

HORMIGÓN y acero

n° 218

Cuarto trimestre de 2000



**Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural**
<http://www.e-ache.org>

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los **miembros Patrocinadores** y los **Protectores**. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

- AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A.**—Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja. 41092 Sevilla.
- ALATEC PROES, S.A.**—P.º Virgen del Puerto, 5-1.º. 28005 Madrid.
- ANEFHOP.**—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
- ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).**—Príncipe de Vergara, 211-1.º. 28002 Madrid.
- ASOCIACIÓN DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.**—Gran Capitá, 2-4. Edificio Nexus. 08034 Barcelona.
- CALIDAD SIDERÚRGICA.**—Castelló, 128. 28006 Madrid.
- CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEDEX (Laboratorio Central).**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES Cinsa-EP.**—Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leioa (Vizcaya).
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.**—Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.
- CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—P.º de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.
- CYPE INGENIEROS, S.A.**—Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.
- DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.**—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
- DRAGADOS CONSTRUCCIÓN P.O.**—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- FUNDACIÓN Labein.**—Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.
- IECA.**—José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.
- INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.**—Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.
- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INTEINCO.**—Serrano, 85. 28006 Madrid.
- INTEMAC.**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.**—Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).
- PREFABRICADOS AGRÍCOLAS E INDUSTRIALES, S.A.**—Madrazo, 86 - Entlo. 1.ª. 08021 Barcelona.

MIEMBROS PROTECTORES

- ALVI, S.A.**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).



HORMIGÓN y acero

EDITAN:



Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:

APARICIO BENGOCHEA, Ángel C.

Miembros del comité:

- ARRIETA TORREALBA, José M.^a
- ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
- BARBAT BARBAT, Alex H.
- BURÓN MAESTRO, Manuel
- CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
- GÁLVEZ RUIZ, Jaime
- LÓPEZ PALANCO, Rafael
- LLOMBART JAQUES, José Antonio
- MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
- MILLANES MATO, Francisco
- MORÁN CABRÉ, Francisco
- ORTEGA BASAGOITI, Luis
- PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
- RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
- RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
- SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
- VILLAR LUENGO, José M^a de

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:

Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel. y Fax 91 766 07 03

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: TRESAL IMPRESORES, S.A.L.

C/ Sallaberry, 22
28019 MADRID

**SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES**

ARTÍCULO CENTRAL

- Estructura de edificación, postesada y sin juntas. Una apuesta de futuro** 3-28
A post-tensioned concrete building structure with no expansion joints. A bet towards future
G. Corres Peiretti y J.C. Arroyo Portero

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- Algunos aspectos de los hormigones estructurales de áridos ligeros ...** 31-51
Some aspects of structural light weight aggregate concrete.
A. Ortega Arias; P. Hue Iburguen y F. Tarquis Alfonso
- Tensión crítica de abolladura a cortante de almas esbeltas de vigas metálicas de inercia variable** 53-65
Critical shear buckling stress of slender tapered web panels
A.V. Zárate Galván y E. Mirambell Arrizabalaga
- El método de bielas y tirantes para el diseño de elementos de hormigón estructural** 67-79
Strut and tie model for the design of structural concrete
M.A. Vicente Cabrera
- La durabilidad de las estructuras prefabricadas de hormigón** 81-88
Durability of precast concrete structures
M. Burón Maestro

INSPECCIÓN, MANTENIMIENTO, REPARACIONES Y REFUERZOS

- Reparación y cuelgue de la escultura "El elogio del agua", de Eduardo Chillida. Resolución del equilibrio de un mecanismo** 89-99
Reparation and suspension of the sculpture "El elogio del agua", of Eduardo Chillida. Solution of the equilibriu of a mechanism.
T.L. Ripa Alonso y F. Millanes Mato

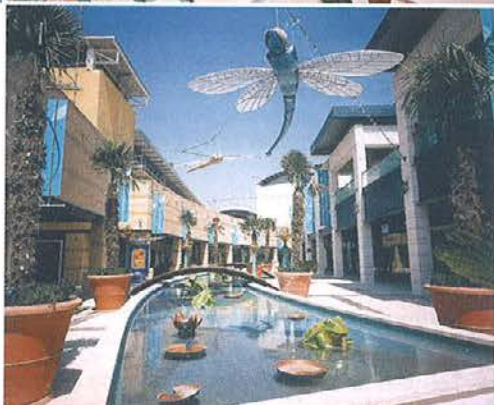
RINCÓN DE ACHE

- Monografía n.º 5.** 101-102
- Resumen de Comisiones y Grupos de Trabajo de ACHE** 103-103
- Problemas de vibraciones en estructuras** 104-105
- Ponencias de las Sesiones Técnicas de las Primeras Jornadas de Ache sobre la enseñanza del hormigón estructural** 107-146
- Conclusiones de las primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural.** 147-148
- Resumen de la Comisión 5 de la fib** 149-150
- Normas para los autores** 151-152

BONAIRE

Parque Comercial y de Ocio

VALENCIA



NECSO, ha construido el Parque Comercial Bonaire, propiedad de RIOFISA PARCS, uno de los más grandes de España, que tiene una superficie de 50.000 m², y cuenta con un gran Supermercado, 165 tiendas especializadas, además de Restaurantes, Cafeterías, Pubs, Bolera, 13 salas de cine y 60.000 m² de aparcamiento.

Es de destacar, como singularidad de construcción, el Edificio Principal, donde su primer forjado se ha realizado con losa postensada de 25 cm de canto con luces de 8x8 entre pilares, construyendo una superficie de 60.000 m² sin juntas de dilatación.

La planta primera dispone de luces de 8x16 m y 16x16 m ejecutadas con losa postensada de 40 cm de espesor.

Este tipo de estructura es la primera aplicada en España para obras de edificación.

TECNOLOGIA • EXPERIENCIA • CALIDAD



entrecanales cubiertas

una compañía acciona

www.necso.es

Estructura de edificación, postesada y sin juntas. Una apuesta hacia el futuro

A post-tensioned concrete building structure with no expansion joints.

A future's bet

Guillermo Corres Peiretti

Juan Carlos Arroyo Portero

RESUMEN

En Aldaia, Valencia, se ha construido el centro comercial y de ocio más grande de España. La solución estructural utilizada ha sido una losa de hormigón postesado sin juntas de dilatación, de 250 x 250 m, que es la mayor losa de hormigón sin juntas del mundo. En este artículo se repasan las razones de la elección de esta tipología, las vicisitudes del proyecto y los aspectos técnicos más relevantes del cálculo, del proyecto, del control del proyecto y de la ejecución.

REFLEXIÓN PREVIA

Como observadores de la coyuntura constructiva española desde el punto de vista del ingeniero proyectista, cabe plantearse la duda de porqué no hay más estructuras postesadas en edificación siendo verdad que sus ventajas constructivas, funcionales y estéticas son evidentes. No en vano, en otros países (Suiza, Alemania, E.E.U.U.) es una solución tan habitual, o más, que el hormigón armado.

No creemos que la culpa esté, como podría parecer, en la oposición de

promotores y arquitectos sino, y es una sospecha, más bien puede estar en la educación tradicional de muchos proyectistas de estructuras cómodamente asentados en las técnicas tradicionales del hormigón armado y alejados de lo que los proyectistas de obras civiles conocen desde hace mucho tiempo; las ventajas de comprimir el hormigón.

Como soporte de esta idea basta repasar el nombre de proyectistas de estructuras postesadas de edificación en España: Rui-Wamba, Corres, Bellod, Llombart, etc. Todos ellos provienen de una trayectoria en el proyecto de estructuras de Obra Civil y poseen una sólida formación estructural.

Así pues postulamos que el problema no está en la promoción y en la arquitectura, sino que está en nosotros los proyectistas. Asumimos desde aquí nuestra parte de culpa.

Aunque los miembros del equipo de redacción del proyecto y de la dirección de obra de la estructura del Centro Comercial Bonaire tienen experiencia en proyectos y ejecución de estructuras postesadas, los problemas encontrados no han sido pocos.

SUMMARY

In Aldaia, Valencia has been constructed the biggest commercial centre of Spain. The structural solution used is a flat postensioned slab with no expansion joints, of 250x250m² that is the biggest flat slab without expansion joints of the world. In this article it explains the reasons to choose this typologie, the problems during the design and the technical aspects more important of the design, of the control of design and during execution.

En Aldaia, Valencia, se ha construido el centro comercial y de ocio mas grande de España. La solución estructural utilizada ha sido una losa de hormigón postesado sin juntas de dilatación, de 250x250 m, que es la mayor losa de hormigón sin juntas del mundo. En este Artículo se repasan las razones de la elección de esta tipología, las vicisitudes del proyecto y los aspectos técnicos más relevantes del cálculo, del proyecto, del control del proyecto y de la ejecución.

PREVIOUS THINKINGS

Considering the Spanish construction situation, and from the position of a

Designer Engineer; one could wonder the reason of the lack of post-tensioned structures in our buildings, accepting that their constructive, functional and esthetical advantages are obvious. Not in vain, in some other countries (Switzerland, Germany, U.S.A) this solution is as frequent as reinforced concrete.

We do not put the blame only on the reluctance of promoters and architects as it might seem, but, and this is a suspicion, in the traditional education of many structural engineers, comfortably settled in the usage of traditional solutions of reinforced concrete and far away of what civil engineering professionals know since long ago: the advantage of a pre-compression in the concrete.

To support this theory is just necessary to review the names associated with the projects of post-tensioned building structures in Spain, like: Rui-Wamba, Bellod, Corres, Llombart, etc... They all hold a solid structural education and have developed their careers in structural projects in Civil Engineering.

Thus we claim that the problem is more related with us, structural engineers, than with promoters and architects. We accept the guilt we may have.

Many problems were found during the project and construction, though some of the members in the project team do have experience in design and construction of post-tensioned structures.

The purpose of this article is to collect the problems founded in the design and construction of the structure, so that they'll no longer be considered a problem.

1. STRUCTURAL DESCRIPTION

The building for the Shopping Centre "Bonaire" in Aldaia, Valencia, is placed in a rectangular site, bounded by Highway A-3 and a Local Corridor. (See Figure 1).

The building has an underground parking Level. The slab in the Ground Floor (Planta Baja) has a surface of about 60.000m²; it is a bonded post-tensioned concrete slab, 25cm thick. There are no expansion joints in the slab. The spans are 8.0m long in both directions.

Above the aforementioned level (Planta Baja) there are three buildings, named Central Building, Western Building and Eastern Building (North and South Zones - See Figure 2).

Central Building is a 15.400m² area, Eastern Building is a 5700 m² area and Western Building has an extension of 13700 m², used for shopping and leisure purposes (cinema, bowling and mini-golf areas). The First Level slab (Planta Primera) is a bonded post-tensioned slab 40cm thick. Spans in this level are 16x16m long in both directions. The roof is a steel structure design; trusses span up to 32 meters, and are supported on composite columns that were cast in place. (See Figure 3). In other cases the roof is solved with a steel structure, consisting in trusses and joists spanning 16m; it's supported on columns having a top metallic ring in their upper part. (see Figure 4)

The Ground Level slab is fixed to columns and to the perimetral retaining wall. Above this floor, columns are fixed in the First Level slab, unlike in the metallic deck of the Roof Level, where metallic trusses, laterally embraced by

La intención de este artículo es la de recoger, para no repetir, los problemas encontrados durante la redacción del proyecto y su ejecución.

1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El Edificio del Centro Comercial y Ocio Bonaire, en Aldaia, Valencia, está situado en un solar de planta rectangular limitado por la Autovía A-3 y el Corredor comarcal (véase Figura 1).

El edificio dispone de una planta subterránea destinada, principalmente, a aparcamiento. El forjado de planta baja, con una superficie aproximada de 60.000 metros cuadrados, está resuelto mediante un forjado de hormigón postesado adherente de 25 centímetros de canto, sin juntas de dilatación y luces de 8 x 8 metros. Sobre el nivel de planta baja (rasante) se levantan tres edificios denominados E. Central, E. Oeste y E. Este (zona Norte y Sur) (véase Figura 2).



Figura 1. Vista aérea de la estructura del centro comercial y límites de la parcela.
Figure 1. Top view of the structure.



Figura 2. Sección transversal del edificio.
Figure 2. Cross section of the building.

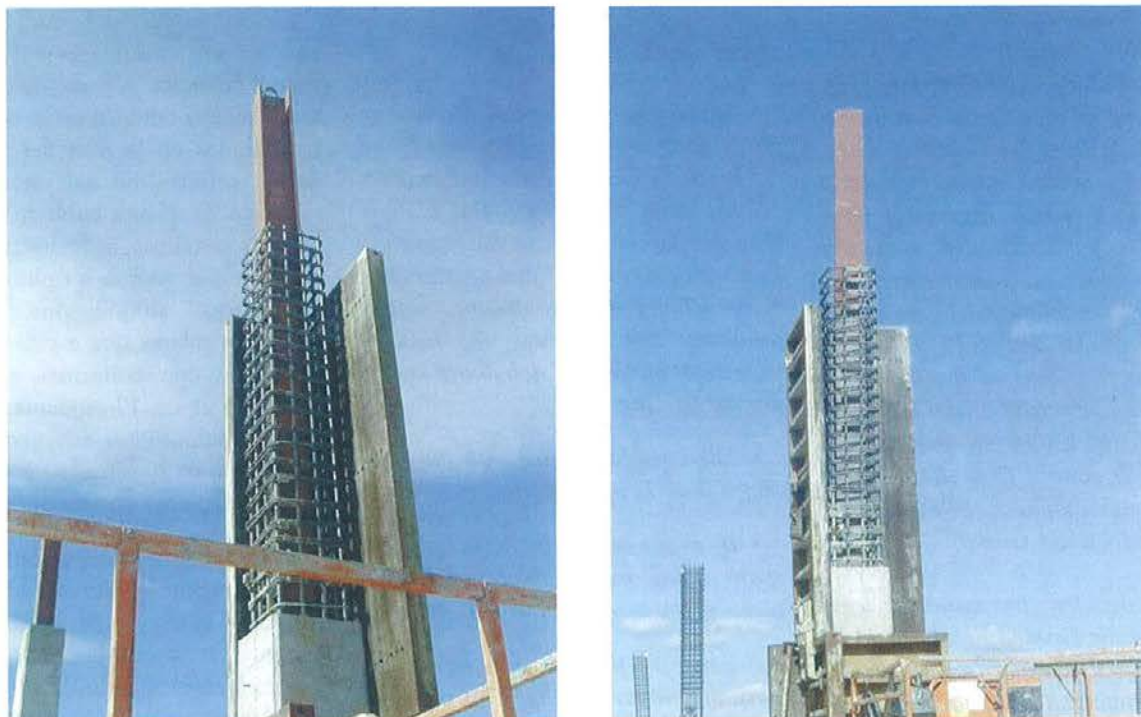


Figura 3. Detalle cabeza pilar mixto.
Figure 3. Detail of head of composite column.



Figura 4. Detalle cabeza pilar con collarín.
Figure 4. Detail of union between column and roof structure.

El Edificio Central de 15.400 m², el Edificio Este, de 11.500 m² de superficie, y el Edificio Oeste, de 13.700 m² se destinan a zona comercial y de ocio (cines, bolera, mini-golf). Están constituidos, en planta primera, por un forjado postesado adherente de 40 centímetros de canto y luces entre pilares de 16 x 16 metros; y, en planta cubierta, la estructura es metálica con cerchas de hasta 32 metros de luz que apoyan sobre

pilares mixtos de hormigón y acero estructural hormigonados *in situ* (véase figura 3). En otros casos, la cubierta es ondulada de estructura metálica con cerchas apoyadas sobre pilares con collarín metálico en la cabeza de los mismos (véase figura 4). En algunos casos, la estructura se ha previsto para un futuro aumento de plantas por lo que en la coronación de pilares se han dispuesto detalles específicos.

joists and stiffeners, are simply supported on the columns; columns at this level are either composite or concrete columns having a metallic ring on their upper part.

In order to improve security regarding punching stresses, some drops have been placed in the columns that have bigger axial loads, increasing slab thickness in 15 or 25 cm in the Ground Level and in 25 cm in the First Level.

At the cinemas area, the balconies have been solved with post-tensioned unidirectional lightened concrete slabs for 24m spans, and reinforced lightened concrete slabs for 16m spans.

It should also be noted that the building is completed with a tubular roof structure, spanning 24 meters, in the entrance of the Shopping Centre, and also a three-dimensional structure in the roof of the Food Court.

The live loads of the structure are between 400 and 3500 kp/m². El rango de sobrecargas del edificio oscila entre los 400kp/m² y los 3500 kp/m².

2. MANY QUESTIONS AND SOME ANSWERS

Considering, on one hand, the several advantages of a post-tensioned structu-

re (clearances, lower thickness, removal of expansion joints, increase in construction speed, etc) and discouraged by the problems of planning a novel solution in the Spanish construction scene, full of highly settled habits, Ingeniería IDOM and CALTER Ingeniería have attained a post-tensioned structure design involving many advantages and also some disadvantages. In the whole process, IDOM and CALTER have counted on the help of the Shopping Centre Promoter firm (RIOFISA), the contractor (NECSO), the project and construction control firm (INTEMAC), and the main suppliers (FREYSSINET, DEHA, and CELSA Group).

Having decided that spans between columns in the Ground Floor would be 8 by 8 meters, it seemed convenient to adopt a reinforced concrete slab 30 or 35 cm thick or a reticular slab with a 25+10 cm thickness. This solution, however, being very competitive for conventional buildings with those span lengths and loads, turns out less convenient when designing a structure without expansion joints, and a minimum reinforcement close to 8 by 1000 is necessary to attain enough security in the Cracking Service Limit State (SLS) due to imposed strains caused by temperature and shrinkage.

The absence of joints in the structure is an important decision but it can be

easily justified if the following circumstances are taken into account:

- Disposing traditional expansion joints, their overall length would round 3,5 km in the Ground Floor and another 2,0 km in the First Floor. This is more than 5,0 km of joints in the structure, involving every associated problem like construction costs, maintenance, waterproofing. For instance, the lack of watertight of the roof slab above underground parking.

- The complex fitting with the building's floor in upper floors

- If expansion joints are placed, spans being bigger than usual, problems of the two solutions will show up.

Because of the above exposed reasons, the promoter (RIOFISA) accepted the construction of a structure without expansion joints.

Once this decision was taken, the choice of post-tensioned concrete versus reinforced concrete was, we believe, in tie.

On the one hand, it seems that the behaviour of the post-tensioned solution will be safer regarding cracking; however, this solution increases the slab shortening, which is 250 metres long, and consequently, the stresses in the exterior columns and in the retaining wall increase too.

El forjado de planta baja está unido rigidamente a los pilares y al muro perimetral de cierre. A partir de dicha planta los pilares también están rigidamente empotrados en la losa del forjado de planta primera no así en el forjado metálico de planta cubierta donde las cerchas metálicas, arriostradas horizontalmente por correas y rigidizadores, se encuentran simplemente apoyadas sobre los pilares que a esta altura son mixtos o con collarines en cabeza, según las zonas. El esquema constituye en su conjunto un adecuado sistema estructural en lo referente a estabilidad frente a acciones horizontales.

Para mejorar la seguridad frente al punzonamiento se han dispuesto ábacos sobre los pilares más solicitados, que suponen un descuelgue de 15 ó 25 centímetros en el forjado de planta baja y de 25 centímetros en la planta primera.

En la zona de cines se han construido los balcones de las zonas laterales de las gradas mediante losas unidireccionales aligeradas, de hormigón postesado para luces de 24 metros y de hormigón armado para luces de 16 metros.

Además, el edificio se complementa con una estructura de cubierta tubular de 24 metros de luz que sirve de entrada principal al centro comercial y una estructura espacial que se dispone como cubierta de la zona llamada patio de comida.

El rango de sobrecargas del edificio oscila entre los 400kp/m² y los 3500 kp/m².

2. MUCHAS PREGUNTAS Y ALGUNAS RESPUESTAS

Animados, por un lado, por las numerosas ventajas de la estructura postesada (diafanidad, poco espesor, eliminación de juntas de dilatación, rapidez de ejecución, etc.) y por otro, espoleados por la dificultad de plantear una solución novedosa para las costumbres constructivas españolas, Ingeniería IDOM y CALTER Ingeniería han conseguido, ayudados por los promotores del Parque Comercial (RIOFISA), por la empresa constructora (NECSO), por la empresa de control de proyecto y ejecución (INTEMAC) y los suministradores (FREYSSINET, DEHA y GRUPO CELSA), proyectar una estructura pos-



Figura 5. Foto cerchas metálicas.
Figure 5. Metallic structure of roof.

tesada que reúne numerosas ventajas y, por qué no decirlo, algún inconveniente.

A la vista de las luces adoptadas en el forjado de planta baja, de 8x8, parecía indicado optar por una solución en hormigón armado, bien de losa maciza de canto 30 ó 35 centímetros o bien por un forjado reticular de 25 + 10 centímetros de canto. Sin embargo, esta solución, que es competitiva, y mucho, para la edificación convencional con esas luces y cargas, se vuelve económicamente menos competitiva cuando se pretende realizar la construcción sin juntas de dilatación y es conveniente disponer una armadura mínima muy importante, cercana al 8 por mil, para conseguir una garantía suficiente frente al estado límite de fisuración por deformaciones impuestas de temperatura y retracción.

No disponer juntas en la estructura es una decisión importante pero sencilla de justificar si se atiende a las siguientes circunstancias:

– Si se disponen juntas de dilatación tradicionales habría una longitud aproximada de 3,5 kilómetros de juntas de dilatación en la planta baja y otros 2 kilómetros en planta primera. En total, algo más de 5 kilómetros de juntas en la estructura, con todos los problemas asociados de costes de construcción, problemas de mantenimiento e impermeabilidad. Se puede poner de ejemplo la falta de estanquidad de los forjados de la planta cubierta de la mayoría de los aparcamientos subterráneos.

– El complejo encaje arquitectónico de las juntas en plantas superiores.

– Si se disponen juntas de dilatación a distancias mayores de las habituales se comparten todos los problemas de ambas soluciones.

Motivados por estas razones, la Empresa promotora, RIOFISA, decidió aceptar la construcción de una estructura sin juntas.

Una vez tomada esta decisión, la elección de la solución postesada o armada para el forjado de planta baja está, creemos, en situación de tablas.

Por un lado parece más apropiado el comportamiento frente a fisuración de la solución postesada, sin embargo, esta solución aumenta el acortamiento del paño de 250 metros de forjado y, en

consecuencia, los esfuerzos sobre los pilares extremos y sobre el muro de cierre perimetral.

La elección de la solución postesada atendió pues a dos motivos: uno económico (coste y plazo de ejecución) y otro de homogeneidad de la solución elegida, ya que en planta primera, con luces de 16x16 metros entre ejes de pilares, la solución postesada resulta más evidente.

