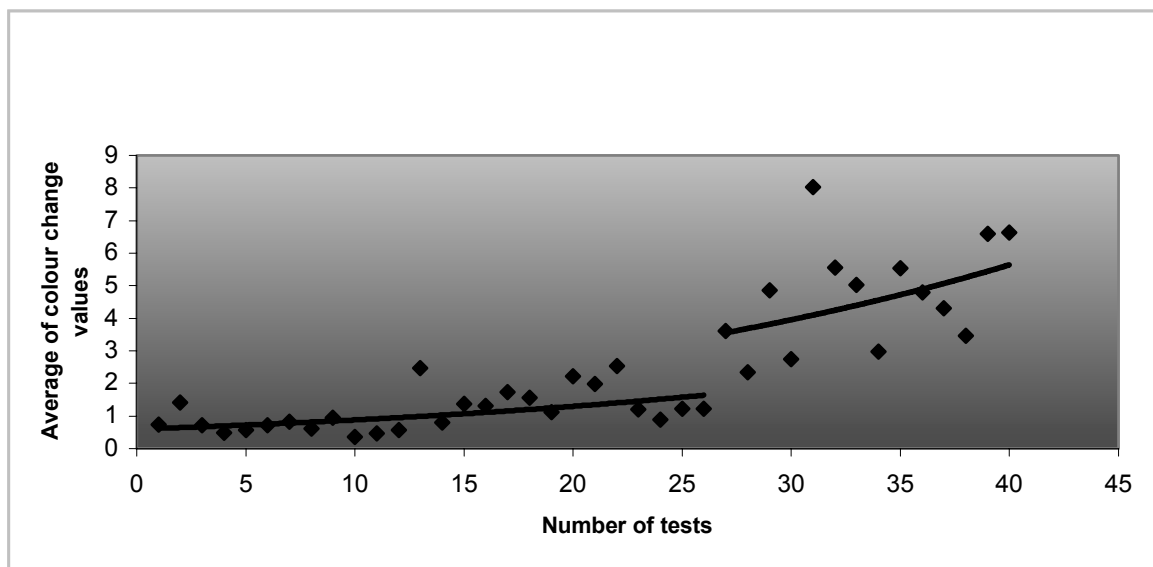


Fig5- Tendência da degradação após 20 ciclos e adição de um fotoestabilizador

## Conclusões

Em conclusão desenhar um painel com a máxima visibilidade exige um design adequado a este meio. Sabemos que regra geral os seus destinatários se encontram em movimento e que rapidamente têm de ler a mensagem. Para que tal aconteça, é essencial um design simples, com impacto e adequado às circunstâncias de localização e distância visual. O texto, a cor e a imagem, elementos plásticos essenciais, deverão ser trabalhados de forma a obter o máximo de resultados.

O Outdoor publicitário deve ser pois coerente, uniforme e visualmente equilibrado.

Não se deve no entanto esquecer que muitos outros elementos que se deve ter em consideração para a sua execução: os materiais, a sua degradação e o processo de estampanaria são alguns deles.

Esperámos que as ideias aqui apresentadas possam contribuir de alguma maneira para a Resposta Rápida e o Valor Acrescentado destes materiais publicitários.

### **Referências Bibliográficas**

IOA- Institut of Outdoor Advertising, *Oudoor Advertising Design*, 1967.

Neves, J.- *A Complete Quick Response Process for Textile Printing*. The Nordic Textile Journal, Boras, Sweden, 2000, pp. 43-50.

Neves, J.- *Manual de Estampanaria Têxtil*, Guimarães, Universidade do Minho, 2000

Cardoso, P.- *Estratégia criativa publicitária*, Porto, Ed. Universidade Fernando Pessoa, 2002.

Mesquita F.- *Um processo completo para a resposta rápida e personalizada na estampanaria digital de grande formato: uma abordagem à publicidade exterior*. Universidade do Minho, 2007, PhD Thesis.

Lopes F.- *Estudo da Degradação de Pigmentos Termocromáticos Orgânicos e da sua Aplicação em Suporte Polimérico*, Universidade do Minho, 2007, MSc Thesis



# Jornadas CEMCO

- J1** Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos (FRP)
- J2** Fachadas ventiladas
- J4** Tecnologías, materiales y soluciones latinoamericanas frente al problema de la vivienda y la habitabilidad básica
- J5** ACHE (Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural) y el hormigón estructural
- J6** CEMCO TENSINET. Cubiertas ligeras

Organizado por



Asociación de Miembros del  
Instituto Eduardo Torroja



Con el patrocinio de