La solución metálica formó parte de la terna de soluciones estudiadas y ofertadas para este edificio. La solución metálica no era competitiva debido a la heterogeneidad de cargas, a la existencia de vigas salva-pilares, a las luces de 16x16 metros entre ejes de pilares que se querían conseguir en planta primera y al aspecto estético que confiere a la estructura la aplicación de la protección contra incendios exigida por la normativa vigente. Las razones anteriormente indicadas hacen a la solución metálica poco competitiva en plantas intermedias, si bien en cubierta se optó por esta solución (véase figura 5) debido a tres factores:

– Disminuir la acción sísmica reduciendo peso propio en altura.

– Evitar encofrar y hormigonar a tal altura.

– Salvar luces hasta de 32,0 y 16,0 metros en zonas de cines, bolera, etc.

Una vez decidida la solución postesada, siguen las dudas:

• La elección del postesado adherente se tomó por experiencias anteriores del equipo de proyecto al que hemos pertenecido durante varios años (FHECOR y su proyecto de la estructura postesada de Alcosto en Fuenlabrada) de la que se han tomado numerosas referencias con permiso del autor (Hugo Corres).

La concentración en bandas de pilares permite tener mayor cantidad de espacios libres (sin cables) para la realización de huecos posteriores a la ejecución del forjado.

La adherencia, también es una importante ayuda en Estado Límite Último. Por el contrario, no adherir los tendones evita la inyección, que es una tarea siempre engorrosa, y descongestiona las zonas de anclaje por que los cables están mucho más distribuidos.

The choice of the post-tensioned solution is then due to two reasons: an economic one (construction's cost and time) and another one regarding homogeneity in the chosen solution, considering that in the First Floor the spans between columns' axis are 16 x 16 m; this makes the post-tensioned solution more suitable.

Metallic solution was one of the three choices that were studied and bid for the building. The steel structure solution was not competitive due to the variety of loads, beams between columns, spans of 16 meters to be attained in the First Floor; and the bad aesthetics of the structure derived from the fire protection necessary to meet applicable codes. The aforementioned reasons made this solution unsuitable in the intermediate levels, though it was used in the roof in order to (See Figure 5):

• *Decrease the seismic action reducing self-weight in height.*

• *Avoid frameworks and pouring of concrete at this height.*

• *Save spans between 16.0 and 32.0 m in cinemas and bowling areas.*

With the post-tensioned solution decided, the doubts go around:

Una vez decidida la solución postesada, siguen las dudas:

• *The decision of a bonded post-tensioned concrete slab was taken due to the previous experiences of the project team in which we worked for several years (FHECOR and its project of the a post-tensioned structure for Alcosto in Fuenlabrada) from where we have taken many references with permission of the author (Hugo Corres). The concentration at the column strips of the tendons leave biggest amount of free areas. La concentración en bandas de pilares permite tener mayor cantidad de espacios libres (without post-tensioning cables) so that a big number of voids could be cut in the slab after its construction.*

The fact of grouting the cases introduces the post-tensioning stresses through the friction between cable and the grouted mortar. This makes cutting cables feasible when new voids in the slab are needed, and the problem can be studied as if cables were normal reinforcing steel.

- A polygonal layout of the cables succeeded over a parabolic one, considering that the number of points needed for construction was very similar and that both layouts adjust similarly to the bending moment's diagram that is to be compensated.

- The amount of post-tensioning elements placed in both floors was the needed to compensate the self-weight and the dead load (about 50% of the live load). This decision was taken to adjust the design to the Post-Tensioning Stage and to the Cracking Service Limit State. The quantity of post-tensioning members that was decided is similar to that existing in similar buildings (FHECOR's project for Alcosto, examples in Unbonded Posttensioning ATEP's Manual)

- The post-tensioning has been concentrated over column bands. Usually, the bonded post-tensioning there's a trend towards element concentration, unlike the normal solution of unbonded post-tensioning elements is uniformly distributed. Despite the doubts that appeared, the choice of a bonded post-tensioning solution was based on the

more flexibility when a void has to be made in the slab after construction, no matter if the void affects the post-tensioning elements or just the reinforcement steel zone.

- The plane case was chosen. Analysing the scarce of space, mainly in the 25cm slab, the plane case was chosen; this would also produce smaller friction losses, because of tendons position in the case.

- Anchors and couplers provoked many discussions between the work team and the prospective suppliers. We were impressed of the big variety existing for this kind of elements, that are quite important in such a big project. Our doubts comprised:

- Plane or circular active anchors: once again the scarce of space was determinant. Though it may seem weird, for our problem the circular active anchor was the smallest. This choice brought about the problem of connecting the plane case and the circular active anchor. This transition was solved during construction. (See Figures 6 and 7).

Además, el hecho de que las vainas que contienen los cables se inyecten transmitiendo los esfuerzos del postesado a través del rozamiento entre cable y mortero de inyección, en estado definitivo, permite, para la realización de futuros huecos, realizar cortes de dichas vainas estudiando el problema como si se tratase de armadura pasiva.

- El trazado poligonal frente a uno parabólico se eligió porque el número de puntos de replanteo de los cables es muy similar y el trazado se ajusta de igual manera a la ley de esfuerzos que se quiere compensar.

- La cuantía de pretensado dispuesta, para ambas plantas, ha sido la necesaria para compensar las cargas debido a peso propio y cargas muertas (aproximadamente un 50% de la sobrecarga). Esta decisión ha estado motivada por razones de optimización del diseño entre el estado en vacío y el estado de servicio. Las cuantías de pretensado dispuestas son similares a edificios proyectados de similares características (Alcosto de FHECOR, ejemplos del manual de postesado no adherente de ATEP).

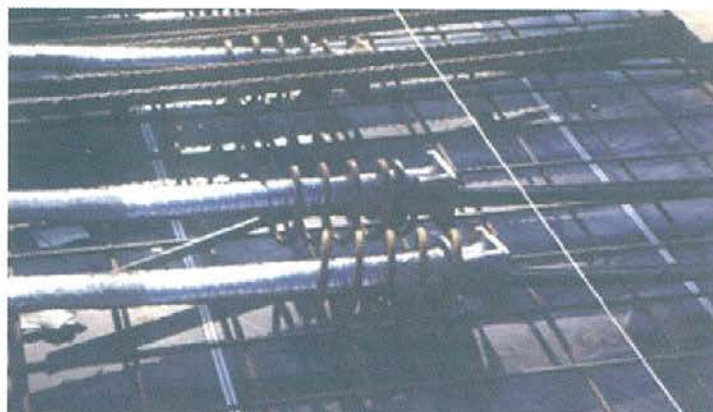
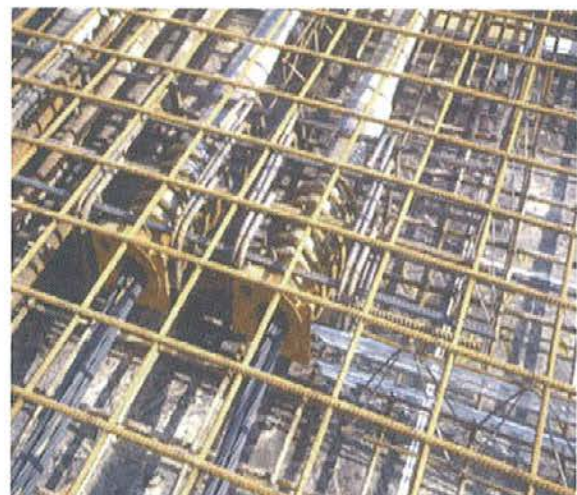
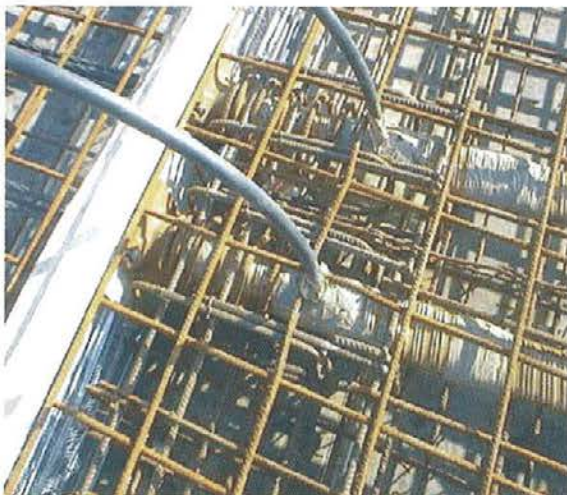


Figura 6. Detalles de transición metálica entre vaina plana y anclaje activo circular.
Figure 6. Detail of transition between circular anchors and the plane case.

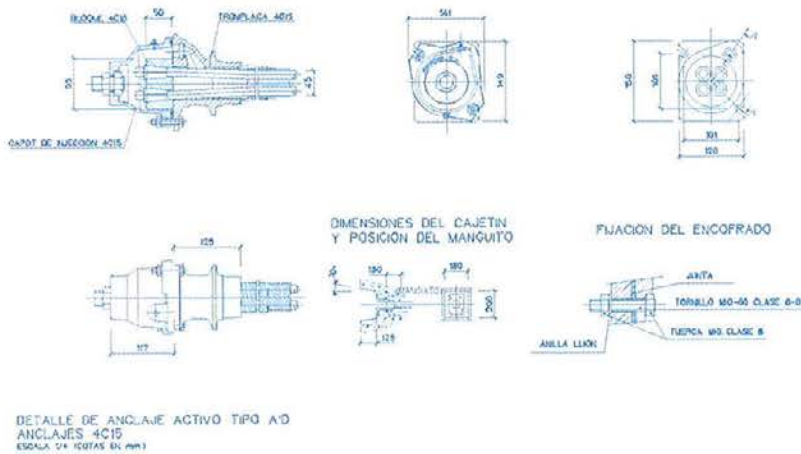


Figura 7. Detalle anclaje activo tipo.
 Figure 7. Details of active anchor

- Se ha concentrado el postesado en las bandas de pilares, en lugar de repartirlo en toda la superficie del forjado. Usualmente, el postesado adherente tiende a agruparse, mientras que el postesado no adherente se suele repartir en superficie. A pesar de las dudas que se plantearon, la decisión del postesado adherente se ha basado en la mayor flexibilidad a la hora de realizar huecos posteriores a la ejecución del forjado en zonas de armadura pasiva.

- Se eligieron vainas planas. Analizando el escaso espacio de que se disponía, fundamentalmente en el forjado de la planta baja de 25 centímetros de espesor, se adoptó la vaina plana que además añade la ventaja de generar menos pérdidas por rozamiento debido a la posición de los torones dentro de la vaina.

- Los anclajes y acopladores fueron motivo de muchas discusiones entre el equipo de trabajo y los posibles sumi-

nistradores, dada la gran cantidad de variantes que pueden existir para este tipo de elementos tan importantes para una obra de la magnitud de ésta. Nuestras dudas fueron las siguientes:

- Anclajes activos planos o circulares. Una vez más primó el problema del espacio. El anclaje activo que menos espacio ocupa es el circular. Esto trajo añadido el problema, lógico, de la transición entra vaina plana y anclaje activo circular, resuelto mediante una transición hecha en obra (véase figura 6 y figura 7).

- Anclaje pasivo: Para determinar el tipo de anclaje pasivo se tuvo en cuenta el número elevado de estos elementos que se dispusieron. Por ello se decidió adoptar en general como anclaje pasivo el mismo elemento utilizado como anclaje activo, diseñado para tal fin, porque si surgía algún problema se pudiera tesar desde este elemento. Solo se dispusieron anclajes pasivos fijos (véase figura 8 y figura 9) en los sitios

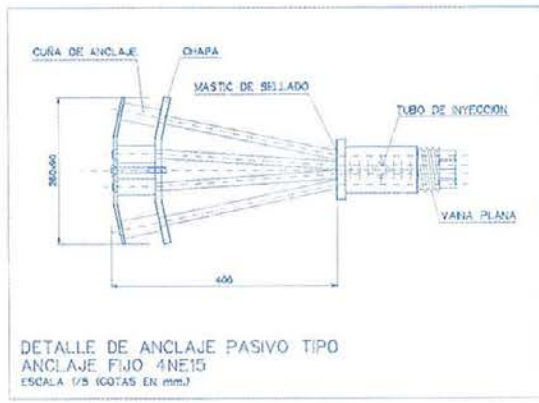


Figura 8. Detalle anclaje pasivo fijo.
 Figure 8. Details of passive anchor.

○ *Passive anchor:* to determine the pattern of the passive anchor we accounted for the big number of them to be disposed. Hence we decided to use as a passive anchor the same used for the active one. That anchor had been designed with that purpose, so that should any problem occur, additional tension could be introduced from the passive anchor. Fixed passive anchors were placed (See Figures 8 and 9) only in the zones where the active anchors could not be fitted.

○ *Couplers:* The traditional coupler commonly used in civil engineering did not fit in this case, as the coupling or continuity of the cables is achieved in the plate at the active anchor. This element needed too much space. The problem had to be moved as far as possible from the anchoring zone, so the coupling was done using a coupler for each of the tendons. (See Figures 10 and 11)

The slab thickness in the Ground Level, despite all the discussions related with it, was not the ideal one. The 25cm caused no benefit either in the project (punching of the slab) or construction (capitels, pouring of the slab and the interference between reinforcing steel, post-tensioning steel and punching reinforcement). The thickness of 40 cm in the First Floor turned out to be right from every perspective, although spans of 16m provoked the need of capitels in some columns to solve the punching problems.

Punching reinforcement, considering the previous paragraph, was solved using double-headed metallic studs attached to a metallic plane element, that provides that distance between studs remains constant and guarantee their stability during pouring. (See Figures 12 and 13). This kind of reinforcement had seldom been used in Spanish building, and is considerably more profitable than the usual one, as it avoids reinforcement bars concentration in a zone where easy pouring and firm compacting are necessary.

3. EFFECTS OF A LONG CONSTRUCTION

The most important problems due to the extent of construction stage are poin-



Figura 9. Foto de hueco cerca de pilar con cables de pretensado.
 Figure 9. Details of an opening of the slab.

ted out next: A "long" construction differs from others in the effect of thermohygrometric actions. Unlike in a normal

construction, these effects can not be neglected, and they become the main problem in the structural project. These induced load affect the slab, the columns and foundation in a significant way.

donde, por problemas de espacio, no se podía disponer el otro elemento.

– Acopladores. El acoplador tradicional utilizado en obras de ingeniería civil no se podía utilizar en este caso ya que el acople o continuidad de los cables se realiza en la misma placa de anclaje activo. Este elemento ocupaba demasiado espacio. El problema se debía desplazar lo más distante posible de la zona de anclaje, por ello se realizó el acople de los cables mediante la utilización de acoplador mono-torón (véase figura 10 y figura 11).



The slab, shortened by these indirect actions (extrinsic and intrinsic) must bear significant tension and bending stresses (specially in the slab boundary regions) that increase the negative moments, or raise them up to positive values in the columns. The slab shortening involves an increase in the bending moments in columns that determines their design.

• El canto del forjado de planta baja, a pesar de las extensas discusiones mantenidas, no se adoptó de manera adecuada, ya que los 25 centímetros dispuestos no aportaron ningún beneficio ni a la hora de proyectar la estructura (punzonamiento), ni a la hora de la ejecución de la misma (descuelgues de ábacos, hormigonado del forjado e interferen-



Figura 10. Detalles acoplador mono torón.
 Figure 10. Details of a coupler for one tendon.

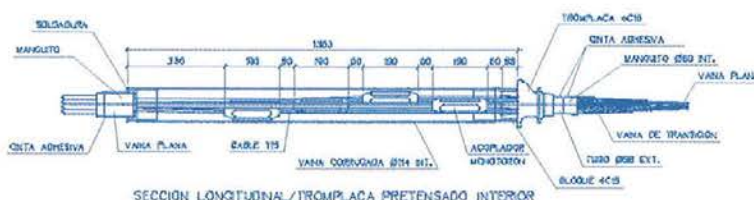


Figura 11. Detalles acoplador mono torón.
 Figure 11. Details of a coupler for one tendon.



Figura 12. Colocación armadura de punzonamiento.
Figure 12. Punching shear reinforcement.

cias entre la armadura pasiva, activa y de punzonamiento). El canto de forjado adoptado en planta primera de 40 centímetros sí resultó ser el acertado desde todo punto de vista a pesar que se tuvieron que descolgar ábacos para solucionar los problemas de punzonamiento generados por luces entre pilares de 16x16 metros que generan unos axiles de magnitudes considerables.

La armadura de punzonamiento se ha resuelto mediante conectadores metálicos de doble cabeza montados sobre pletinas que actúan de distanciadores y garantizan su estabilidad durante el hormigonado (véase figura 12 y figura 13). Esta armadura, poco utilizada en España, tiene considerables ventajas respecto a las tradicionales disposiciones de armadura de punzonamiento al evitar la congestión de armaduras en una zona donde se necesita un hormigonado fácil y una compactación energética.

3. EFECTOS DE UNA CONSTRUCCIÓN "LARGA"

Brevemente, se enuncian los problemas más importantes que se generan por este tipo de construcción.

Una construcción "larga" se diferencia de otras en que la magnitud de los efectos de las acciones termohigromé-

tricas no sólo no es despreciable sino que es condicionante principal del proyecto de la estructura. Dichas acciones afectan de forma significativa a la losa, a los pilares y a la cimentación.

La losa, acortada por las acciones indirectas, extrínsecas e intrínsecas, debe soportar unas tracciones importantes y unos esfuerzos flectores (sobre todo en los extremos de la losa) que incrementan los momentos negativos o los disminuyen hasta convertirlos en positivos en pilares.

considering that there are only two levels above ground in the building. However, taking into account that spans in this building double the average values in this kind of buildings, and that stresses increase significantly due to shrinkage and creeping in the extreme columns, it can be easily deduced that the quantity of vertical loads in every column will reach about five or six times that existing in a conventional structure. The axial load and the bending moment in foundation reach values up to 10390 kN and 900 mkN.



Figura 13. Armadura de punzonamiento.
Figure 13. Punching shear reinforcement.

- The layout of the parking places limits one of the sides of every column. This resulted in one of the biggest problems when determining the loss of stiffness in the structure as a whole, foundation, columns and slab.

- The constraint in the bending and horizontal displacement imposed by the columns is negligible in most of the buildings with post-tensioned slabs: the quantity of the elastic shortening derived from post-tensioning is compatible with columns flexibility without introducing significant stresses. However, in the building of Bonaire's Shopping Centre, the effect caused by the lack of joints, and the big stiffness of the columns in one direction, do have a big importance and because of this they've been accurately considered in the structural analysis.

The foundation is also affected. It is very important to consider the termihgrometric effects in its design and it is also important to know the rotation capacity of the foundation. It is one of the most important (goods) properties of the structure.

4. BONDED POST-TENSIONING LAYOUT AND CHARACTERISTICS

Slab post-tensioning was accomplished using tendons composed of four super-stabilised steel cords each of them having

a nominal diameter of 0.6 inches, an area of 140.0 mm², and an ultimate load of 26.6Mp. They're placed in plane cases, that are 7.5 cm wide and 2.5 cm high. The anchor elements are independent for each tendon (See Figures 6 and 7), and active anchors have been placed throughout the exterior perimeter. Interior active anchors were used in the zones of construction joints. There are active and passive anchors near some central columns, as well as in the interior voids, from where post-tensioning was achieved when it was possible.

Tendons continuity was achieved using mono-tendon couplers; these are protected by a corrugated circular case, with an interior diameter of 114mm (See Figure 10). This case is composed of a bonnet having an inlet for injection or purge, using a 0.5" pipe connected to the case (See Figure 16).

The post-tensioning steel is allocated in strips over the lines between principal columns, and is distributed in the two main directions, width of the strips being 1.60 meters for the Ground Level and 4.80 meters for the First Level slabs. (See Figures 14, 15 and 17). In the central zones limited by those strips, an electrical-welded reinforcement mesh has been placed in both sides of the slab; this reinforcement has been reinforced where necessary.

Post-tensioning members need to be concentrated over the columns bands

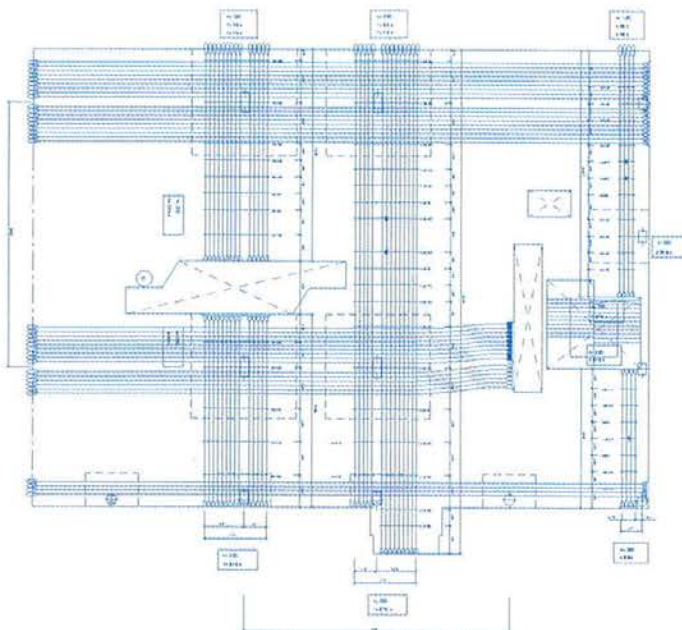


Figura 14. Plano planta baja.
Figure 14. Plan view of level 0.

El acortamiento de la losa supone, para los pilares, un incremento de esfuerzo flector que determina su dimensionamiento:

- La magnitud de las cargas verticales que actúan sobre los pilares que soportan los edificios junto con las solicitaciones por los efectos de fluencia y retracción derivados de no disponer juntas, han determinado las dimensiones aparentemente grandes de los pilares, si se considera que se trata de un edificio con sólo dos plantas sobre rasante. Sin embargo, si se tiene en cuenta que la separación entre ejes de pilares en las dos direcciones perpendiculares representa el doble de las habituales en este tipo de edificios y que las solicitaciones se ven incrementadas notablemente en los pilares extremos por los esfuerzos debido a la fluencia y retracción, puede deducirse fácilmente que la magnitud de la carga vertical, por pilar, es del orden de cinco o seis veces la que resultaría de haberse dispuesto una estructura convencional. La carga vertical y los momentos solicitantes de dichos pilares alcanzan, en la cimentación, valores de 10390 KN y 800 mKN, respectivamente.

- La necesidad de limitar una dimensión de los pilares, en una de las direcciones, debido a la disposición de plazas de aparcamiento en el sótano, ha representado una de las mayores dificultades para resolver adecuadamente la modelación de la pérdida de rigidez de la estructura en conjunto, de la cimentación, los pilares y el forjado.

- La coacción ejercida por los pilares frente al giro y al desplazamiento horizontal suele ser despreciable en la mayoría de los edificios resueltos mediante forjados postesados: la magnitud del acortamiento elástico producido por la acción del pretensado es compatible con la flexibilidad de los pilares sin representar esfuerzos añadidos de consideración. Sin embargo, en el edificio del Centro Comercial BONAIRE, el efecto causado por la falta de juntas y la rigidez elevada de los pilares fundamentalmente en una dirección, tienen una gran importancia y por tal motivo han sido objeto de consideraciones rigurosas en el cálculo de la estructura.

La cimentación se ve afectada, también, por esta causa. Así, es muy importante considerar los esfuerzos termohigrométricos en su dimensionamiento y,

como más tarde se ve, es preciso conocer la capacidad de giro de la cimentación ya que es una de las propiedades que más influye (beneficia) en el comportamiento global de la estructura.

4. POSTESADO ADHERENTE DISPOSICIÓN Y CARACTERÍSTICAS

El postesado de las losas se efectuó mediante tendones formados por cuatro cordones de acero superestabilizado de 0,6 " de diámetro nominal, un área de 140,0 mm² por cordón, y una carga de rotura de 26.6 Mp por cordón, dispuestos en vainas planas de chapa de 7,5 cm de ancho y 2,5 cm de alto. Los elementos de anclaje son independientes para cada tendón (véase figura 6 y figura 7) habiéndose dispuesto anclajes activos en el contorno exterior. Los anclajes activos interiores se utilizaron en las zonas de las juntas de hormigonado. Existen anclajes activos y pasivos en el interior de las losas en las inmediaciones de los pilares centrales, así como en los paramentos de los huecos intermedios desde donde, en los casos que hizo falta, se realizaron las tareas de tesado.

La continuidad de los tendones se ha realizado mediante acopladores monotorón protegidos mediante una vaina corrugada circular de 114 mm de diámetro interior (véase figura 10). Dicha vaina está compuesta de un capot que

dispone de una toma de inyección o de purga para tubo de 0,5 " conectada a la vaina (véase figura 16).

El acero activo se ha dispuesto concentrado en las bandas de pilares principales, distribuidos en ambas direcciones perpendiculares y en una franja de 1,60 metros y 4,80 metros en los forjados de planta baja y primera respectivamente (véase figuras 14, 15 y 17). En las zonas intermedias, limitadas por dichas franjas, se ha dispuesto una armadura pasiva constituida por un mallazo electro-

(see Figure 17), and in the edges of the big voids (See Figure 9), requiring a detailed studying, during the design stage (because of structural order and geometry layout) and during construction (a detailed planning of placing and tensioning order of the tendons is necessary). The placing of tendons met strict criteria of tolerances regarding position and layout, as even small deviations could have big consequences considering the small thickness of the slab. Limiting the distance between fixed points of the tendons was considered very important too. This value was already requested in the project in order to avoid de "garland effect", that could have increased the friction losses foreseen in the project.

Tendons extension registered during tensioning were homogeneous throughout construction, showing minimum dispersion. Friction values, deduced from the real extensions in construction were compatible with those recommended in the applicable codes: Friction Coefficient in curve $m = 0,04$ and Parasitic Friction Coefficient $k = 0,002$.

Post-tensioning effect compensates self-weight in such a way that when prestressing operation is finished, the slab is slightly detached of the form-work in the centre-line of the spans. Afterwards, and in order to support self-weight of the upper slabs during pouring in some

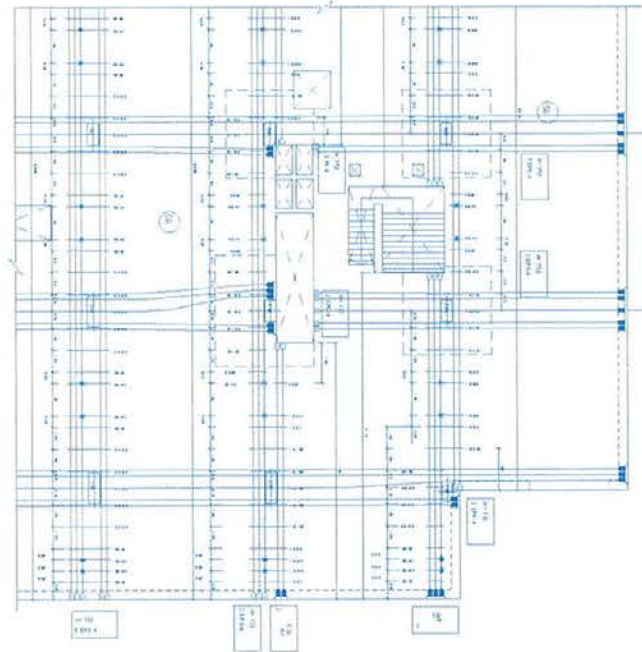


Figura 15. Plano planta primera.
 Figure 15. Plan view of level 1.

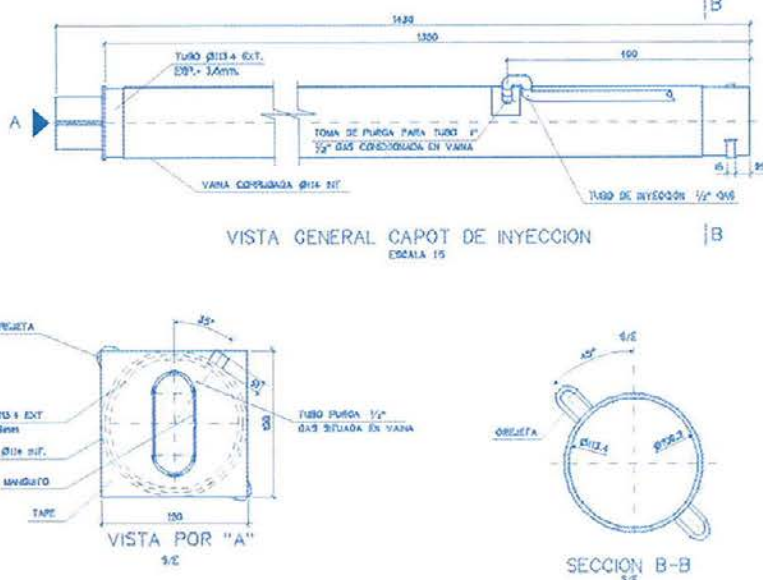


Figura 16. Vista general capot de inyección.
 Figure 16. Pipe connected to the case.



Figura 17. Vista general pretensado de planta primera.
Figure 17. General view of prestressed slab.

zones, it was necessary to shore up the slab to bear loads higher than maximum live loads considered in design.

5. EFFECTS OF A "LONG" CONSTRUCTION

The structural analysis of the post-tensioned slabs was carried out first without consideration of the effects provoked by slab's shortening, using CEDRUS program of CUBUS. However, the extension of the Ground level slab led to the consideration of these effects in its slab.

The structural analysis had two phases. One during the project completion, in which simplified criteria and linear calculations were considered. These criteria had previously been proved in other projects, and rely on theoretical and experimental studies of elements undergoing imposed shortening. The second phase involves control and requires a non linear analysis that justifies the values for cracked stiffness assumed in the project stage.

Project stage

Slab dimensions in Ground Level (260 x 230 meters) and the absence of

expansion joints make the imposed strain phenomena be very important. These strains cannot be neglected when talking about a "long" structure, unlike in a "short" one.

The slab is clearly bi-directional, thus analysing the effect of imposed strains must take into account the effect of the retaining wall in the perimeter. Because of the constraint introduced by the retaining wall, the nearby and parallel frames behave in a different way than the central virtual frames. In the first case, the imposed strain is partially constrained by the wall, while the central frames behave very similar to a free virtual frame.

The analysis of a "long" structure without expansion joints must be approached using a model that takes into account the cracking phenomena in the concrete, which result in a loss of stiffness and, consequently, in a relaxation of the stresses caused by the imposed strain. This loss of stiffness is introduced in project's conventional calculations by reducing the values of moment of inertia of the different elements.

The behaviour of the model depends, in a big amount, on the stiffness assigned to the slab and the columns that support it.

In the first phase of the project two representative central frames were stu-

doledado colocado en el paramento superior e inferior de la losa; dicha armadura está convenientemente reforzada en los sitios que así lo requerían.

La necesaria concentración de armadura activa en las zonas situadas sobre los pilares (véase figura 17) y en los bordes de los grandes huecos (véase figura 9) exigió un detallado estudio, tanto en proyecto (por motivos de orden estructural y de encaje geométrico) como durante la ejecución de la obra (siendo necesario planificar con todo detalle el orden de colocación y tesado de los distintos tendones). La colocación de los tendones se llevó a cabo cumpliéndose unos estrictos criterios de tolerancia en la posición y en el trazado, debido a la influencia que podrían causar posibles desviaciones que, aún siendo pequeñas en valor absoluto, podrían tener importancia dado el reducido canto de las losas. Así mismo, se consideró de gran importancia la limitación de distancia comprendida entre los puntos de fijación de los tendones cuyo valor figuró como una especificación del proyecto a fin de evitar el efecto "guirnalda", cuya consecuencia podría haberse manifestado en un aumento de las pérdidas por rozamiento previstas en proyecto.

Los alargamientos registrados durante el tesado de los tendones resultaron

homogéneos en toda la obra y con una mínima dispersión. Los valores de rozamiento, deducidos a partir de los alargamientos reales de obra, resultaron compatibles con lo recomendado en la normativa vigente: Coeficiente de rozamiento en curva $i = 0,04$ y coeficiente de rozamiento parásito $k = 0,002$.

El efecto del postesado dispuesta compensa las cargas debidas al efecto del peso propio, de tal forma que, una vez finalizada la operación de tesado, el forjado queda ligeramente despegado de la cimbra en el centro de los vanos. Posteriormente, y para poder soportar en algunas zonas el peso propio del forjado superior en proceso de hormigonado, fue preciso proceder al recimbrado para soportar los valores de sobrecarga superiores a los que está diseñada la estructura.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de las losas postesadas se realizó, por un lado, sin considerar los efectos debidos al acortamiento de la losa, mediante el programa CEDRUS, de CUBUS. Por otro lado, los efectos debidos al acotamiento de la losa se tuvieron en cuenta en el forjado de planta baja, el cual tiene unas dimensiones tales que su consideración se hace imprescindible.

Las fases de análisis de la estructura han sido dos, la primera fase, de proyecto, en la que se utilizaron criterios simplificados y cálculos lineales, utilizados para otras estructuras largas, y validadas por estudios teóricos y experimentales de elementos sometidos a deformaciones impuestas de acortamiento; y la segunda fase, de control del proyecto, en la que se hace preciso justificar, mediante análisis no lineal, la idoneidad de las rigideces fisuradas supuestas en fase de proyecto.

Fase de proyecto:

Las dimensiones en planta del forjado de planta baja (260 x 250 metros), y la ausencia de juntas de dilatación hacen que los fenómenos de deformaciones impuestas (temperatura y retracción) sean muy importantes. Se trata de una estructura *larga*, a diferencia de una estructura *corta* en la que podrían despreciarse los efectos de esta clase de deformaciones.

El forjado es claramente bidireccional, por lo que el análisis del efecto de las deformaciones impuestas debe tener en cuenta el efecto del muro perimetral. A causa de la coacción introducida por el muro perimetral, los pórticos cercanos y paralelos al mismo tienen un comportamiento diferente al de los pórticos centrales. En los primeros, la deformación impuesta está coaccionada parcialmente por la coacción del muro, mientras que los pórticos centrales se comportan de forma muy parecida a la de un pórtico virtual libre.

El análisis de una estructura *larga*, sin juntas de dilatación, debe abordarse mediante modelos que tengan en cuenta los fenómenos de fisuración del hormigón, los cuales dan lugar a la pérdida de rigidez de la estructura y, en consecuencia, a la relajación de los esfuerzos inducidos por deformación impuesta. En los cálculos convencionales de proyecto, la pérdida de rigidez de la estructura se introduce mediante coeficientes de reducción de los momentos de inercia de los elementos estructurales.

El comportamiento del modelo de cálculo depende, en gran medida, de la rigidez que se le asigne a la losa y a los pilares que la soportan.

En esta primera fase del proyecto se estudiaron dos pórticos centrales representativos, adoptando un área de influencia de 8 metros y escuadría de pilares de 50 x 80 centímetros como primera aproximación y como predimensionamiento de los pilares y del forjado de planta baja.

En ellos se plantearon unas rigideces de 1/3 de la rigidez bruta en los elementos verticales (pilares) y de 1/10 de la rigidez bruta en la losa, valores que se consideraron razonables para los niveles de carga a los que iba a estar sometida la estructura. En la base de los pilares se utilizaron unas condiciones de apoyo de empotramiento, simulando la unión a las zapatas.

Las acciones que se introdujeron en el modelo fueron las cargas verticales, las acciones del postesado, la temperatura y la retracción. Con los resultados de este cálculo se dimensionaron los elementos estructurales.

Paralelamente a este procedimiento de cálculo se realizó un análisis espacial de una zona del forjado de planta baja y planta primera para tener en cuenta el efecto del muro perimetral.

died, considering an influence area of 8,0 meters, and a cross-section of 50 x 80 cm for the columns as a first approach in columns and Ground Level's slab pre-dimensioning.

In these two frames, losses of 1/3 of the gross stiffness for the vertical members (columns) and of 1/10 for the slab were considered; these values were thought reasonable for the loads that would act on the structure. The columns were considered fixed in the base, simulating the boundary with the foundation.

The actions introduced in the model were the vertical loads, post-tensioning, temperature and shrinkage. The structural elements were pre-dimensioned using results from this calculation.

A space analysis was done at the same time to study a slab zone in the Ground Level and in the First Level to taking into account the wall.

Project's supervision

After the project stage, during the structure supervision and construction, some complementary studies were fulfilled to justify the calculations done in the previous stage.

Two different paths have been followed in this investigation. In the two cases the structure was modelled using representative frames. These frames were calculated using:

- Linear models, in the same line than those used in the project's calculations, but several estimations of the stiffening losses and actions. STATIK and CEDRUS (of CUBUS) programs were used for this models.*

- Finite Elements modelling, in which steel yielding and concrete cracking were considered, using ABAQUS (HS, 1998).*

Both analysisi speaking, the following points were considered:

- A real frame was chosen in the direction having a bigger flexural stiffness; the frame is placed in the zone*

where the favourable influence of the perimeter retaining wall is smaller. Considering that central zone, the frame selected was that in which the extreme columns were stiffer.

- Analysis of the upper floors influence in the chosen frames.
- It has been qualitatively justified that the rest of the frames will have more favourable conditions than those chosen.
- Supporting conditions of the frames were deduced from the Geotechnical reports.
- Construction process has not been considered in any of the projects. Nevertheless, it has been proved that introducing that influence would only be favourable.
- The structure was monitored during construction. Width of cracking, movement in the head of certain columns, shrinkage, temperature (external and slab's internal temperature) and slab's concrete creeping were measured.

5.1. DESIGN CRITERIA

Stiffness discussion

Results obtained in the models vary significantly depending on the stiffness – real or other; e.g. gross stiffness – that is considered. This difference is much more important in structures that undergo imposed deflections; hence, determining elements real stiffness is very important.

In this case, when indirect (thermo-hygrometric) actions are determinant in the structural response, a correct assessment of the element's stiffness is necessary, taking into account that the stiffness of the elements vary as loads increase. Because of this, two different models were used for the Service Limit State and for the Ultimate Limit State, the first one being stiffer than the second.

Detailed and justified values of stiffness used in the model for the SLS and ULS of the different elements (columns, slab and foundation) follows:

COLUMNS

The loss of stiffness in the columns depends of the axial load they undergo. Diagrams showing bending moment – curvature and bending moment – considered stiffness/gross stiffness were calculated considering the axial loads that corresponded to the loading condition in each case (frequent and factored loads) and for each column.

The stiffness' losses that applied in each model in the SLS and in the ULS were deduced from the aforementioned curves (See Figure 18).

Service Limit State (SLS)

The loss of stiffness in the columns for frequent loading condition corresponds with the cracking bending moment in the column. This value was taken from the graphics (See Figure 18) as 50% of the gross stiffness.

Ultimate Limit State (ULS)

The loss of stiffness in the columns undergoing factored loads can be considered close to that corresponding with the ultimate curvature. In the curves representing stiffness – bending moment and bending moment – curvature (See Figure 18), values of the stiffness are about 1/10 times the gross stiffness. Thus, conservatively, a stiffness equal to – times the gross stiffness was adopted.

SLABS

The real value of the slab stiffness is somehow more arguable than the value in the columns, as two combined values, tension stiffness and bending stiffness, take part in the discussion.

Though axial stiffness in a concrete element decreases significantly when the element cracks, a continuous (axial) crack cannot be guaranteed, as columns constraint is unable to transmit an axial load equal or bigger than that causing the cracking of the slab.

Despite the loss of axial stiffness in the slab cannot be guaranteed with a continuous crack, figure 19 shows that when the slab undergoes a bending

Fase de control del proyecto:

Durante el control del proyecto, ya en fase de ejecución, se realizaron estudios complementarios que tuvieron como objetivo la justificación de los cálculos realizados en la primera fase.

Para ello se han seguido dos líneas de investigación diferentes. En ambas se ha modelado la estructura, mediante la elección de pórticos representativos. Dichos pórticos se han calculado mediante:

- Modelos lineales, en la misma línea que los utilizados en los cálculos de proyecto, pero utilizando diversas estimaciones de la rigidez y de las acciones. Para ello se han utilizado los programas STATIK y CEDRUS, de CUBUS.
- Modelos de cálculo de elementos finitos en los que se tiene en cuenta la plasticidad del acero y la fisuración del hormigón. Para ello se ha empleado el programa ABAQUS (HKS, 1998).

En ambos cálculos se han realizado las siguientes consideraciones:

- Se ha elegido un pórtico real en la dirección en que los pilares son más rígidos a flexión y situado en la zona central de la losa por ser la zona en la que la influencia favorable del muro perimetral es más pequeña. Se ha escogido, de la zona central de la obra, aquel pórtico que tiene en sus extremos los pilares más rígidos.
- Se ha analizado la influencia de las plantas superiores en los pórticos elegidos.
- Se ha justificado cualitativamente que el resto de los pórticos, en general, tendrán condiciones menos desfavorables que los escogidos.
- Las condiciones generales de apoyo de los pórticos en el terreno se han deducido a partir de los informes geotécnicos realizados.
- No se ha considerado, en ninguno de los dos modelos de cálculo, el proceso constructivo. En cualquier caso, se ha estudiado y demostrado que la influencia de introducir en el cálculo dicho proceso resultaría favorable.
- Durante la ejecución de la obra se ha procedido a instrumentar la estructura. Se han realizado mediciones de abertura de fisura, movimientos en cabeza de algunos pilares, retracción, tempera-

tura (exterior y en interior de forjado) y fluencia del hormigón de la losa.

5.1 CRITERIOS DE PROYECTO

Discusión de rigideces

Los resultados obtenidos cuando se modela una estructura con rigideces reales o con otras rigideces (p.e. brutas) son notablemente diferentes. Esta diferencia es mucho más acusada en estructuras sometidas a deformaciones impuestas por lo que la determinación de las rigideces reales de los elementos es uno de los aspectos fundamentales.

En este caso, en que las acciones indirectas (termohigrométricas) son determinantes del comportamiento, es preciso valorar convenientemente las rigideces de los elementos, teniendo en cuenta, además, que dichas rigideces van variando conforme aumentan las acciones. Por ello, para comprobaciones en Estado Límite de Servicio (E.L.S.) se utiliza un modelo diferente que para comprobaciones en Estado Límite Último (E.L.U.), siendo el primero más rígido que el segundo.

A continuación se detallan y justifican las rigideces utilizadas en los modelos para Estado Límite de Servicio y para Estado Límite Último de los diferentes elementos estructurales que componen el edificio del centro comercial (pilares, losa y cimentación).

PILARES

La pérdida de rigidez de los pilares depende del nivel de axil al que estén

sometidos. Se ha calculado el diagrama momento-curvatura y el diagrama momento-rigidez relativa a la rigidez bruta para los axiles correspondientes a las cargas utilizadas en cada cálculo (frecuente y mayorada) y para cada pilar.

De los gráficos se dedujeron las pérdidas de rigidez que se aplicaron para cada modelo en E.L.S. y en E.L.U. (véase figura 18).

Estado Límite de Servicio (E.L.S.)

La pérdida de rigidez considerada para los pilares, cuando actúan las acciones frecuentes es la correspondiente a la aparición del momento de fisuración del pilar. Este valor, a la vista de los gráficos (véase figura 18), se ha tomado igual a 1/2 de la rigidez bruta.

Estado Límite Último (E.L.U.)

La pérdida de rigidez para los pilares bajo cargas mayoradas puede considerarse cercana a la correspondiente a la curvatura última. En los gráficos rigidez-momento y momento-curvatura (véase figura 18), se observan rigideces del orden de 1/10 de la rigidez bruta. En el modelo, para estar del lado de la seguridad, se adoptó una rigidez igual a 1/4 de la bruta.

LOSAS

El valor de la rigidez real de la losa tiene aspectos más discutibles que la

moment close to the cracking bending moment, a loss of stiffness in the slab occurs; this loss is approximately constant from the lower values of the axial load. The value of this stiffness is approximately 1/5 of the gross stiffness.

The loss in flexural stiffness is much more evident, as bending stresses induced by the loads and deflections surpass the cracking bending moment in almost every point of the slab.

Diagrams representing bending moment – curvature and bending moment – stiffness considering the different axial loads the slab can undergo were estimated in order to assess the loss of stiffness in the slab.

Service Limit State (SLS)

The probable loss in slab's axial stiffness due to flexion has not been considered in the first model: this assumption is conservative.

In the second model used to check SLS the axial stiffness considered is $\frac{1}{2}$ of the gross one; this assumption could be considered conservative too, as this value is bigger than the real expected, that is 1/5 of the gross stiffness, as above explained (See Figure 19).

The flexion stiffness considered in both cases of SLS checking corresponds with the first stiffness loss associated with cracking appearance; this stiffness can be considered about $\frac{1}{4}$ of the gross stiffness.

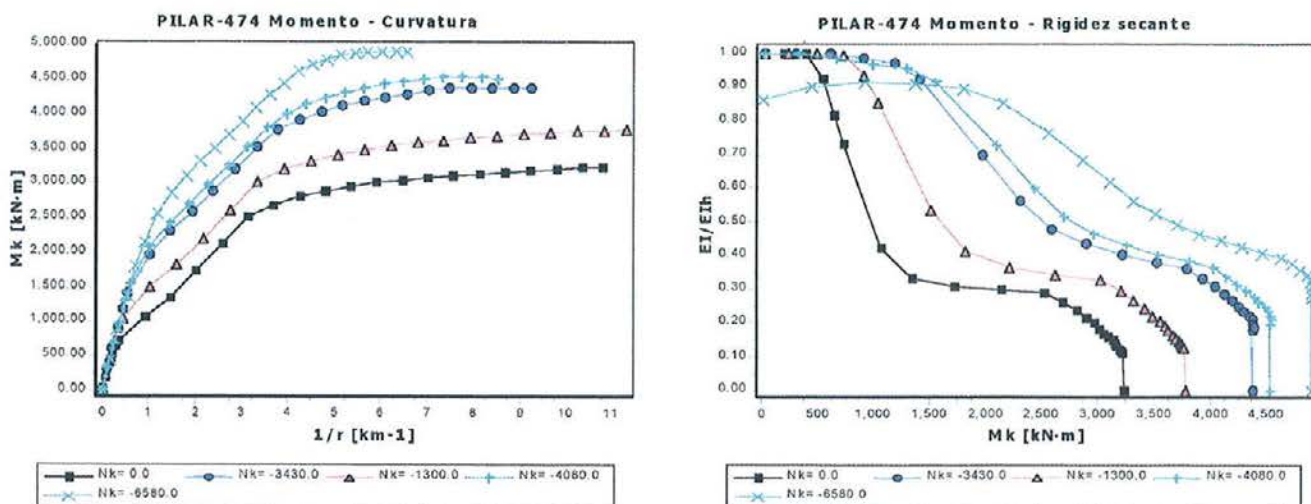


Figura 18. Diagrama momento curvatura de uno de los pilares.
 Figure 18. Diagram moment curvature of one colum.

Ultimate Limit State (ULS)

The slab's axial stiffness in the ULS is considered equal to 1/5 of the gross value (See Figure 19).

The estimated flexural stiffness in the slab undergoing factored loads can be considered to that corresponding the ultimate curvature.

Minimum values of stiffness in the graphs representing stiffness – bending moment round 1/20 of the gross value, for the range of axial loads considered. The stiffness conservatively adopted in the model for the checking of the ULS was 1/10 of the gross stiffness.

FOUNDATION

Introducing a finite value for rotation stiffness in the foundation influences remarkably the resultant behaviour of the structural model.

The estimated stiffness agrees with the available geotechnical information, that provided the values of soil's ability to deform.

The pressure-metric modulus used in the calculations was conservatively selected, to be bigger than the average value. The value considered was 105.000 kN/m².

The modulus of subgrade reaction introduced in the structural calculations

rigidez de los pilares, ya que intervienen, combinadas, dos tipos de rigidez, la axil de tracción y la de flexión.

Aunque la rigidez axil de un elemento de hormigón disminuye de forma importante una vez fisurado, la fisuración pasante (axil) de la losa no está garantizada, puesto que la capacidad de coacción de los pilares no es suficiente para transmitir un axil igual o mayor que el que produce la fisuración de la losa.

A pesar de que la pérdida de rigidez axil de la losa no se puede garantizar por fisuración pasante de la misma, la figura 19 muestra que, en presencia de un momento flector cercano al momento de fisuración, se produce una pérdida de rigidez axil de la losa bastante constante desde los primeros niveles de axil siendo el valor de esta rigidez aproximadamente igual a 1/5 de la rigidez bruta.

La pérdida de rigidez a flexión es mucho más evidente, ya que los esfuerzos de flexión provocados por las acciones y las deformaciones superan, en casi todos los puntos de la losa, el momento de fisuración de la misma.

Para conocer la pérdida de rigidez de la losa, se han calculado los diagramas momento-curvatura y momento-rigidez de la misma para los diferentes niveles de axil que ésta puede alcanzar.

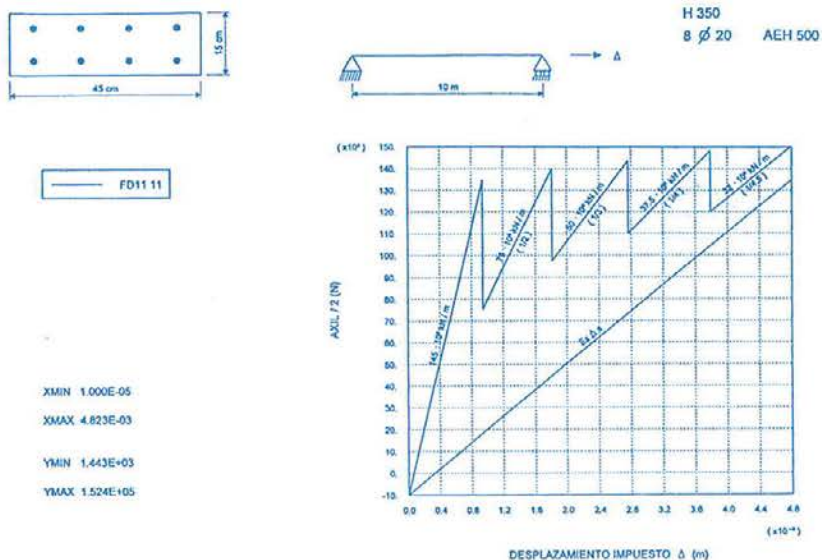
Estado Limite de Servicio (E.L.S.)

La probable pérdida de rigidez axil de la losa por efecto de la flexión no se ha contemplado en el primer modelo introducido, lo que hace que dicho modelo esté del lado de la seguridad.

En el segundo modelo de comprobación de los E.L.S., se ha introducido una rigidez axil igual a 1/2 de la bruta, que también se considera del lado de la seguridad porque supone una rigidez mayor que la esperable, que es 1/5 de la rigidez bruta, según lo comentado en el apartado anterior (véase figura 19).

La rigidez a flexión considerada para ambos modelos en los que se comprueba el E.L.S. de la estructura, es la correspondiente a la primera pérdida de rigidez por la aparición de la fisuración. Ésta, según se observó, puede considerarse aproximadamente igual a 1/4 de la rigidez bruta.

AXIL ELONGACIÓN DE UN TIRANTE SOMETIDO A UNA DEFORMACIÓN CRECIENTE



AXIL ELONGACIÓN DE UN TIRANTE SOMETIDO A UN ESFUERZO FLECTOR CONSTANTE

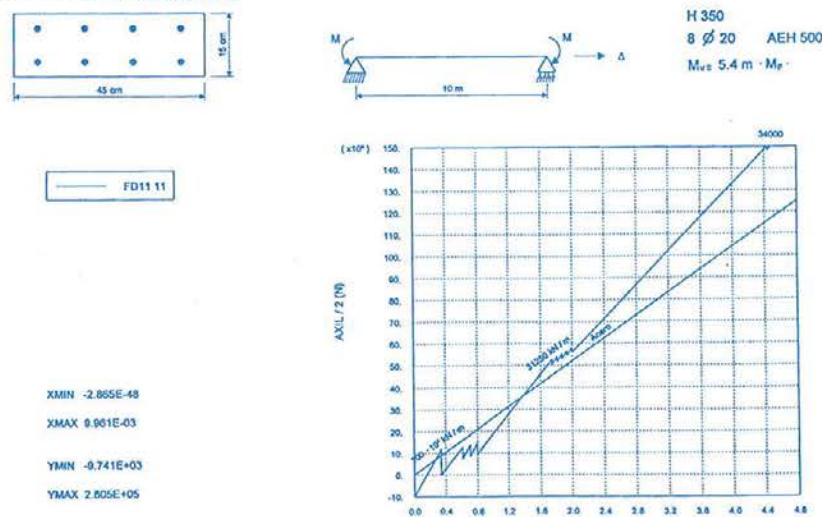


Figura 19. Diagrama axil deformado en varios tirantes.
Figure 19. Diagram axia force l— deformation of several ties.

Estado Límite Último (E.L.U.)

La rigidez axial de la losa, en E.L.U., se considera igual a 1/5 de la bruta (véase figura 19).

La rigidez a flexión estimada para la losa, bajo cargas mayoradas, puede considerarse cercana a la correspondiente a la curvatura última.

En los gráficos rigidez-momento, se observaron rigideces mínimas del orden de 1/20 de la rigidez bruta, para los diferentes axiles considerados. En el modelo utilizado para la comprobación del Estado Límite Último, para estar del lado de la seguridad, se adoptó una rigidez igual a 1/10 de la bruta.

CIMENTACIÓN:

La introducción de un valor finito de la rigidez al giro de la cimentación influye de forma notable en el comportamiento de la estructura.

La elección de dicha rigidez se ha hecho acorde con la información geotécnica disponible, de donde se obtuvieron los valores de la deformabilidad del terreno.

El módulo presiométrico adoptado en el cálculo de los modelos ha sido superior al medio para estar del lado de la seguridad. Se consideró un valor igual a 105.000 kN/m².

El coeficiente de balasto que se introduce en el cálculo estructural es función de la dimensión de la zapata. Así pues, en cada zapata, se ha introducido un coeficiente de balasto obtenido según la fórmula: $K = 1,5 (E/A)$

donde:

K Coeficiente de balasto [kN/m³]

E Módulo presiométrico [kN/m²]

A Dimensión en planta de la zapata [m]

El resultado de la rigidez al giro de eje horizontal de cada zapata (KI) se determinó en base a este procedimiento.

Acciones y sus combinaciones

Acciones

Las acciones a las que está sometida la estructura son las acciones gravitato-

rias de peso propio, carga muerta y sobrecarga de uso.

Además de las cargas verticales, la estructura está sometida a las deformaciones impuestas debidas a la variación de temperatura y a la retracción del hormigón.

Por último, puesto que la losa es de hormigón postesado, se introduce la fuerza de tesado en el modelo mediante un tendón longitudinal equivalente al conjunto de los tendones reales dispuestos en la losa.

Cargas verticales

Las cargas verticales se introdujeron como fuerzas repartidas por unidad de longitud y corresponden al ancho de influencia del pórtico en la losa.

La introducción de las deformaciones impuestas es compleja si se quiere aproximar a la realidad con precisión.

Deformaciones impuestas

La deformación impuesta total, calculada en proyecto, es de 500 mm/m, que se descompone en 150 mm/m debida a la variación de temperatura, y 350 mm/m debida a la retracción.

Ambas deformaciones son de naturaleza distinta puesto que:

– La temperatura afecta por igual al hormigón y a la armadura, y es una deformación impuesta más o menos instantánea.

– La retracción es una deformación exclusiva del hormigón que se introduce en la estructura con el transcurso del tiempo de forma muy progresiva y, por lo tanto, sus efectos estarán afectados por la fluencia del hormigón.

En todos los modelos estudiados, se introdujo una deformación impuesta total instantánea. Para tener en cuenta el efecto de la fluencia, se ha disminuido el valor de la deformación de retracción. Para ello se calculó la equivalencia, a efectos de esfuerzos, que supone introducir una deformación impuesta instantánea y una deformación impuesta lenta.

depends on the footing size. Thus, in each footing a different value of the modulus was considered, according to the following formulation: $K = 1,5 (E/A)$

where

K modulus of subgrade reaction (kN/m³)

E_s pressure-metric modulus (kN/m²)

A Footing size (m)

Rotation stiffness value (KI) in the foundation was determined according to this procedure.

Loads and load combination

Actions

The structure undergoes the following vertical loads: gravitational loads corresponding to self-weight, dead loads and live loads.

Besides these vertical loads, imposed deflections representing temperature changes and shrinkage are introduced.

Finally, since the slab is a post-tensioned structure, the post-tensioning forces are introduced, represented by a tendon, equivalent to each real group of tendons existing in the structure.

Vertical loads

Vertical loads were introduced as forces distributed by unit of length, corresponding to the influence width of the frame in the slab.

Imposed strains

The introduction of the imposed deflections is complex when a precise approach to reality is to be attained.

The overall imposed strain calculated in the project was 500mm/m, 150mm/m corresponding to temperature variation and 350mm/m to shrinkage.

Both strains have a different nature, since:

- Temperature affects concrete and reinforcement steel in the same way, and it's an imposed strain approximately instantaneous.

• Shrinkage affects concrete only, and it's introduced gradually in the structure, as it evolves over time. Thus, its effects will be affected by concrete creeping.

A total instantaneous imposed strain was introduced in every model.

In order to consider the creeping effect, the final shrinkage strain value was reduced.

An equivalent value of the imposed strain -regarding stresses- was estimated comparing an instantaneous imposed strain and a slow acting imposed strain.

Summarising, the equivalent total instantaneous strain introduced in the models was 300mm/m (150 mm/m corresponding to temperature and 150 mm/m to shrinkage). Nevertheless, the existence of shrinkage in concrete only -it does not affect steel- has not been accounted for, as it was too difficult to model. In any case, skipping the introduction if this phenomenon is conservative.

The shrinkage's value considered has taken into account the following points:

• Relative atmospheric humidity can be estimated close to 70 %, considering the vicinity of the site to the coast. Besides, the structure is covered in its upper face in its final state, but will be in contact with the atmosphere in both sides

during the first year (construction period).

• The period considered in shrinkage estimation was 10000 days, equivalent to 28 years, which is judged enough for the project criteria.

These points explained, and having used them to asses a value of shrinkage, it must be considered that because of its time dependence, the value that is introduced in the calculations is approximately a half of that obtained.

Post-tensioning

Post-tensioning forces have been introduced in STATIK through an equivalent forces system that takes into account the cables' layout and the post-tensioning forces.

The instantaneous and deferred losses in post-tensioning forces have been considered globally.

The construction process has not been accounted for. This is conservative, as some phenomena that show up in the complete frame model (disregarding construction phases) are strongly minimised when construction stages are considered in the model (See Figure 20).

The hyperstatic tensile stresses fade almost totally through the construction

En conclusión, la deformación total instantánea equivalente introducida en los modelos estudiados ha sido de 300mm/m, (150mm/m de temperatura y 150mm/m de retracción).

Sin embargo, la consideración de que la retracción tiene lugar sólo en el hormigón no se ha tenido en cuenta por la dificultad que implica la modelización de este fenómeno. En cualquier caso, no introducir dicho efecto en el modelo queda del lado de la seguridad.

El valor de retracción considerado ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- La humedad relativa del ambiente, por estar la estructura situada muy cercana a la costa, puede considerarse en torno al 70%. Además, la estructura que está cubierta en su paramento superior en estado definitivo, pero durante el primer año (fase de construcción) estaba en contacto con la atmósfera por sus dos paramentos.

- El tiempo considerado para el cálculo de la retracción es de 10.000 días, que equivalen a 28 años, tiempo que se considera suficiente como criterio de proyecto.

Postesado

El postesado se ha simulado, para el cálculo lineal, en el programa STATIK a través de un sistema de fuerzas equivalentes de acuerdo con el trazado de los cables y la fuerza de tesado. La introducción del pretensado en el cálculo no lineal se detalla más adelante. En la fuerza de tesado se han tenido en cuenta las pérdidas instantáneas y diferidas de forma global.

En la introducción del postesado no se ha tenido en cuenta el efecto del proceso constructivo. No considerar dicho efecto queda del lado de la seguridad, puesto que algunos fenómenos que aparecen en el modelo del pórtico completo (sin fases) se minimizan en gran medida si se utiliza un proceso constructivo por fases (véase figura 20).

Mediante el proceso constructivo se consigue disipar, casi de forma total, las tracciones hiperestáticas, consiguiendo tener la losa con un estado real de compresiones superior al calculado con los modelos.

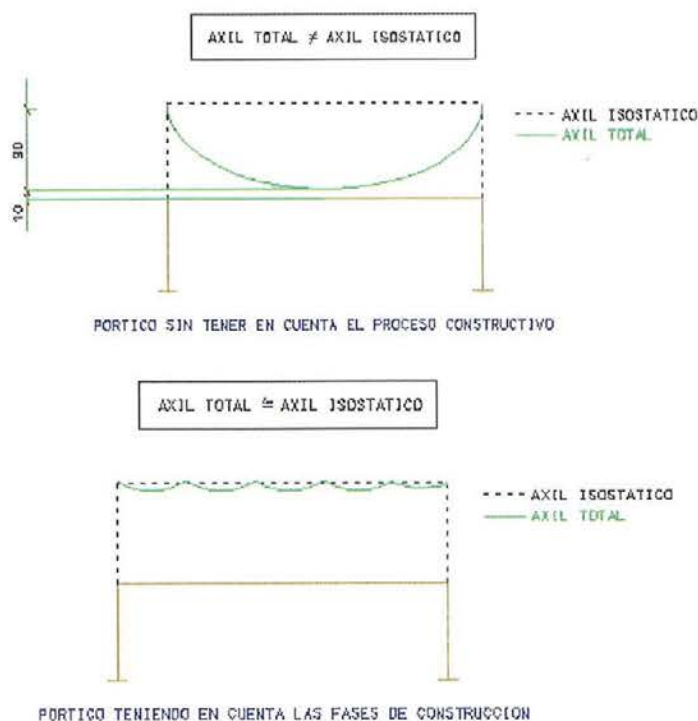


Figura 20. Influencia del proceso constructivo.
Figure 20. Construction process influence.

COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las acciones actuantes se han estudiado y combinado de forma que se obtengan los esfuerzos p^{ésimos} durante la historia de la estructura.

Así, se han considerado las siguientes:

- Estado Límite de Servicio bajo cargas cuasipermanentes:

- carga permanente + 0.2 sobrecarga + pretensado + retracción

- Estado Límite de Servicio bajo cargas frecuentes:

- carga permanente.+0.5 sobrecarga + pretensado + retracción

- Estado Límite Último:

- 1.35 carga permanente + 1.50 sobrecarga + pretensado + retracción

5.2 MODELO LINEAL

El objeto del cálculo es comprobar los E.L.S. y los E.L.U., a partir de unos modelos razonables de la estructura.

Para ello se ha comenzado el cálculo con las siguientes condiciones de rigidez:

Comprobación	Valor de la rigidez con respecto a la rigidez bruta
E.L.S.	Flexión de losa 0,25 (1/4)
	Axil de losa 1
Pilares	0,50 (1/2)

Con estos modelos se ha comprobado:

- El nivel de tensiones en el terreno de cimentación para el estado de cargas frecuentes (véase figura 21).

- El nivel de tensiones alcanzado por el terreno de cimentación cuando se alcanzan los momentos de fisuración en los pilares (véase figura 22).

- El estado de fisuración de la losa para el estado de cargas cuasipermanentes.

- El Estado Límite de Punzonamiento con cargas de servicio.

En este modelo se ha obtenido una abertura de fisura no admisible en algunos puntos de la losa, estando el resto de comprobaciones dentro de unos valores admisibles (momentos en cimentación y punzonamiento)

Dado que la rigidez axil considerada en la losa es la bruta, que los diagramas axil-elongación (véase figura 19) indican que es razonable suponer una mayor pérdida de rigidez se introdujo un nuevo modelo de cálculo, que se considera razonable, con las siguientes condiciones de rigidez:

Comprobación	Valor de la rigidez con respecto a la rigidez bruta
E.L.S.	Flexión de losa 0,25 (1/4)
Axil de losa	0,50 (1/2)
Pilares	0,50 (1/2)

El siguiente modelo sirvió para comprobar los E.L.U.:

Comprobación	Valor de la rigidez con respecto a la rigidez bruta
E.L.U.	Flexión de losa 0,10 (1/10)
Axil de losa	0,20 (1/5)
Pilares	0,25 (1/4)

process, resulting in a compression stress in all the slab bigger than the obtained from the models.

LOAD COMBINATIONS

Every acting load has been studied and combined so that the worst stresses existing in the structures during its lifetime are obtained.

Hence, the following loads and combinations have been considered:

- *Service Limit State (SLS) considering the almost – permanent loading condition:*

- *Dead Load + 0.2 Live Load + Post-tensioning Forces + Shrinkage*

- *Service Limit State (SLS) considering frequent loading condition:*

- *Dead Load + 0.5 Live Load + Post-tensioning Forces + Shrinkage*

- *Ultimate Limit State*

- *1.35 Dead Load + 1.5 Live Load + Post-tensioning Forces + Shrinkage*

5.2. LINEAR MODEL

The purpose of the calculation is checking the Service Limit State (SLS) and Ultimate Limit State (ULS), using a reasonable modelling of the structure.

Calculations started considering the following stiffness conditions:

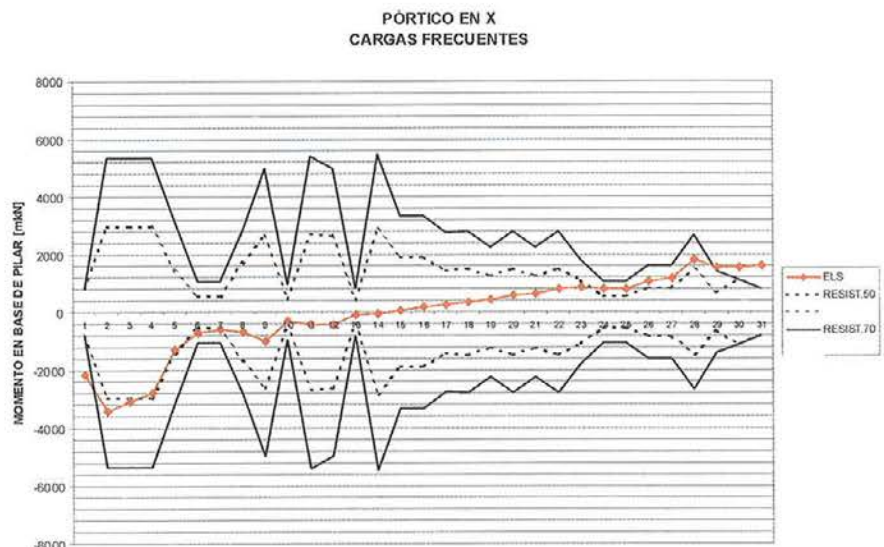


Figura 21. Gráfico comparativo. Esf. solicitantes y resistentes en cimentación.
 Figure 21. Comparación between resistance and actions in foundation.

Checking	Stiffness considered / gross stiffnes
SLS	Slab flexion 0,25 (1/4)
Slab axial load	0,50 (1/2)
Columns	1

The following points were checked with this model:

- Stress on foundation soil considering frequent loads (see figure 21).
- Stress in the soil when columns reach the cracking bending moment (See Figure 22).
- Cracking SLS in the slab considering almost - permanent loads.
- The punching limit state with Service loads.

An undesirable cracking width was obtained in some zones of the slab with this model; the ranges of the rest of the values checked (bending moment in foundation and punching in slab) were allowable.

Adopting the gross axial stiffening in the slab, and looking at the Axial Stress-Strain diagrams (See Figure 19) which showed that assuming a bigger loss of stiffening could be feasible, and knowing that the cracking widths obtained with this model were unreasonable, a new model with the following stiffness conditions was considered:

Checking	Stiffness considered / gross stiffnes
Sls	Slab flexion 0,25 (1/4)
	Slab axial load 0,50 (1/2)
	Columns 0,50 (1/2)

Cracking widths attained with this new model were reasonable, and the rest of the conditions are satisfied too, as they already were in the previous model (Axial stiffness = Gross stiffness).

The following model was used to check ULS:

Checking	Stiffness considered / gross stiffnes
Uls	Slab flexion 0,10 (1/10)
	Slab axial load 0,20 (1/5)
	Columns 0,25 (1/4)

The points checked with this model were the ULS for the slab normal stress and the ULS for punching.

In the checking of ULS due to composed flexion in the slab, the stresses considered were those obtained from the model that were due to the hyperstatic effect of post-tensioning, thus in the calculations the post-tensioning steel was introduced considering its previous strain. These sections were checked using FAGUS program.

5.3. NON LINEAR MODEL

While the linear model calculations were being developed, a numerical study of the shrinkage developed in the Ground Level slab was considered convenient. The purposes of this numerical approach were:

- Understanding the mechanism by which shrinkage could cause an overall damage in the structure.

Con este modelo se ha comprobado el Estado Límite Último de agotamiento por tensiones normales en la losa y el Estado Límite Último de punzonamiento.

En la comprobación del E.L.U. de agotamiento a flexión compuesta de la losa se introdujeron como esfuerzos los obtenidos con el modelo, considerando solamente el efecto hiperestático del pretensado y, por tanto, en el cálculo de las secciones se ha introducido el acero activo predeformado. Dichas secciones se han comprobado mediante el programa FAGUS.

5.3 MODELO NO LINEAL

En paralelo a los cálculos llevados a cabo con los modelos de cálculo lineal se consideró útil simular numéricamente el proceso de retracción de la losa de planta baja del centro comercial, tal y como está proyectada, con los siguientes objetivos:

- Entender el mecanismo por el que la retracción podría dañar la estructura en su conjunto.
- Calibrar los modelos de cálculo más sencillos, que no incorporan el comportamiento no lineal de los materiales.
- Determinar los esfuerzos transmitidos a la cimentación.
- Evaluar si las deformaciones que se inducirán en los materiales (hormigón y acero) y los movimientos que se produ-

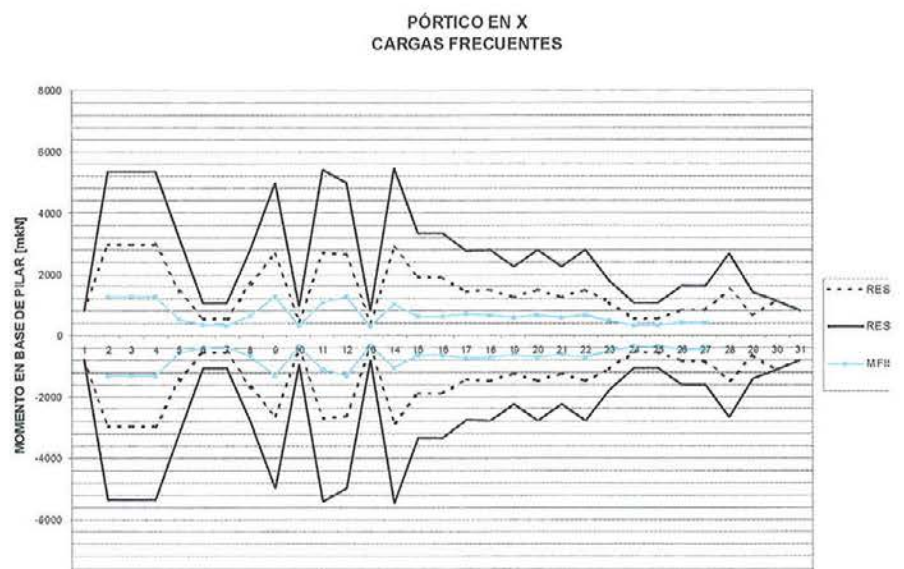


Figura 22. Gráfico comparativo momento solicitante y momento admisible de cimentación
Figure 22. Comparación between resistance and actions in foundation.

cirán en las zapatas de cimentación son admisibles.

Las simulaciones llevadas a cabo están orientadas a la comprobación tanto de los Estados Límite de Servicio como de los Estados Límite Últimos.

Para cubrir estos objetivos se ha tenido en cuenta la fisuración del hormigón, la plastificación del acero y la flexibilidad del terreno de cimentación. La simulación proporciona los esfuerzos y deformaciones necesarias para efectuar las comprobaciones de seguridad y funcionalidad.

Para la simulación numérica del proceso de carga utilizando el programa ABAQUS/Standard, (HKS, 1998).

La parte de la estructura estudiada ha sido la misma que en el MODELO LINEAL

Acciones y sus combinaciones

A los efectos del presente estudio, la estructura está sometida a:

- Peso propio y cargas muertas (G)
- Retracción (G*)
- Pretensado (P)
- Sobrecargas de uso (Q1)
- Contracción de origen térmico (Q2)

Los valores utilizados han sido los mismos que en el MODELO LINEAL.

La comprobación de que el terreno de cimentación puede admitir las acciones transmitidas por la estructura se ha hecho para la siguiente combinación de acciones (hipótesis I):

$$G + G^* + P + 0.2 Q_1 + Q_2$$

Se trató de comprobar que la carga vertical y los momentos flectores sobre cada zapata resultantes de esta combinación de acciones no dan lugar a tensiones sobre el terreno superiores a las admisibles.

La comprobación de seguridad al punzonamiento de la losa y de ductilidad de los pilares se ha hecho para la siguiente combinación de acciones (hipótesis II):

$$1.35 G + 1.50 G^* + P + 1.35 Q_1 + 1.35 Q_2$$

A partir de los estudios geotécnicos

disponibles, se tomó para el suelo de cimentación un módulo presiométrico de 105 MPa y una presión admisible de 0.7 MPa (valor de pico). El valor de la presión admisible es superior al utilizado en el proyecto de la estructura, que fue de 0.5 MPa.

Nótese que, ante la contracción de la losa, la situación es más desfavorable para la estructura cuanto más rígida sea la respuesta del terreno.

Modelo de cálculo

Idealización de la estructura

La determinación de los esfuerzos que aparecen en la estructura bajo las cargas y las combinaciones estudiadas se ha llevado a cabo a partir del estudio de dos pórticos considerados envolventes de las situaciones más desfavorables. Estos pórticos corresponden a una franja de losa de planta baja de 8 m de ancho, centrada a lo largo de la alineación de pilares.

El pórtico 1 corresponde a una alineación con pilares extremos de escuadría grande (120x50 cm) y cargas verticales elevadas. El pórtico 2, por el contrario, tiene pilares extremos con escuadría pequeña (80x50 cm) y cargas verticales más moderadas. En los dos casos la dirección de la alineación de pilares corresponde a la del lado mayor de la sección transversal de los mismos.

En el cálculo se han introducido pórticos de una sola altura, esto es, se ha despreciado la influencia de las plantas superiores de la estructura, salvo en lo relativo a las cargas verticales transmitidas a los pilares. Estas cargas se han tenido en cuenta para evaluar la cimentación y los pilares, así como para el cálculo de las leyes momento-curvatura de los pilares y la rigidez momento-giro de las zapatas.

Se han supuesto condiciones de simetría con respecto a los bordes laterales de la franja de losa que define cada pórtico y con respecto al plano vertical transversal que pasa por el eje del pilar central.

La franja de losa y el muro perimetral correspondiente se han representado mediante elementos finitos de tipo lámina situados en el plano medio de estos elementos estructurales. La armadura pasiva se ha introducido en el modelo como refuerzo interno de los elementos lámina. La armadura activa, por no estar contenida en un plano hori-

Gauging the simple models, which did not count on the non-linear behaviour of the materials.

Determining the stresses that were transmitted to the foundations.

Evaluating if strains in materials (concrete and steel) and footings deflections were allowable.

The developed models aimed checking Service and Ultimate Limit States.

In order to achieve these goals, the simulation considers concrete cracking, steel yielding, and foundation soil flexibility. The simulation provides stresses and strains necessary to check out the Limit States.

The simulation has been attained using the program ABAQUS/Standard (HKS, 1998).

The frames studied are the same than the frames used to LINEAR MODELS.

Loads and loading combination

For the concern of this study, the structure undergoes different kind of loads:

1. Self-weight and Dead Load (G)
2. Shrinkage (G*)
3. Pre-stressing (P)
4. Live Load (Q1)
5. Strain due to thermal variation (Q2)

The values used are the same than the values used in the LINEAR MODELS.

The following loading combination (Hypothesis I) has been used to check the pressure in the soil is lower than the allowable pressure:

$$G + G^* + P + 0.2Q_1 + Q_2$$

It was checked that vertical loads and bending moments in each footing resulting from this combination would not induce pressures on the soil bigger than the allowable pressure.

Security versus slab punching and columns ductility was checked using the following loading combination (Hypothesis II).

$$1.35G + 1.50G^* + P + 1.35Q_1 + 1.35Q_2$$

From the existing Geotechnical reports, a pressure-metric modulus of 105Mpa and an allowable pressure of 0.7Mpa (peak value) were estimated. This allowable pressure value is bigger than that used in the project stage, that was 0.5Mpa.

Note that, regarding the contraction in the slab, the stiffer the soil is, the more unfavourable the structure's response will be.

Calculation model

Structure's idealisation

Two frames that were considered as an envelope of those developing the worst structural answer have been used to determine the stresses that appear in the structure when it undergoes the loading conditions above explained. These frames represent a slab strip 8 metres wide, the centre-line of this strip being the columns alignment.

Frame Number 1 represents an alignment with extreme columns having a big cross-section (120x50cm) and high vertical loads. On the other hand, Frame Number 2 extreme columns have a small cross-section (80x50cm) and vertical loads are less severe. In both cases columns alignment is parallel to the main side of their cross-section.

Frames considered in calculations have only one floor. That is, the influence of the upper levels on the structure has been ignored, except for the vertical loads transmitted to the columns. These loads have been considered to evaluate columns and foundations, and also for the calculation of bending moment – curvature diagrams in the columns and also bending moment – rotation diagrams in the footings.

Symmetry conditions have been assumed in the edges of the strip considered in each of the frames, and the transverse vertical plane containing central

column's axis has been considered a symmetric plane.

Finite Element techniques considering the non-linear behaviour of the materials, that is, steel yielding and concrete cracking, have been used.

The slab strip and the perimeter retaining wall have been represented using shell type finite elements, placed in the medium plane of these structural elements. The reinforcement has been introduced as an internal reinforcement in the shell elements. The post-tensioning elements, that are not content in a horizontal plane, have been introduced in the model using bar elements following each tendon theoretical layout. Nodes corresponding with this elements do have a cinematic rigid solid bond to the slab medium plan.

Columns have been represented by bar finite elements. The flexural behaviour of the columns corresponds with a bending moment – curvature diagram depending on the axial load in the column for that hypothesis. Stiffness for the finite elements representing slab zones near columns has been increased to consider the column cross-section.

Footings have been introduced in the model constraining the movement of the column's base:

- A rigid link between the column base and the geometric centre of the footing's support plane has been established.

- Displacements have been totally constrained in the geometric centre of the footing's support plane.

- Rotation in the footing supporting plane have been partially constrained, introducing a spring in which a bending moment reaction, proportional to the plane rotation, is developed. Spring characteristics have been obtained from soil's modulus of subgrade reaction, footing dimensions, axial load acting in the column and considering the part of the footing that is in contact with the soil. It has been taken into account that a raise of a part of the footing changes the value of the modulus of subgrade reaction as follows:

$$K = 1.50 \cdot E_0 \cdot (H \cdot B^2)^{-1/3}$$

Where

zonal, se ha introducido mediante elementos barra que siguen el trazado de los tendones. Los nodos correspondientes a estos elementos barra se han conectado mediante vínculos cinemáticos de sólido rígido a los nodos correspondientes del plano medio de la losa.

Los pilares se han representado con elementos finitos de tipo barra. El comportamiento en flexión de los pilares se ha hecho corresponder con una ley momento-curvatura calculada para el axil del pilar en la hipótesis de carga correspondiente. Se ha tenido en cuenta el aumento de rigidez de los elementos finitos que representan la losa en la zonas correspondientes a la sección transversal real de los pilares.

Las zapatas se han introducido en el cálculo mediante restricciones al movimiento de la base de los pilares:

- Se ha establecido un vínculo rígido entre la base del pilar y el centro geométrico del plano de apoyo de la zapata.

- Los desplazamientos se han supuesto completamente impedidos en el centro geométrico del plano de apoyo de la zapata.

- Los giros del plano de apoyo de la zapata se han restringido mediante un muelle que introduce un momento proporcional al giro del mismo. Las características del muelle se han obtenido a partir de coeficiente de balasto del terreno, las dimensiones de la zapata, la parte apoyada de la misma y el axil actuante en el pilar. Se ha tenido en cuenta que el levantamiento de una parte de la zapata modifica el valor del coeficiente de balasto de la forma siguiente:

$$k = 1.5 E_0 (H B^2)^{-1/3}$$

donde:

k = módulo de balasto

E_0 = módulo presiométrico

H = lado de la zapata

B = ancho de la franja apoyada de la zapata

En la figura 23 puede verse una perspectiva del modelo de cálculo correspondiente al pórtico 1. El modelo del pórtico 2 es similar.

Representación de los materiales

En los modelos de cálculo las leyes tensión-deformación de los materiales se obtuvieron a partir de sus propiedades características.

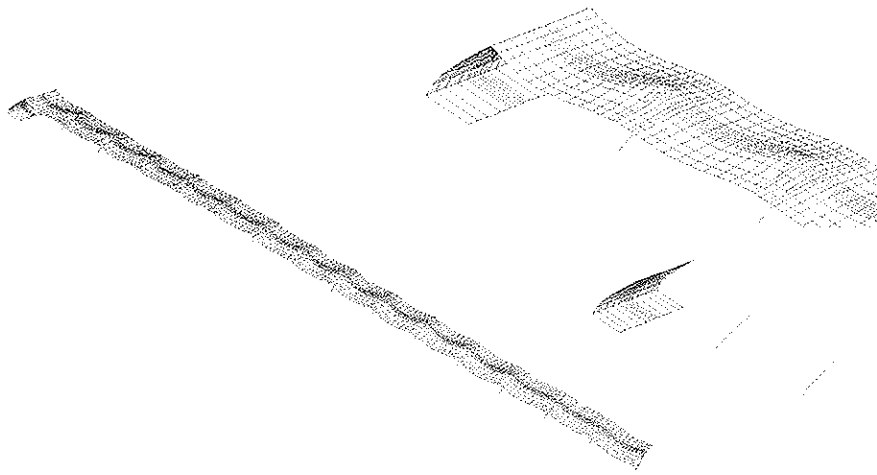


Figura 23. Perspectiva del modelo de cálculo correspondiente al pórtico 1
Figure 23. Model of análisis of frame 1.

El acero de armar se ha representado mediante un modelo elastoplástico perfecto, con tensión de fluencia de 500 MPa.

El acero de pretensar se ha representado mediante un modelo elastoplástico perfecto, con tensión de fluencia de 793 MPa. La disminución de la tensión de fluencia de 1900 a 793 MPa corresponde al tesado de los tendones antes de que se ejecute la inyección.

El comportamiento del hormigón de la losa en compresión se ha representado mediante un modelo elastoplástico con endurecimiento correspondiente a las curvas tensión-deformación del Código Modelo CEB-FIP, sin considerar el efecto del reblandecimiento a partir de la tensión máxima. En tracción, el comportamiento del hormigón admite la fisuración en dos direcciones ortogonales y, tras la fisuración, se produce un reblandecimiento por deformación tomado también del Código Modelo.

Las leyes momento-curvatura de los pilares se han obtenido suponiendo para la ley tensión-deformación del hormigón el diagrama parábola rectángulo que da la EHE.

Representación de las acciones

Las fuerzas equivalentes del pretensado se han introducido mediante fuerzas verticales concentradas en los cambios de dirección de los tendones y fuerzas en la misma dirección de los tendones en los anclajes en el muro. Se ha partido de un estado de tensiones iniciales de 1.55 MPa a compresión en la losa, correspondientes al pretensado.

El peso propio de la losa y las sobrecargas aplicadas a la misma se han introducido mediante fuerzas repartidas sobre la superficie de la losa.

El peso propio del muro se ha introducido como una fuerza repartida por unidad de volumen.

La deformación impuesta debida a la retracción del hormigón y al descenso de la temperatura, se ha simulado como un descenso equivalente de temperatura, ΔT , para lo que se ha definido en el hormigón de la losa un coeficiente de dilatación térmica en dirección longitudinal, along, tal que para la deformación impuesta considerada ϵ_{imp} , resulte:

$$\epsilon_{imp} = \alpha_{long} \cdot \Delta T$$

El coeficiente de dilatación se ha supuesto nulo en la dirección transversal de la losa.

Para el acero pasivo y de pretensado en la dirección longitudinal se ha tomado también un coeficiente de dilatación de α_{long} . Esto implica suponer que la magnitud de la deformación correspondiente a la retracción de la losa considerada en el cálculo ya ha tenido en cuenta la cuantía del armado de la misma.

Etapas de cálculo

El cálculo se ha descompuesto en cuatro etapas:

– Aplicación de las fuerzas equivalentes de postesado y del peso propio de la losa y del muro (valores característicos).

K – modulus of subgrade reaction

E_0 – pressure-metric modulus

H – footing side

B – width of the footing's strip resting on the soil

Figure 23 shows a perspective of the model that corresponds to Frame Number 1. The model for Frame Number 2 is similar.

Materials characterisation

Stress – strain diagrams of the materials used in the models were obtained using their characteristic properties. Reinforcing steel has been represented by a perfect elastic – plastic model with a yielding strength of 500MPa.

Post-tensioning steel has been represented using a perfect elastic – plastic model with a yielding strength of 793MPa. The decrease in the yielding strength from 1900 to 793MPa introduces the tensile stress in the elements before grouting is made.

Concrete behaviour in the compressed slab has been represented using an elastic – plastic material that hardens according to stress – strain curves that are depicted in the Model Code CEB-FIP, and disregarding the effect of softening that occurs after the maximum stress is reached. Considering the tensile stress, concrete admits cracking in two perpendicular directions and, after cracking, softening due to strain occurs as explained in Model Code CEB-FIP.

Diagrams representing bending moment – curvatures in the columns have been obtained from the parabolic – rectangular hypothesis that represents stress – strain diagram in EHE.

Loading characterisation

Equivalent Post-tensioning forces have been introduced by concentrated vertical loads in the tendons shifting points; forces and tendons direction are parallel in the anchor zones. The initial compression stress in the slab considered due to pre-stressing is 1.55MPa.

Slab's self-weight and live loads acting on it have been represented as forces distributed per unit area.

Retaining-wall's self-weight has been introduced as a force distributed per unit volume.

Imposed strains due to concrete shrinkage and to a temperature decrease have been modelled as an equivalent temperature decrease. A longitudinal thermal expansion coefficient (α_{long}) for the slab concrete has been estimated, so that if the imposed strain is ϵ_{imp} we get:

$$\epsilon_{imp} = \alpha_{long} \Delta T$$

The thermal expansion coefficient has been considered equal to zero in the perpendicular direction.

The same coefficient α_{long} has been assigned to reinforcing and pre-stressing steel. This implies that the shrinkage strain considered in the calculations has already taken into account the reinforcement in the slab.

Calculation stages

Calculation has been divided in four stages:

- Introduction of the post-tensioning equivalent forces and slab and retaining wall self-weight (Characteristic Values)
- Activation of the post-tensioning steel (grouting of cases)
- Assignment of characteristic values of Dead Load and Live Load and shrinkage strain in the slab (in the longitudinal way only)
- Increase of vertical loads until the ultimate strain is developed either in concrete or in steel.

The Service Limit State is checked with the third stage's results. The fourth stage provides a security coefficient against vertical actions that allows checking the Ultimate Limit State.

6. EXECUTION

A high structure definition grade rate was compulsory due to its complexity, and it was achieved during project stage. As a result of this attained definition, basic construction operations were quite simplified, and estimated construction times could be reduced.

Regarding positioning and layout of the post-tension tendons, a detailed study was made to fix their tensioning order, to prevent this operation interfering with any other:

The positioning, tensioning and grouting of the tendons in each floor, summing 80000 meters, and meeting strict tolerances in their geometric adjustment, were possible thanks to the previous preparing labour and the workers' significant knowledge and devotion.

Once the first construction problems were solved, the rhythm could be significantly accelerated, up to the point of constructing a 32x32m zone in four days: formwork, reinforcing, and pouring, post-tensioning after two days (when concrete had reached the project minimum required strength, 25N/mm²). Later on, cases were grouted and immediately after this operation formwork was retired and struts removed in the same day. As a remarkable fact, it can be pointed out that the overall efficiency, in an approximate slab surface of 100.000m², was 3.600m² a week; the complete slab works were thus completed in seven months.

This efficiency data could be improved now that some experience in project and construction have been acquired.

7. STRUCTURE MONITORING AND CONCRETE TESTING

Due to the little experience in projects of structures without expansion joints, and because of the foreseeable big strains due to shrinkage in concrete, it was decided to control the structural behaviour. The structure was monitored to obtain experimental results that could be compared with the theoretical ones that were obtained on the project stage. This monitoring was complemented by controlling cracks' width, and doing creeping and shrinkage testing in the concrete used in construction.

Thermal variations in the slab were measures, installing a system to control displacements in Ground Level slab and horizontal displacements in the inferior columns.

In October 1999, Kinesia installed the sensors and the system that automatically obtained the data to experimentally control the named variables. Their evolution was controlled during a year as a complement (October 1999 - October 2000).

The monitoring was done using 28 sensors, distributed as follows (See Figure 24)

– Activación de la armadura activa (inyección de vainas).

– Aplicación de los valores característicos de carga muerta y sobrecargas en la losa y retracción de la misma (sólo en la dirección longitudinal).

– Aumento de las cargas verticales hasta alcanzar la deformación de rotura del hormigón o del acero.

El Estado Límite de Servicio se comprueba con los resultados de la tercera etapa. La cuarta etapa está pensada para obtener un coeficiente de seguridad frente a las acciones verticales que permita comprobar el Estado Límite Último.

6. EJECUCIÓN

El alto grado de definición del proyecto, imprescindible por la complejidad de la obra, tuvo por resultado la simplificación de las operaciones fundamentales y la reducción del plazo de ejecución en relación con las previsiones iniciales.

En lo referente a la colocación y replanteo de los tendones para el postesado se elaboró previamente un detallado estudio determinándose el orden de tesado y puesta en obra para evitar interferencias con el desarrollo de los múltiples trabajos en obra.

Gracias a la labor de preparación, junto con el grado de dedicación y conocimiento de los operarios, la colocación, tesado y posterior inyección en cada planta de los tendones, en una longitud superior a los 80.000 m, y con un ajuste geométrico sometido a una estricta tolerancia, se ejecutó la estructura con resultados satisfactorios.

Superadas las primeras dificultades de ejecución, el ritmo de la obra se aceleró considerablemente llegando a conseguir la ejecución de un paño de 32x32 m en cuatro días: encofrado, ferrallado y hormigonado, el tesado se realizó a los 2 días (siempre que el hormigón hubiera alcanzado la resistencia mínima requerida en proyecto de 25 N/mm²) a continuación se procedió a la inyección e inmediatamente después se desencofró y desapuntaló en el mismo día. Como dato a reseñar hay que destacar que finalmente se obtuvo un rendimiento de ejecución, en los aproximadamente 100.000 m² de forjados postesados ejecutados, de 3600 m² por semana; tardando, por tanto, en la ejecución completa de los mismos siete meses.

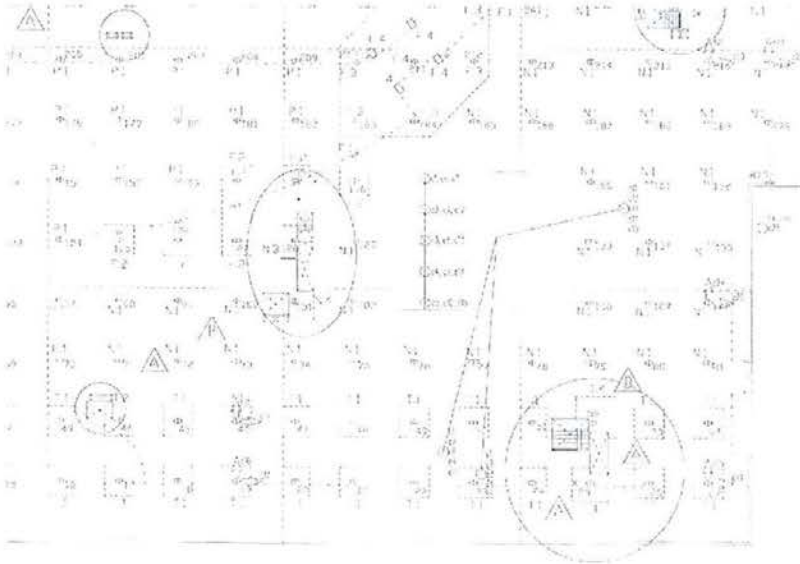


Figura 24. Croquis de instrumentación.
Figure 24. Design of measurements.

Estos rendimientos son mejorables previsiblemente al tener en cuenta la experiencia adquirida tanto en la fase de proyecto como en la de ejecución.

7. INSTRUMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y ENSAYOS EN EL HORMIGÓN

Debido a la falta de experiencia en proyectos de estructuras sin juntas y a la previsión de obtener grandes deformaciones por el efecto de la retracción y la temperatura se decidió realizar el seguimiento real del comportamiento de la estructura mediante la instrumentación de la misma con el objeto de obtener resultados experimentales y compararlos con los resultados teóricos obtenidos en la etapa de proyecto de la estructura. Esta monitorización de la estructura se ha complementado con el seguimiento del tamaño de las fisuras y con la realización de los ensayos de fluencia y retracción del hormigón utilizado en la ejecución de la obra.

Por este motivo, se instaló un sistema de registro de las variaciones térmicas en el forjado, de los movimientos en el forjado de planta baja y de los movimientos horizontales de los pilares del sótano.

En octubre de 1999, se lleva a cabo la instalación de los sensores y del sistema automático de adquisición de datos para el control experimental de las variables citadas. Complementariamente, se realiza un seguimiento de su evolución

durante un año (desde octubre de 1999 hasta octubre de 2000).

La monitorización se ha llevado a cabo con 28 sensores, distribuidos de la forma siguiente: (véase figura 24)

- 15 sondas de temperatura en hormigón
- 12 transductores de desplazamiento en cabeza de pilares
- 11 sonda de temperatura ambiente

El sistema de adquisición de datos estaba compuesto por los siguientes elementos: (véase figuras 25, 26 y 27)

- Fuente de alimentación ininterrumpida (SAI)

- 15 temperature borers in concrete
- 12 displacement transducers in columns heads

- 11 borers for ambient temperature

The data acquisition system was composed by the following elements: (See Figures 25, 26 and 27)

- Uninterrupted supplier
- Sensor's excitement supplier
- 32 channel multiplex
- Electronic voltmeter
- Control Computer
- Modem

The historic registration of temperature and displacements was done without intervention of any worker, and an automatic reading was made in a constant interval of one hour. The equipment has been handed by remote control through telephone connection.

Inasmuch as the control of the cracking evolution in the more affected columns, their evolving has been periodically controlled in the extreme columns of the most representative frames during one year, to analyse their width variation and the loss in columns' stiffness during construction period.

Creeping and shrinkage tests were developed in concrete. Today, the strains measured in the creeping test (according to UNE 83313:1990 and UNE 83313:1994) are available. The



Figura 25. Sonda de temperatura en forjado.
Figure 25. Measuring of temperatures into the slab.



Figura 26. Transductor de desplazamiento.
Figure 26. Measuring of deformations.

measures were obtained using a mechanic extension-meter 400mm long and having a 0.001mm accuracy, in six specimens, considering the following periods of time:

Initial curing in water after 28 days time and specimens with post-curing in water after 4, 7, 14 and 28 days and after 12, 28 and 60 weeks.

Study and analysis of all this information are being completed today, so that this results can be compared with the theoretical parameters that were adopted in the structure's project.

8. PROJECT TEAM

The project team was composed by following people:

Ing. IDOM Internacional:

Guillermo Corres Peiretti

Francisco Beltrán Garcés

Pascual García Arias

Rosa González Ruiz

CALTER ingeniería:

Juan Carlos Arroyo Portero

Oscar Teja Marina

Antonio Romero Ballesteros

KINESIA –Ing. de auscultación (Structure Monitoring):

Vicente Puchol

- Fuente de excitación de los sensores
- Multiplexor de 32 canales
- Voltímetro electrónico
- Ordenador de control
- Módem

El registro histórico de temperatura y movimientos se ha llevado a cabo sin intervención de operador, mediante lectura automática realizadas con intervalo horario constante. El equipo ha sido manejado por control remoto mediante conexión telefónica.

En cuanto al control de la evolución de fisuras en los pilares más afectados se han realizado mediciones periódicas de la evolución de las mismas en los pilares extremos de los pórticos más representativos durante el período de tiempo de un año con el objeto de analizar la variación del tamaño de las mismas y la pérdida de rigidez de los pilares durante la fase de ejecución de la estructura.

Los ensayos realizados en el hormigón fueron los correspondientes a los de fluencia y retracción. En la actualidad se dispone de las medidas de las deformaciones experimentadas por el hormigón durante el ensayo de fluencia (según UNE 83313:1990 y 83318:1994) que se efectuaron con un extensómetro mecánico de 400 mm de longitud y 0,001 mm de apreciación en 6 probetas y para los siguientes períodos de tiempo: Curado inicial en agua a 28 días y en probetas con curado posterior en agua a 4, 7, 14 y 28 días y a 12, 28 y 60 semanas.

En la actualidad se está realizando el estudio y análisis de toda la información que se dispone para poder comparar dichos resultados con los parámetros teóricos que se adoptaron en la redacción del proyecto de la estructura.

8. REALIZACIÓN DEL PROYECTO

El equipo encargado de la redacción del proyecto fue el siguiente:

Ing. IDOM Internacional:

Guillermo Corres Peiretti

Francisco Beltrán Garcés

Pascual García Arias

Rosa González Ruiz

CALTER ingeniería:

Juan Carlos Arroyo Portero

Oscar Teja Marina

Antonio Romero Ballesteros

KINESIA –Ing. de auscultación (Instrumentación de la estructura):

Vicente Puchol



Figura 27. Sistema de adquisición de datos.
Figure 27. Detail of sistem to obtain data automatically.

Nos divertimos proyectando



Centro comercial
y de ocio Bonaire.
Aldaia, Valencia

Proyecto y asistencia técnica de estructuras
de edificación y obra civil

 **CALTER** ingeniería
www.calter.es

degussa.

Construction Chemicals Europe

aditivos para hormigón

construcción
subterránea

reparación y refuerzo
de estructuras

pavimentos

impermeabilización

impermeabilización,
drenaje y geotextiles

colocación
de cerámica

degussa.



degussa.



degussa.



Bettor MBT forma parte de la nueva **degussa. Constructions Chemicals**, conglomerado empresarial que engloba 80 firmas en todo el mundo.

Más grandes, más fuertes y con más voluntad de servicio al ofrecer nuestras soluciones específicas para la construcción.

Como nuestra gama de **aditivos** para la industria del hormigón preparado, prefabricado y la obra civil que permite:

- fabricación de hormigón E.H.E., impermeable, autocompacto, resistente a heladas, de fraguado retardado, sin fisuras, pigmentado, extrusionado, ligero, alta resistencia.
- reducción de agua.
- facilitar el desencofrado, etc.

degussa.



Le seguimos informando en: www.bettor-mbt.es



Bettor MBT, S.A.
Basters, 15
08184 Palau-solità i Plegamans
(Barcelona)
bettor-mbt@bettor-mbt.es

Tel.: 93 862 00 00
Fax: 93 862 00 20

BETTOR
PRODUCTOS QUÍMICOS
PARA LA CONSTRUCCIÓN

MBT
Master Builders
Technologies

Les agradeceria me remitieron más información sobre Aditivos
Sr./a.
Empresa
Cargo
Dirección
Población
C.P.
Telf.
HOR. AC.
Basters, 15 - 08184 Palau-solità i Plegamans (Barcelona)

Algunos aspectos de los hormigones estructurales de áridos ligeros

Some aspects of structural light weight aggregate concrete

Ángel Ortega Arias

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Pilar Hue Ibargüen

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Felipe Tarquis Alfonso

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DRAGADOS OBRAS Y PROYECTOS, S.A.

RESUMEN

El artículo muestra las características más relevantes del hormigón de árido ligero comparando con las del hormigón convencional. En concreto se pasa revista a la dosificación y producción de este tipo de hormigones: sus componentes, aparte el árido ligero, el diseño de las mezclas, efecto del árido ligero sobre las propiedades del hormigón fresco y la resistencia final, densidades, dosificaciones, bombeabilidad, puesta en obra, compactación y curado. Asimismo se indican las propiedades mecánicas: resistencias a compresión, tracción y esfuerzo cortante, adherencia y módulo de elasticidad terminando con las propiedades reológicas: fluencia, retracción y relajación. Los datos manejados son un extracto de la publicación realizada por el equipo EuroLightCon sobre el estado del arte de este hormigón, equipo en el que han participado los autores dentro del contexto de Programa Brite-Euram III de la Unión Europea.

SUMMARY

This paper shows the most relevant properties of Light Weight Aggregate Concrete as compared to those of regular concrete. Specifically, batch mixing and production of this kind of concrete are reviewed: components, besides LWA, mix design, fresh concrete properties due to LWA, influence of the Light Weight Aggregate of final strength, densities, proportioning, pumping and put-in-place, compaction and curing. Mechanical properties are also reviewed: compression

strength, tension and shear strengths, bond strength and young's modulus, and, finally, time dependent properties: creep, shrinkage and relaxation. The shown data are part of a report issued by EuroLightCon Team on the state-of-the-art of Light Weight Aggregate Concrete. The authors of this paper have formed part of EuroLightCon Team, within European Union Program Brite-Euram III.

ABREVIATURAS UTILIZADAS

LWAC: Lightweight Aggregate Concrete : hormigón de áridos ligeros

NDC: Normal Density Concrete: hormigón convencional

LWA: Lightweight Aggregate: árido ligero

MNDC: Modified Normal Density Concrete: hormigón de densidad normal modificado

ALWAC: All Lightweight Aggregate Concrete: hormigón con todos los áridos ligeros

NDA: Normal Density Aggregate: árido de densidad normal

1. INTRODUCCIÓN

El presente artículo se basa en la publicación "LWAC Material Properties state-of-the-art" (documento BE96-3942/R2,



December 1998) realizada por el equipo "EuroLightCon", formado por personal de empresas, universidades e instituciones de seis diferentes Países Europeos (España, Noruega, Alemania, Reino Unido, Islandia y Holanda), entre los que se encuentran los autores como parte del equipo de Dragados.

Se ha limitado la presente exposición a los apartados que se consideran de mayor interés con vistas a la comprensión de las diferencias más significativas del comportamiento de los hormigones de áridos ligeros, frente a los hormigones más clásicos. También se ha procurado desarrollar los aspectos de índole más práctica desde el punto de vista del hormigón estructural, tanto de su preparación y construcción, como de su cálculo y diseño.

El equipo EuroLightCon ha estado trabajando bajo el Contrato BRPR-CT97-0381, Proyecto BE96-3942, perteneciente al Programa Brite-EuRam III de la Unión Europea.

1.1. Hormigón Ligero vs. Hormigón Normal: ¿en qué consiste la diferencia?

El bajo peso específico, la alta capacidad aislante y el intercambio de la humedad entre árido y pasta son las características más obvias del hormigón de árido ligero (LWAC, light-weight aggregate concrete) por las cuales se le distingue del hormigón de peso normal (NDC, normal density concrete). No obstante, no son éstas las únicas características que justifican la especial atención puesta en este material. Si el peso y la capacidad aislante fueran las únicas diferencias entre el LWAC y el NDC, la mayoría de las reglas y códigos actuales para el diseño de la mezcla, ejecución, diseño estructural, etc., aplicables al NDC serían aplicados al LWAC sin ninguna modificación. Además del peso y la capacidad aislante, sin embargo, se pueden enunciar un gran número de otras características que hacen del LWAC un material especial. Las diferencias entre el LWAC y el NDC se refieren a la etapa de mezclado, la fase de ejecución y endurecimiento, la ductilidad, los modos de fallo y la permeabilidad, por mencionar sólo unos pocos.

En la fase de mezcla y puesta en obra, los áridos ligeros, que son porosos y absorben agua, afectan a la trabajabilidad del hormigón, así como a la relación agua efectiva/aglomerante. En la fase de endurecimiento, el relativamente bajo calor específico y la alta capacidad aislante provocarán una mayor temperatura de hidratación. El agua inicialmente presente en los poros de las partículas de los áridos puede afectar al estado de la humedad durante el mecanismo de endurecimiento con gran importancia, y de aquí los cambios de volumen asociados con los cambios en el estado del agua en el sistema de poros durante la etapa inicial de endurecimiento.

Para comprender por qué la aplicación de un árido ligero puede cambiar, o modificar, el comportamiento del hormigón significativamente, uno tiene que considerar varios fenómenos básicos de la ciencia de los materiales. Estos fenómenos conciernen al modo en que la pasta de cemento interactúa con los áridos en las diferentes etapas de la vida del hormigón. En el hormigón endurecido las diferencias entre el LWAC y el NDC se pueden reducir principalmente a diferencias en la resistencia y en el módulo de elasticidad de los áridos, y en la microestructura del LWAC y el NDC, particularmente a diferencias en la zona de la interface matriz-árido.

1.2. Definición de Hormigón de Árido Ligero

No existe una única definición para el hormigón de áridos ligeros (LWAC, Lightweight Aggregate Concrete). La definición depende del autor o de la norma. Algunas de las definiciones existentes se comentan a continuación.

Las definiciones de hormigón de árido ligero se basan generalmente en su densidad. En la Figura 1 se muestra una clasificación del LWAC propuesta por Asgeirsson [1]. En esta figura, el rango total desde el hormigón de baja densidad hasta el hormigón estructural ND está ilustrado esquemáticamente.

En muchos códigos, el hormigón de árido ligero se define como un hormigón que tiene una densidad seca inferior a

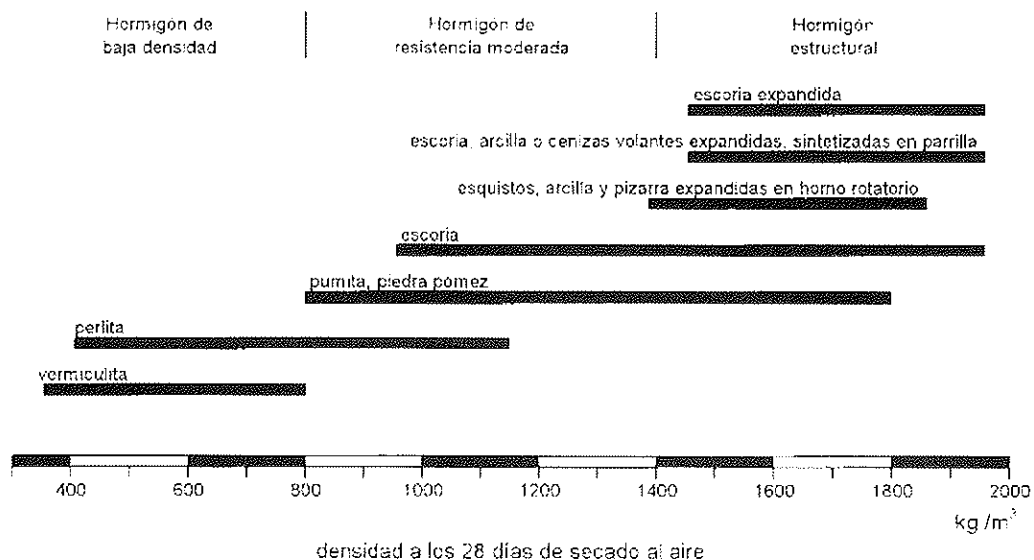


Figura 1. Clasificación de LWAC de acuerdo con su densidad (Asgeirsson, 1994).

2000 kg/m³ [2]. El LWAC puede producirse dentro de un rango de densidades desde 300 hasta 2000 kg/m³, correspondientes a resistencias de compresión en probeta cilíndrica desde aproximadamente 1 Mpa hasta más de 50 Mpa [3].

Las normas Noruegas sólo cubren el LWAC estructural, definiéndolo como el hormigón que contiene LWA (áridos ligeros, LightWeight Aggregate) con una densidad seca entre 1200 kg/m³ y 2200 kg/m³, en la norma del 92. En la nueva norma NS 3473/1998, este límite superior se elimina y se introduce una suave transición al NDC en todas las cláusulas.

El rango de densidad por encima de los 2200 kg/m³ con sólo una pequeña sustitución del árido grueso tipo NDA (árido de densidad natural, Natural Density Aggregate) por LWA, se ha llamado tradicionalmente Hormigón de Densidad Normal Modificado (MNDC, Modified Normal Density Concrete). El MNDC de 75 Mpa ha sido aplicado en el proyecto TROLL de gas y en las plataformas petrolíferas TROLL en el sector noruego del Mar del Norte. En estos casos, se aplicaron las reglas de diseño del NDC [4]. En la nueva norma noruega NS 3473/1998, se establece explícitamente que todas las reglas de diseño para el NDC se aplicarán también para el MNDC.

El código australiano contempla el LWAC estructural con una densidad seca mínima de 1800 kg/m³, mientras que las especificaciones japonesas no definen densidades límites y el código ACI define el LWAC como aquel que tiene una densidad después de secado al aire por debajo de 1810 kg/m³ [5].

La ACI 213 R-87, "Guía para el LWAC estructural", define este material en el punto 1.5 como "hormigón estructural hecho con áridos ligeros; el peso unitario secado al aire a 28 días está usualmente en el rango de 1440 a 1850 kg/m³ y la resistencia a compresión es mayor de 17 Mpa".

La norma unificada europea CEN ENV 1992-1-4:1994, "Diseño de estructuras de hormigón -Reglas generales- Hormigón de árido ligero con estructuras cerradas" define el LWAC en el punto 103 como "hormigón que tiene una estructura cerrada y una densidad seca al horno no mayor de 2000 kg/m³, conteniendo una proporción de LWA artificial o natural con densidad de partícula menor de 2000 kg/m³".

El método más usual de reducir la densidad del hormigón es la sustitución parcial de áridos de densidad normal por LWA, normalmente la grava, manteniendo el árido fino de densidad natural. La sustitución total de áridos de densidad normal por LWA produce un hormigón de muy baja densidad, con un comportamiento aún más frágil, también llamado hormigón totalmente de árido ligero o ALWAC (All LightWeight Aggregate Concrete).

2. DOSIFICACION Y PRODUCCION DEL LWAC

2.1 Otros componentes de la mezcla además del LWA

2.1.1. Arena de densidad normal

En la mayor parte de los casos, se emplea una combinación de áridos ligeros y áridos de densidad normal en la dosificación

de LWAC. Los factores que influyen en el porcentaje óptimo de NDA y LWA son la densidad y los requisitos de resistencia del hormigón, así como la calidad y granulometrías disponibles para el LWA. A menudo las fracciones finas de LWA son producto del machaqueo del LWA grueso. En estos casos aumenta la demanda de agua y empeoran las características de trabajabilidad. Por ello, para un diseño óptimo de la mezcla, se debe considerar una combinación de grava de LWA con arena de Densidad Normal (ND, Normal Density). Los requisitos para la arena ND son los mismos que para el Hormigón de Densidad Normal (NDC, Natural Density Concrete). Para reducir la segregación, se prefiere una granulometría continua del conjunto total del árido, basada en los volúmenes de los diferentes tamaños de árido [6]. El tamaño máximo de partícula de la arena ND debería corresponder al tamaño mínimo de partícula del LWA. La cantidad óptima de finos debe ajustarse, como para el NDC, de acuerdo a la cantidad de pasta de cemento, es decir, para mezclas ricas en cemento, se prefiere una arena con pocos finos, y viceversa.

2.1.2. Cemento y puzolanas

El LWA es compatible con todos los cementos incluidos en la normativa europea CEN ENV 197. Las normas ACI 213R-87 y ACI 213B también establecen el mismo criterio para la elección del tipo de cemento, cenizas volantes, escorias granuladas de alto horno y humo de sílice, tanto para el LWAC como para el NDC.

Para asegurar una adecuada protección contra la corrosión, una buena adherencia a la armadura, y una buena trabajabilidad, no debería usarse un contenido de cemento por debajo de 250 kg/m³ [7]. La norma alemana DIN 4219 y la Norma austríaca B 4200, Parte II, dan un contenido mínimo de cemento de 300 kg/m³ para el LWAC armado.

En las normas modernas, existe una tendencia a centrarse en la relación agua efectiva/aglomerante más que en el contenido de cemento o la resistencia, para formular los requisitos de durabilidad. Un ejemplo es la norma europea para la producción de hormigón, [8].

2.1.3. Agua

Son aplicables las recomendaciones usuales en todas las normas europeas. En realidad, no se aplican cláusulas especiales para el agua cuando se usa LWA.

2.1.4. Aditivos

No se ha detectado incompatibilidad entre el LWA y los aditivos comunes. No obstante, la compatibilidad entre los aditivos y el aglomerante a utilizar debe ser comprobada como en el hormigón ordinario. En el LWAC, los aditivos actúan básicamente en la misma forma en que trabajan para el NDC. Las altas temperaturas del horno de calcinación producen un árido virtualmente inerte químicamente, luego no debería afectar a las reacciones químicas de la pasta aglomerante en el hormigón fresco.

Es posible que parte de los aditivos líquidos puedan ser absorbidos por el LWA, reduciendo de esa manera su acción. Se debe prestar especial atención al mezclar aditivos líquidos con LWA seco. Weigler *et al.* [9] recomienda mezclar los aditivos con el agua. Sin embargo, incluso cuando los aditivos están disueltos en agua, el efecto es función del grado de saturación del LWA. Si este último no está saturado, la absorción de parte del agua libre con el aditivo disuelto disminuirá la efectividad de este último [6].

La norma ACI 304.5R-91 "Dosificación, mezcla y control de trabajos de LWAC" recomienda el uso de LWA previamente saturado para evitar la absorción de los aditivos por el LWA. La adición retrasada de los superfluidificantes también reduce el problema.

2.1.5. Aditivos reductores de agua

Los aditivos reductores de agua reducen la demanda de agua o mejoran la trabajabilidad. En general el efecto de usar plastificadores o superfluidificantes en el LWAC es similar al de usarlos en hormigón con áridos normales [6].

2.1.6. Aditivos retardadores

No es frecuente utilizar aditivos retardadores con LWA, puesto que la absorción de agua por parte del LWA reduce progresivamente la trabajabilidad aunque prehumedece el árido se puede prevenir tal pérdida prematura de trabajabilidad del LWAC.

Entre los casos en que se han utilizado se encuentran la mayoría de las grandes estructuras construidas con LWAC en Noruega, como por ejemplo los 65.000 m³ de la plataforma off-shore Heidrun, usándose un retardador para ajustar el tiempo de fraguado y, consecuentemente, la velocidad del encofrado deslizante. También se han usado aditivos retardadores para la construcción del puente Nordhordland (Noruega), donde el tiempo de transporte llegaba hasta las 8 horas. La norma ACI 213 B también establece que los retardadores pueden jugar un importante papel en la producción y puesta en obra de mezclas de hormigón con relaciones agua/cemento bajas en tiempo cálido.

2.2. Diseño de la mezcla

2.2.1. Dosificación

Los métodos comunes usados para dosificar el NDC son también aplicables al LWAC, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- La densidad es una variable adicional y depende del diseño de la mezcla.
- Las propiedades del hormigón fresco y del hormigón endurecido están fuertemente influenciadas por las características del LWA.
- Las características de absorción del agua por parte del LWA.

No se conocen procedimientos disponibles de aplicación general para el diseño de las mezclas. Sin embargo, la norma ACI 211.2-91 da consejos bastante detallados para el uso de dos procedimientos prácticos para seleccionar las dosificaciones del LWAC. El "Método 1 - Método del peso" es aplicable para el uso de árido ligero grueso y árido fino de densidad normal, mientras que el "Método 2 - Método volumétrico" puede usarse también para los hormigones de árido totalmente ligero. Los procedimientos incluyen ensayos de comprobación y ajuste. En el Manual del LWAC de la FIP [6], también se da una guía para el diseño de las mezclas de LWAC.

2.3. Efecto del LWA en las propiedades de la mezcla fresca

2.3.1. Forma y tamaño de los granos

La forma de los granos es un factor bien conocido que influye en las propiedades del LWAC. Afecta, como en el hormigón normal, a la trabajabilidad del hormigón. Junto con la distribución del tamaño de las partículas y la absorción de agua por el árido, la forma de la partícula determina el contenido de cemento y la cantidad de agua en la mezcla [9]. De forma similar al árido de densidad normal, el árido machacado tiene una mejor cohesión que el árido rodado. Del árido rodado se espera que produzca un hormigón con una mejor trabajabilidad. En el caso de los LWA que poseen una capa superficial densa, el machaqueo altera fuertemente las características de absorción de agua.

La distribución del tamaño de las partículas del LWA y el tamaño máximo de éstas vienen determinados por el proceso de fabricación. Normalmente, el tamaño máximo de partícula recomendado viene limitado por la resistencia del hormigón, puesto que las partículas mayores tienden a ser más débiles. Las partículas grandes también tienden a incrementar la segregación debida a las diferencias internas de densidad, ya que la relación área superficial / volumen de las partículas disminuye con el incremento de tamaño de éstas.

En el caso del LWAC, al igual que para el NDC, la superficie específica de los áridos afecta a la trabajabilidad. Este efecto es más acusado cuando la superficie del grano presenta una estructura porosa abierta.

2.3.2. Propiedades superficiales del LWA

Las propiedades superficiales de los áridos afectan a la trabajabilidad del hormigón y a la adherencia entre pasta y árido. Dado que la adherencia entre pasta y áridos es una de las principales razones de la resistencia mecánica del LWAC, no es deseable tener un árido perfectamente liso, pero tampoco debería ser completamente irregular o abierto. Esto último provocaría que la pasta penetrara en los poros del grano. Este mortero no mejoraría la trabajabilidad y aumentaría la densidad [9].

De manera ideal, las partículas de árido deberían ser esféricas, con una capa exterior dura y cerrada que proporcione una buena adherencia con la pasta de cemento.

mientras que el interior de las partículas debería tener una alta proporción de huecos (alta porosidad interna) [10].

Además de estas propiedades mecánicas de la superficie del LWA, algunos tipos de LWA tienen una superficie reactiva puzolánica. Esta reactividad puzolánica conduce a una interacción del LWA y la pasta de cemento, de manera que se forme una zona de transición interfacial muy fuerte y densa.

2.3.3. Absorción de agua

Es importante reconocer que el LWAC necesita mayores cantidades de agua para tener en cuenta por la absorción del LWA. El contenido total (nominal) de agua del hormigón es la suma del agua absorbida por los áridos y de aquella todavía localizada en la pasta (contenido efectivo de agua) en el tiempo de fraguado. La absorción de agua debería ser comprobada dependiendo del contenido de humedad del LWA en el acopio y del tiempo necesario hasta su puesta en obra, puesto que la absorción depende del tiempo y la saturación completa no es factible incluso después de horas de inmersión [11]. La razón de esto es que parte del sistema de poros es no-capilar, y el núcleo interno de los poros no está conectado con la capa exterior, la cual tiene fácil acceso desde el exterior. La saturación completa del LWA sólo se logra después de meses de inmersión.

Basado en la absorción en 24 horas, el LWA seco generalmente absorbe entre un 5 y un 40% en peso. Normalmente, bajo condiciones de almacenamiento a la intemperie en pilas, el contenido de humedad no excederá las 2/3 partes de la absorción en 24 horas. Las pilas de áridos de densidad natural (NDA) pueden alcanzar entre el 5 y el 10% de humedad en peso, pero es en su mayoría humedad superficial [12].

Un efecto importante de la absorción de los áridos es la pérdida de trabajabilidad del hormigón [1], [13]. Otro efecto es la reducción de la relación agua efectiva/aglomerante cuando el agua penetra en el LWA durante el fraguado [14], lo cual es importante para prever la pérdida de trabajabilidad de la masa fresca [9].

En el diseño de la mezcla, la absorción de agua por parte del LWA durante el fraguado se asume a menudo que es equivalente a aquella absorbida en agua pura después de 1 hora. No obstante, la absorción de agua en el hormigón puede variar [13]. En Noruega se usa a menudo el 90-100% del valor de 1 hora al utilizar LWA seco para hacer estimaciones de la relación agua efectiva/cemento [14]. En Alemania se recomienda considerar dos veces el volumen de la absorción después de 30 minutos de inmersión en agua pura como la cantidad que será absorbida durante el proceso de mezcla real.

Durante los últimos años, se ha intentado la impregnación o el recubrimiento del LWA para reducir la problemática absorción de agua. Parafina, silicato de sodio, silanos y estearinas parecen ser los revestimientos más prometedores. La desventaja de estas clases de revestimientos es que no se logra la reactividad puzolánica del LWA. Lo anterior, junto con la superficie lisa de los recubrimientos, crearía una zona de transición de interface más débil que la que se encuentra en el LWAC normal.

2.4. Efecto de la resistencia del LWA en la resistencia del LWAC

El uso del LWA no sólo afecta a las propiedades de la mezcla fresca, sino también a las propiedades del hormigón endurecido.

En cuanto a la resistencia, el LWA y el NDA se comportan de manera diferente a causa de las diferencias en la resistencia y la rigidez de los áridos. En el Capítulo 3 se estudia este comportamiento.

2.5. Densidad del LWAC

2.5.1. Aspectos generales

La más importante de las características especiales del LWAC es su baja densidad. A causa de su relativa baja densidad, el LWAC se emplea sobre todo en estructuras en las que el peso propio es un factor importante. El peso también podría ser crítico durante el transporte, en las fases subsiguientes de construcción, o durante el uso final. Consecuentemente, la densidad del hormigón debería definirse con precisión razonable para cada etapa [15].

La densidad del LWAC también se usa como parámetro importante para identificar las propiedades mecánicas del hormigón. Weigler *et al.* [9], ha empleado la densidad del LWAC como indicador de su resistencia. De acuerdo con Zhang *et al.* [16] y Asgeirsson [1], el potencial de resistencia a compresión aumenta cuando disminuye la densidad del hormigón. La relación entre densidad y resistencia se discutirá con más detalle en el Capítulo 3.

La densidad del LWA y la dosificación de la mezcla determinan la densidad del LWAC, así como el contenido inicial y final de agua de los áridos. El efecto del agua ha dado lugar a varias definiciones para la densidad del LWAC. Esto se muestra esquemáticamente en la Figura 2. Esta figura muestra que los valores de la densidad del LWA no pueden ser usados sin tener en cuenta el estado de la humedad.

2.5.2. Definiciones de densidad del LWAC

Para identificar la densidad del LWAC se usan las siguientes definiciones:

- Densidad de la mezcla fresca.
- Densidad de desencofrado.
- Densidad de secado en horno.
- Densidad de secado al aire.

Densidad de mezcla fresca

La densidad de mezcla fresca es la densidad del hormigón fresco cuando es compactado hasta el volumen mínimo factible de huecos (ver Figura 2).

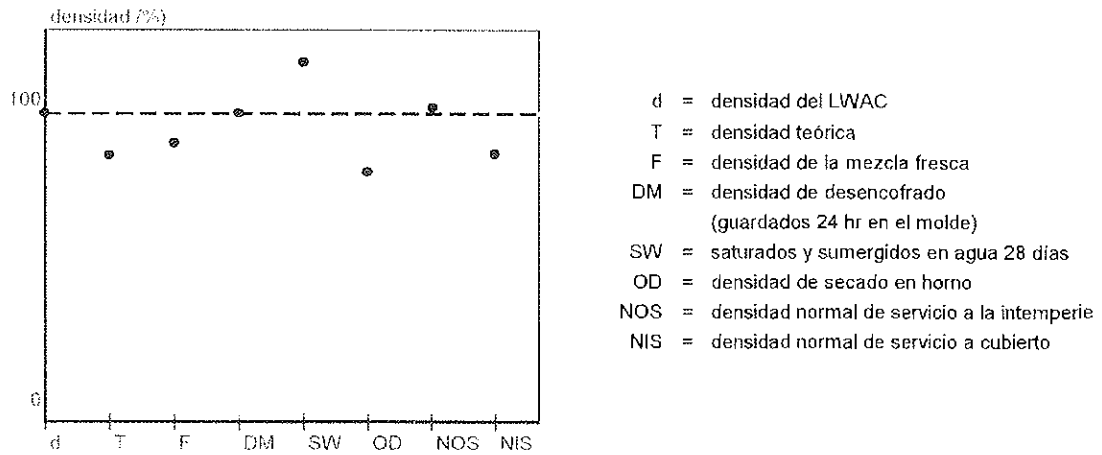


Figura 2. Representación esquemática de diferentes "tipos" de densidad del LWAC.

Densidad de desencofrado

La densidad de desencofrado es la densidad de las probetas compactadas normalmente, curadas en condiciones impermeables durante 24 horas. Este criterio de densidad se corresponde bien con la densidad in-situ del hormigón en estructuras no expuestas a la sequedad o la humedad, o en estructuras masivas. Debería ser considerada en el peso propio para diseño, si se usa LWAC de altas prestaciones. Estos hormigones presentan una permeabilidad muy baja, así que casi inhiben la evaporación y secado del agua.

Densidad de secado en horno

La densidad de secado en horno es la densidad del LWAC secado a 105 °C hasta que se alcanza un peso estable (figura 2). De acuerdo con la norma EC-2 [17], las clases de densidad deberían relacionarse con la densidad de secado en horno, para evitar alteraciones debido al contenido de agua. Este sistema proporciona un método bien definido y fidedigno. Los intervalos de densidad entre clases representan el 10-20% del peso propio de la estructura, aunque intervalos más pequeños pueden ser más convenientes en la práctica [15]. La mayoría de los códigos relacionan la densidad del LWAC con la densidad estándar de secado en horno, dado que ésta da la mejor correlación cuando se compara la influencia de la densidad en las propiedades mecánicas.

Densidad de secado al aire

La densidad de secado al aire (equilibrio en medio seco, contenido de humedad del 5-10% en volumen) es aproximadamente igual a la densidad de mezcla fresca menos 100-200 kg/m³ para LWAC con LWA tanto para el árido grueso como el fino, y aproximadamente igual a la densidad de mezcla fresca menos 50-100 kg/m³ cuando se usa LWA para el árido grueso y NDA para el árido fino [3].

El incremento de densidad en la norma ENV 1992-1-4:1994, Tabla 3.105, de 100/150 kg/m³ de la densidad de secado en horno a la densidad de cálculo para el peso propio, se debe al contenido de agua. Debería notarse que este valor

en realidad depende fuertemente del contenido inicial de agua antes de la mezcla, es decir, de si el LWA está saturado por pre-humectación o no [15].

La densidad de secado al aire puede variar dependiendo del tipo de árido, mezcla, clima y parámetros de trabajo, y es muy difícil de predecir [18]. Para el LWAC con pastas densas de baja relación agua/aglomerante, el tiempo en alcanzar el equilibrio con el estado de humedad ambiente puede ser muy largo.

De acuerdo con el código EC-2, un aumento de densidad de 100 kg/m³ debido a la armadura corresponde a un porcentaje total de armadura en la estructura de 1.5-1.7%. Este porcentaje puede variar dependiendo del tipo de estructura y la resistencia del hormigón, por lo que dicho incremento debe ser calculado adecuadamente por el proyectista [15].

2.6. Dosificación, amasado y reamasado

2.6.1. Dosificación del LWA: en peso o en volumen

Es aconsejable la dosificación volumétrica del LWA. En caso de medida en peso, se deben realizar comprobaciones frecuentes de la densidad de los áridos para ajustar las variaciones en el contenido de humedad (DIN 4219).

En el norte de Europa, se usan silos para almacenar el material, midiéndose en la planta todos los materiales en peso, con un control frecuente de la densidad y contenido de agua del LWA.

2.6.2. Estado de humedad del LWA

El control del contenido de humedad en el árido es de la mayor importancia con vistas al control de calidad. Cuanto más baja sea la relación agua/cemento, más sensibles son las mezclas a las variaciones en el contenido de humedad de los áridos.

Existe un debate respecto al estado en el que el LWA debería ser mezclado. Contrariamente a la tradición norteamericana de cchar LWA saturado de agua en la mezcladora, el

sistema noruego es usar LWA seco con menos del 8% de humedad [20]. Esto, sin embargo, hace el bombeo casi imposible. Smeplass *et al.* [21] reconoce el uso de LWA seco para LWAC de alta resistencia a causa de una menor densidad de mezcla fresca por un lado y a las dificultades para el manejo de las variaciones en la cantidad de humedad libre y absorbida con LWA pre-saturado por otro lado. El LWA inicialmente seco incrementa las cualidades del LWAC reduciendo su densidad, aumentando su resistencia e incrementando su durabilidad. El LWA seco absorbe el agua de la mezcla y reduce, dependiendo del tipo de LWA, la relación agua/cemento en la superficie de la partícula en las primeras etapas tras la dosificación. Como consecuencia se evita asimismo, la micro exudación en la superficie del árido. Tanto el LWA pre-secado como el pre-saturado aportan agua a la pasta de cemento en posteriores etapas. Este "curado interno" mejorará el comportamiento del aglomerante.

En algunos casos, cuando se espera una considerable absorción de agua junto con expulsión de aire durante el periodo entre el vertido del hormigón y su fraguado, debe considerarse un procedimiento de reamasado para distribuir las burbujas de aire en la superficie del LWA.

2.6.3. Consistencia - Métodos de ensayo

Los procedimientos usados para determinar la consistencia del NDC, como el de compactación, la mesa de sacudidas o los métodos de asiento, también son válidos para el LWAC. La consistencia del LWAC medida por estos ensayos es generalmente "más suave", debido a la forma de los áridos y a la densidad [9]. Normalmente los ensayos de asiento tienden a infravalorar la trabajabilidad del LWAC [18], dado que el peso propio del LWA es la fuerza determinante para estas clases de ensayo.

En la práctica, el LWAC pierde su trabajabilidad más rápidamente que el NDC, por lo que el valor del asiento requerido para su colocación debe ser considerado con reservas. Normalmente sólo se requiere una supervisión adecuada en el sitio [11].

2.6.4. Experiencias prácticas

Durante la construcción de la plataforma Heidrun para los yacimientos petrolíferos en el mar del Norte, la totalidad de los 65000 m³ fue remezclada en camiones batidores unos 15 minutos después de la mezcla inicial. El LWA se introdujo seco (< 2.5% de humedad) en la planta de dosificación. Las propiedades alcanzadas fueron una relación agua efectiva/aglomerante de 0,35-0,39, una resistencia característica a compresión en probeta cúbica de 71 MPa, y una densidad media de 1941 kg/m³ [4]. Se usó un 3-5% de aire ocluido para mejorar la trabajabilidad.

Por la misma época fue construido en Noruega el puente de voladizos sucesivos Stovset con LWAC en la zona central del tablero. Se utilizó un LWA similar al de Heidrun pero, para evitar la remezcla, el LWA fue sumergido en agua alrededor de 1 día antes de que fuera usado. Con un contenido inicial de humedad en el rango del 15% en peso, la absorción de agua

adicional hasta el fraguado del hormigón fue insignificante. En este caso las propiedades alcanzadas fueron una relación agua efectiva/aglomerante menor de 0,40, una resistencia característica a compresión en probeta cúbica de 59 MPa, y una densidad media de 1980 kg/m³. Se empleó un 3,5-6,5% de aire ocluido para mejorar la resistencia a la helada y la trabajabilidad. Las probetas tomadas de la estructura, estudiadas al microscopio, no revelaron problemas respecto a las posibles concentraciones de burbujas de aire [20].

Actualmente otros dos puentes de voladizos sucesivos con luces principales de 298 y 303 metros se encuentran en construcción en Noruega. Debido a la moderada absorción de agua de este árido, no se considera necesaria la remezcla. Mediante el uso de LWA pre-humedecido, se ha logrado el bombeo [22].

La dosificación y mezcla del LWAC están también contempladas en la norma ACI 304.5R-91 "Dosificación, mezcla y control de trabajos del LWAC".

2.7. Bombeo

2.7.1. General

Bombear el LWAC podría crear los siguientes problemas:

- Bloqueo de la tubería debido a la reducida trabajabilidad al introducirse agua en el LWA por efecto de la presión de bombeo.
- Al salir el LWAC baja la presión y el aire comprimido dentro del LWA expulsará parte del agua presente en el LWA, lavando la zona de transición y destruyendo la adherencia [23]. La intensidad de este fenómeno puede diferir para diferentes LWA.
- Las variaciones de presión en la tubería debido a variaciones del diámetro de ésta (por ejemplo, al final de un rotor o a la salida de la válvula) pueden llevar a una segregación severa del hormigón y al bloqueo de los tubos.

Debido a la gran oscilación en las características de absorción de agua del LWA, a las diferentes costumbres en lo referente a pre-humectación del LWA y a las diferencias en las calidades de hormigón producidas, los informes referentes a la bombeabilidad del LWAC difieren desde los muy positivos hasta el extremo contrario. Las siguientes citas son ejemplos de estas experiencias contrapuestas.

La trabajabilidad requerida para un LWAC bombeado es mucho mayor que para un NDC, superándose a veces valores de 200 mm de asiento. A este nivel, el ensayo de asiento no es lo suficientemente sensible para ser útil, de manera que se debe usar el ensayo de mesa de sacudidas, tal como se describe en la norma BS 1881. Normalmente, como regla práctica, las paletas en la tolva deberían pasar sin dejar una depresión en la superficie [18]. En este caso, existe el riesgo de segregación o exudación [9], especialmente cuando no se usan agentes espesantes. La adición de humo de sílice podría

reducir de forma efectiva el riesgo de exudación para valores altos del asiento.

El gran valor de la absorción de agua del LWA provoca muchas dificultades al bombear. Esta dificultad aumenta cuando disminuye la densidad [11].

La absorción de agua del LWA bajo alta presión puede ser 25 veces la que se obtiene a presión normal [24]. Bajo esta condición el LWA absorbe el agua del mortero que le rodea, secándolo y bloqueando la tubería. Además, no todos los LWA tienen el mismo nivel de absorción. El LWA machacado tiene normalmente una mayor absorción que uno granulado. Esta es la razón por la que el LWA fino es más difícil de bombear que el LWA grueso [18]. Cuando estos problemas han sido resueltos, el bombeo se vuelve fácil con caudales elevados y peso del material más bajo reduciendo las presiones de bombeo en los edificios de gran altura y el desgaste de los equipos [18].

Por otro lado, Smeplass [23] considera que es difícil conseguir la bombeabilidad del LWAC con base en un LWA inicialmente seco del tipo arcilla expandida, incluso con áridos húmedos. Esto es debido a la subsiguiente compresibilidad del hormigón, y los efectos perjudiciales cuando el agua es exprimida de los áridos al final de la tubería [23].

2.7.2. Medidas para conseguir el bombeo

1. Pre-humidificación

Se ha demostrado que el LWA pre-saturado ha mostrado perfecta bombeabilidad. Una vez bombeado, el LWA libera gradualmente el agua de absorción y no se han registrado pérdidas de resistencia significativas [7]. Esta afirmación positiva contrasta fuertemente con la observación de pérdida de resistencia por encima del 50% después de bombear realizada por Smeplass [23]. Las diferencias experimentales están relacionadas probablemente con diferencias en los LWA usados.

De acuerdo con la norma ACI 213R/87, la saturación siempre facilitará los problemas de bombeo. Hay 3 métodos para lograr la saturación:

- Saturación en vacío (vacuum-soaking) para producir áridos virtualmente saturados.
- Inmersión en un tanque con agua con agitación continua por un tiempo especificado.
- Regado continuo durante 3 a 7 días.

El primero es el más eficiente pero también el método más caro [25]. Además de los tres métodos ya mencionados, la norma ACI 213R/87 recomienda la presaturación térmica, es decir, inmersión de áridos parcialmente enfriados en agua. Esta medida únicamente es factible en la planta de áridos.

La completa saturación del LWA sólo puede ser producida en vacío o después de largos periodos de inmersión. El primer método ha sido utilizado en Estados Unidos y más recien-

temente en el Reino Unido (Canary Wharf Tower, Londres). En la Canary Wharf Tower, el LWAC se fabricó con LWA de cenizas volantes sinterizadas y se bombeó 250 metros mediante una línea única de bombeo. Se comprobó que era imposible saturar el LWA a presión atmosférica, por lo que se decidió usar la saturación al vacío. Sin embargo, este proceso no es muy rentable.

Se ha observado que el grado de absorción depende mucho del tipo de áridos. El uso de agua o áridos calientes suponen una absorción significativamente más rápida: 35% en 2 minutos (LWA noruego). Esta rápida absorción se debe al efecto de vacío producido cuando el volumen de aire del sistema de poros del LWA se contrae al ser expuesto el LWA al agua fría.

La experiencia en los Estados Unidos indica que es necesario saturar el LWA completamente. La norma ACI 213.1, en el borrador de fecha 06.05.95, establece que los problemas de bombeo con el LWA pueden ser superados mediante el uso de áridos con baja absorción de humedad, en combinación con la pre-saturación del árido mediante riego continuo durante un mínimo de 24 horas, por inmersión del LWA caliente en agua o por métodos de vacío. Posteriormente indica que el bombeo del LWAC de alta resistencia podría ser incluso más complicado que el de LWAC normal.

Se ha probado en el laboratorio que, incluso después de 100 días de inmersión en agua, del 20 al 50% del total de la porosidad de una arcilla expandida estaba todavía rellena de aire [9]. No obstante, la saturación efectiva (por encima del 35% en peso) se alcanza fácilmente mediante aspersión durante 2-4 días o mediante inmersión en estanques, en casos extremadamente duros [7]. En España, se ha bombeado con éxito LWAC con densidades de 1700 kg/m³ hasta 150 metros de altura sin empleo de saturación al vacío (Torre Picasso, Madrid).

De nuevo, la diferencia en las experiencias de varios países debe ser explicada por los diferentes tipos de LWA aplicados y/o el diferente éxito del criterio para bombear.

2. Aditivos

El uso de agentes reductores de agua puede mejorar la plasticidad del mortero, y de esa forma, facilitar el bombeo. Bajo condiciones extremas, se ha bombeado LWAC con asiento colapsado u "hormigones fluidos". En este caso, el uso de agentes espesantes es necesario para evitar la segregación [7]. La mayoría de los problemas derivan entonces de la necesidad de frecuentes comprobaciones del contenido de humedad y de la densidad, tiempo que se necesita para conseguir la mezcla concienzuda y la pérdida de trabajabilidad de la mezcla transportada [25].

3. Contenido de cemento y finos

Las partículas de cemento, junto con los otros finos, rellenan los poros de la superficie del LWA, reduciendo su absorción. Un aumento en su proporción puede solucionar los problemas de bombeo sin ninguna acción posterior. Otras adiciones, como cenizas volantes, pueden también mejorar el comportamiento

frente al bombeo del LWAC [7]. Cuando se usa cemento con adición de cenizas volantes o cemento granulado de alto horno, podría ser innecesario usar un aditivo espesante, puesto que el cemento proporciona suficientes finos. De esta forma, el uso de sustitutos del cemento es muy rentable [18]. El humo de sílice puede dar el mismo efecto.

4. Tipo de bomba

En sus inicios, para el bombeo del LWAC, se emplearon bombas peristálticas, en las que se bombea el hormigón a través de un tubo flexible. Otro tipo de bomba que se ha utilizado tradicionalmente para bombear el LWAC es la bomba de aire comprimido o "Placer" que tiene el inconveniente de provocar una cierta segregación, especialmente cuando se usa para edificios de altura elevada, y a bajo caudal. Es más, puede ser peligroso debido a la alta presión [18].

Últimamente se están empleando bombas de pistón de diferentes tipos, que hacen más suave el paso del hormigón [18].

5. Árido natural

Es más fácil bombear un LWAC con áridos finos de densidad normal. La arena natural usada para este propósito varía significativamente de una planta a otra, introduciendo una variable importante al bombeo [7] [25].

Las arenas que han demostrado ser más adecuadas para el bombeo del LWAC son aquellas con un alto contenido en finos de forma redondeada. La arena de sílice, por ejemplo, junto con un "filler" para incrementar los finos, es un sistema ideal, mientras que la arena de machaqueo es normalmente más difícil de bombear [7]. La arena de machaqueo aumentará la cohesividad, pero reducirá la movilidad.

Una granulometría continua es también muy importante para lograr el bombeo [18]. En edificios de altura elevada en el Reino Unido, se ha demostrado que una vez conseguidos los 650 mm en la mesa de sacudidas, no había forma de aumentarla si los materiales estaban mal graduados o proporcionados. El agua añadida puede simplemente causar segregación y exhalación, mientras que cambios menores en la dosificación de la mezcla –aumento de cemento y arena– puede afectar de manera espectacular la bombeabilidad [18].

El proceso de bombeo normalmente reduce la trabajabilidad del LWAC de forma considerable porque el agua que ha sido "metida a presión" en las partículas de árido se guarda parcialmente en dichas partículas [9]. Una pequeña agitación puede liberar parte del agua por lo que la trabajabilidad se recupera en parte. Sin embargo, el agua evacuada y el aire del LWA se concentrarán en la superficie del LWA, y pueden destruir fácilmente la adherencia árido-pasta si el hormigón no es objeto de un remezclado que asegure una adecuada dispersión del exceso de agua y burbujas de aire en la pasta [26].

2.7.3. El bombeo como un factor en la evolución de las propiedades mecánicas

Se ha advertido que el bombeo del LWAC puede afectar a sus propiedades mecánicas. Después del bombeo habrá una

sobrepresión en los poros del LWA debido a la alta presión de bombeo (50 bares) y a la baja presión interna de los poros (1 atm) antes del bombeo. La presión de bombeo afecta a la presión de los poros y se establece un equilibrio temporal durante el bombeo. Cuando el hormigón es vertido la presión de los poros se libera, empujando al agua y al aire del LWA a la zona interfacial matriz-árido, que puede resultar dañada [23].

2.8. Puesta en obra y compactación

2.8.1. Puesta en obra

El LWAC es un material más fácil de colocar que el NDC a causa de su bajo peso y sus áridos redondeados. Cuando se usa LWA con una densidad considerablemente menor comparada con la de la pasta, podría experimentarse una segregación del LWA grueso.

En algunos casos el diseño de la mezcla ha sido enfatizado para conseguir una densidad lo más baja posible. Para lograr ésto, el volumen de LWA grueso se incrementa tanto como sea posible, y el volumen de la arena ND y de la pasta de cemento se reduce de manera acorde. Para obtener un hormigón libre de oquedades (nidos de avispa) con una mezcla tan baja de mortero, el LWA y el mortero deben estar distribuidos de manera perfectamente uniforme.

Cuando se está vertiendo un LWAC en pilares, es aconsejable reducir la altura de vertido. Además, debido a su bajo peso, la distancia entre los puntos de vertido debe ser reducida también [9].

2.8.2. Compactación

El LWAC necesita una mayor energía de vibración para una adecuada compactación, lo cual en la práctica significa periodos de vibración más largos y/o reducir la distancia entre los puntos de vibración [11]. Como regla práctica, esta reducción debería ser hecha con arreglo a la relación de densidades entre el LWAC y el NDC [27]. La necesidad de una mayor energía de vibración se achaca a que el LWA actúa como un colchón para las vibraciones [9].

La vibración excesiva podría producir una acumulación de LWA en la superficie, al contrario de lo que ocurre en hormigones convencionales [7]. Yen et al [28] sugiere que el tiempo óptimo de vibración estaría en el rango de los 10 segundos. Debe ponerse énfasis, no obstante, en que el tiempo óptimo de vibración depende mucho del diseño de la mezcla del LWAC, de la trabajabilidad y del tipo de vibrador.

De acuerdo con las recomendaciones de la Comisión de Materiales del Comité Español del C.E.B., es conveniente prever un radio de acción de los vibradores menor, y como consecuencia, menos tiempo de vibración [29].

2.9. Curado

2.9.1. Generalidades

Si se considera el "curado" como las condiciones externas de temperatura y humedad bajo las cuales el hormigón

endurece, apenas hay diferencia entre el LWAC y el NDC. En el caso de que las mezclas de LWAC y NDC contengan la misma cantidad de cemento y pasta, y si las condiciones del ambiente son las mismas, la temperatura en el LWAC alcanzará valores mayores, Esto puede intensificar el riesgo de termofisuración prematura. Otros factores, tales como un comportamiento mecánico más o menos similar de los áridos y la pasta, un menor coeficiente de expansión térmica del LWAC y un menor módulo de elasticidad, pueden paliar el efecto del aumento de la temperatura de fraguado al reducir el riesgo de fisuración.

El intercambio de humedad con el entorno, que en la etapa de endurecimiento ocurre principalmente en el hormigón de la capa superior, viene determinado por la permeabilidad del hormigón. Dado que la permeabilidad del LWAC y del NDC es más o menos similar para la misma relación agua efectiva/aglomerante, deben tomarse las mismas precauciones para proteger el hormigón de la capa superior.

Dentro de ciertos límites, el agua almacenada en los áridos ligeros porosos compensa la pérdida de humedad hacia el ambiente. Quizá ésta sea una de las razones por las que se dice que el LWAC es más tolerante con respecto a un curado pobre que el NDC [3]. La presencia de esta agua absorbida juega un papel en el, así llamado, "curado interno" más que en la compensación de pérdida de humedad hacia el exterior.

Hammer [30] encontró que las propiedades mecánicas del LWAC se ven menos afectadas por la sequedad en el periodo de curado que las del NDC, probablemente debido a la reserva interna de humedad del LWA.

2.9.2. "Curado interno"

Los periodos de curado para el LWAC son muy similares a los del NDC. El agua absorbida durante la mezcla y transporte proporciona una reserva de agua libre disponible durante el curado para ayudar a la hidratación de la pasta. Este agua se transfiere a la matriz mediante fuerzas capilares y por la evaporación que se produce cuando la temperatura aumenta. De este modo, la sustitución de agua para la hidratación del cemento en la zona interior de un elemento de LWAC está automáticamente asegurada durante el periodo de curado.

Los experimentos efectuados en MNDC, con adición al NDC de pequeñas cantidades de LWA, han demostrado que el LWA añadido no cambia substancialmente las propiedades y características del NDC, pero se mejora notablemente la auto-protección del hormigón durante el curado.

2.9.3. Precauciones en condiciones climáticas severas

De acuerdo con las recomendaciones de la Comisión de Materiales del Comité Español del C.E.B.[29], deberían tomarse las mismas precauciones que con el hormigón convencional, durante los periodos fríos así como durante los periodos cálidos. En climas muy cálidos, se recomienda la humectación del hormigón, del mismo modo en que se hace con otros hormigones.

2.9.4. Temperatura de hidratación

En algunos casos se requieren costosos esfuerzos para mantener las temperaturas inducidas por la hidratación por debajo de 60 a 70 °C. Este problema se ve aumentado con el uso del LWA ya que la menor capacidad calorífica del LWAC puede provocar un aumento de la temperatura máxima adiabática hasta alcanzar un aumento de 10 a 20 °C por encima del NDC [31].

En años recientes, varios estudios han demostrado que el cemento Portland deja de formar estrigita a altas temperaturas. Además la estrigita ya existente se descompone. Dependiendo del tipo de cemento, este riesgo comienza cuando la temperatura de curado excede unos 70°C. Sin embargo, una adición de humo de sílice (> 5%) parece mejorar el comportamiento de la mezcla. Una sustitución de cemento por humo de sílice también reduce las temperaturas de hidratación generadas, al igual que lo hacen los cementos con adición de cenizas volantes [31].

El curado a alta temperatura también se ha empleado con éxito en la producción de elementos prefabricados de LWAC, usando vapor de agua como elemento calefactor. En este caso, debería ponerse atención en la temperatura. La resistencia inicial del hormigón es más alta cuanto mayor es la temperatura, mientras que no se acerque al punto de ebullición del agua. Por otro lado, la resistencia final es menor cuanto mayor sea la temperatura inicial de curado [9].

En algunos casos, se han instalado tubos refrigerantes para controlar la temperatura del núcleo de LWAC. En el puente noruego de Nordhordland, el uso de tubos de plástico de 25 mm de pared delgada con agua circulando redujo la temperatura pico en unos 10°C [20].

Un pico alto en las temperaturas de curado podría aumentar los problemas con la termofisuración y la posibilidad de formación de estrigita retardada. Las elevadas temperaturas durante el fraguado y el temprano endurecimiento podrían también comprometer la calidad de la pasta [31], [33], [34].

3. PROPIEDADES MECÁNICAS

3.1. Introducción

Las características mecánicas del LWAC difieren de las del hormigón convencional debido a la sustitución de los áridos naturales por LWA. Las siguientes propiedades mecánicas y las relaciones mutuas entre estas propiedades serán analizadas a continuación:

- Resistencia a la compresión
- Resistencia a la tracción
- Correlación entre la resistencia a la compresión y a la tracción
- Resistencia al esfuerzo cortante
- Resistencia a la adherencia
- Módulo de elasticidad.

3.2. Resistencia a la compresión

Un gran número de factores afecta a la resistencia del LWAC. En este análisis de los factores influyentes se ha puesto énfasis sobre el efecto de las propiedades particulares del LWA en la resistencia, por ejemplo: el efecto de la resistencia y la rigidez de las partículas de LWA, a través de las cuales el LWAC difiere del NDC.

3.2.1. Homogeneidad: unión matriz-árido

Una excelente unión partícula-matriz y valores similares de los módulos de deformación de las partículas y de la pasta aseguran que la matriz es usada eficazmente [3]. Cuando esto se consigue, el LWAC no rompe por fallo de unión entre la matriz y el árido, sino como resultado del colapso de la estructura curva del mortero sobre el grano de LWA, que posee una resistencia limitada. La línea de fractura, por consiguiente, va a través del árido (como en el hormigón de alta resistencia), al contrario que en el caso del hormigón convencional, donde la rotura se suele producir por fractura del mortero y separación entre ambas fases, resultando una línea alrededor de los granos del árido [7].

3.2.2. Efecto de la resistencia del LWA sobre la resistencia del LWAC.

Dado que la resistencia del árido en el LWAC es suficientemente baja, la resistencia del hormigón viene determinada por la resistencia de la matriz y por la extensión de la acción de su curvatura sobre el árido [35]. La resistencia del LWA como factor principal que controla el límite superior de la resistencia del LWAC ha sido confirmado, entre otros, por Zhang *et al.*, [16] y Newman [3]. El límite superior de resistencia del LWAC, actualmente, es aproximadamente 100MPa con la adición de humo de sílice.

La resistencia se incrementa con la densidad, de modo que, mientras un hormigón de 20 MPa podría ser alcanzado con una densidad de 1.200 kg/m³, este valor se incrementaría hasta 1.800 kg/cm³ para una mezcla de 80 MPa [25]. Las densidades más bajas requieren una arena ligera, mientras que densidades mayores permiten una arena natural. Las diferencias entre las propiedades mecánicas en estos dos tipos de LWAC se pueden encontrar en las publicaciones de Smeplass [36] y Ronne *et al.* [37].

3.2.3. Efecto del tamaño de la probeta

La resistencia a la compresión del LWAC es más independiente del tamaño de la probeta y del orden de magnitud de las tensiones que en el caso del NDC [15]. La correlación entre las resistencias a compresión en probeta cilíndrica y en probeta cúbica parece estar más relacionada con el tipo y la cantidad de LWA que con el nivel de tensiones del LWAC. Curcio *et al.* [38] ha dado valores para la relación de resistencia a la compresión de cilindro/cubo de 0.87, 0.99, 1.0 y 1.01 a 18 horas, 28, 60 y 90 días, respectivamente. El hecho de que la correlación entre la resistencia del cilindro y del cubo sea diferente para el LWAC y el NDC es importante

ya que algunas normas usan valores de resistencia basados en ensayos sobre cilindros, pero usan un valor fijo para la relación entre la resistencia del cilindro y del cubo. Esto puede conducir a estimaciones erróneas de la resistencia.

3.2.4. Deformación última

Al llegar a su resistencia máxima, el LWAC con arena ligera puede tener deformaciones un 40% superiores a la del NDC con igual resistencia a la compresión [37].

3.2.5. Confinamiento

El efecto del confinamiento sobre la resistencia a la compresión es reducido en comparación con el del hormigón de densidad normal. Bjerkefi [39] encontró una reducción de aproximadamente el 50% para hormigones de alta resistencia.

3.2.6. Temperatura de hidratación

La pérdida de resistencia por temperaturas altas durante el curado puede ocurrir en el NDC a temperaturas por encima de 60 a 70° C. El problema es mayor en el caso del LWAC ya que la reducida capacidad calorífica del LWA aumenta las temperaturas de hidratación generadas, las cuales son típicamente 10-20° C más altas que la NDC [31]. El efecto del calor desarrollado sobre la microestructura del LWAC ha sido estudiado por Justnes [40].

3.2.7. Relación agua/aglomerante y contenido de cemento

En general, a igualdad de resistencia, el LWAC necesita más cemento (aglomerante) que el hormigón convencional. Un LWA más débil requerirá morteros más fuertes y contenidos de cemento más altos [3]. El incremento en la resistencia para un incremento dado del contenido de cemento depende del tipo de LWA. Por término medio, un incremento del 10% de cemento provocará un aumento del 5% en resistencia [3]. Hoy en día la relación agua/aglomerante es considerada incluso más importante que el contenido absoluto de cemento (ver 3.2.2).

Comparado con el NDC hay un incremento menor en la resistencia con el aumento de la cantidad de cemento. Esto es debido a que el LWA es la parte más débil en el hormigón. No se han encontrado diferencias significativas en las propiedades mecánicas entre áridos inicialmente secos o previamente humedecidos, para mezclas con la misma relación agua efectiva/aglomerante [36]. Solamente Ronne *et al.* [37] ha informado sobre un menor efecto de la relación agua/aglomerante sobre la resistencia.

3.2.8. Desarrollo de la resistencia con la edad

El LWAC, en la fase inicial, endurece más rápidamente que el hormigón convencional, alcanzando normalmente un 80% de resistencia f_{28} en 7 días. Sin embargo, el incremento de la resistencia con un periodo de curado mayor se puede ver

limitado por las características del LWA [15]. Una mejora modesta de la resistencia del LWAC con el tiempo ha sido notificada por Ronne *et al.* [37].

El desarrollo de la resistencia ha sido también discutido por Smeplass [26] con la siguiente conclusión basada en hormigones de alta resistencia con áridos Leca 700 y Leca 800: El crecimiento de la resistencia desde 28 a 90 días es generalmente bajo y disminuye con el incremento del nivel de la resistencia del hormigón. Esto es asumido como una consecuencia del efecto restrictivo de la resistencia de los áridos ligeros.

Una pérdida en el crecimiento de la resistencia a largo plazo en el LWAC tiene como resultado una baja capacidad del hormigón en comparación con el hormigón ordinario diseñado para obedecer el mismo orden de tensiones. Una relación resistencia/densidad óptima en el LWAC es a menudo obtenida explotando las propiedades de la resistencia de los áridos hasta el límite. Las posibles consecuencias negativas de tal optimización no han sido apenas consideradas.

3.2.9. Carga constante

Weigler *et al.* [9] mostró que la resistencia bajo carga constante se reducía a un nivel del 70 al 75% de la resistencia a corto plazo. Resultados similares han sido obtenidos por Smeplass [41], que obtuvo reducciones del 80%. Los resultados se explican fácilmente como causados por la fluencia en la matriz producida por la sobrecarga de los áridos. Este fenómeno ocurrirá cuando la resistencia de los áridos haya sido aprovechada al máximo.

La resistencia a la compresión bajo carga constante ha sido también estudiada para el MNDC, donde parte del árido grueso ha sido reemplazado por LWA [42]. Se llegó a la conclusión de que el MNDC, también tenía una reducción mayor de la resistencia bajo carga constante que el hormigón de densidad normal.

La deformación última bajo carga a largo plazo parece ser casi constante para niveles de esfuerzos relativos entre el 80 y el 100% del máximo a corto plazo [41]. Como consecuencia, no existe aviso de una iniciación al fallo antes de que la muestra falle. Una explicación razonable es que el fallo se debe a una sobrecarga del árido causada por la fluencia en el aglomerante. Los resultados están basados en los ensayos con áridos Leca 700 y Leca 800 y relaciones agua efectiva/aglomerante 0,25 - 0,49.

3.2.10. Contenido de humedad del árido

De acuerdo con Punkki *et al.* [13], la condición de humedad del árido afecta significativamente a la resistencia inicial del LWAC. Incluso a 28 días el LWA pre-humedecido produce una resistencia menor que un LWA seco. Sin embargo, no hay suficiente información hasta el momento y la teoría opuesta ha sido bien documentada por otros científicos.

3.2.11. Códigos

El EC2 limita la resistencia a 60 MPa para el LWAC tanto

armado como pretensado, mientras que el código noruego eleva este límite a 85 MPa, siendo la resistencia máxima [15]:

$$f_{ct} \leq 94 \left(\frac{\rho}{2200} \right)^{1.5}$$

donde ρ es la densidad de secado en horno del hormigón en kg/m^3 .

3.3. Resistencia a la tracción

3.3.1. Resistencia a la flexión y al agrietamiento por tracción

La resistencia a la tracción del hormigón es importante cuando se considera la fisuración. Las principales diferencias entre el LWAC y el NDC son:

- Línea de fractura. Ésta viaja a través de las partículas de los áridos más que alrededor de estas.
- Contenido total de agua. Éste es más elevado para el LWAC, de manera que existirán mayores gradientes de humedad durante el curado (debido también a una mayor temperatura de hidratación) que pueden causar una reducción significativa en la resistencia a la tracción.
- La resistencia a la flexión se ve más afectada que la resistencia cilíndrica a tracción [3].

En el EC2 el comportamiento a flexión del LWAC se considera inferior al del NDC [5]. El código de diseño noruego, NS 3473 E/1992, reduce la resistencia a la tracción del LWAC comparada con la del NDC de la misma resistencia a la compresión si la resistencia a la tracción no está determinada mediante ensayo. Sin embargo, ensayos en hormigones de alta resistencia (resistencia cilíndrica de 80 MPa) para la plataforma Hibernia han mostrado que el MNDC tiene una mejorada (11%) resistencia a la tracción sobre la del NDC. Esto es atribuido a una mejorada interfase pasta-árido ligero. Esta mejora de la resistencia a tracción es más llamativa por ser lo contrario de lo que se utiliza en muchos códigos para el LWAC [43].

El LWAC presenta una resistencia a la flexión y a la tracción ligeramente inferior a la del NDC con la misma resistencia a la compresión [16]. La relación entre la resistencia a la flexión y la resistencia a tracción del LWAC de alta resistencia alcanzan valores de 1.5 a 1.6 [38].

En ensayos realizados por CUR [44], no aparecieron diferencias significativas entre el NDC y el LWAC en cuanto a la resistencia a la tracción de paneles de hormigón planos y a las deformaciones transversales debidas a la carga.

3.3.2. Efecto de la humedad y condiciones de curado

El efecto de la humedad sobre las propiedades mecánicas ha sido estudiado por Hammer [30]. Una tendencia general para todas las propiedades mecánicas es un menor efecto de la humedad con el incremento de la resistencia. La influencia

más notable de la humedad ha sido encontrada para la resistencia a la tracción. Tomando como referencia un curado en agua, se ha observado una reducción de la resistencia a la tracción, para un hormigón LWAC 75, en un rango del 45 al 70% para probetas curadas al aire y del 0 al 20% para un curado estanco. Un desarrollo similar podría verse para la resistencia a la flexión, pero las reducciones fueron aproximadamente un 10% inferiores.

La resistencia a la tracción medida en probetas cúbicas curadas en un ambiente seco mostró una reducción del 10% con relación a las probetas curadas bajo agua. Por esa razón la resistencia a la tracción del LWAC está normalmente situada ligeramente por debajo de la del NDC [44].

3.3.3. Correlación entre la resistencia a la tracción y a la compresión

Según Weigler *et al.* [9], la resistencia a la compresión del LWAC se incrementa más rápido que la resistencia a la tracción. Esta tendencia se ve acentuada con el hormigón de alta resistencia.

La relación entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la compresión está normalmente en el rango del 5 al 15% para el LWAC con resistencias a compresión por encima de 20 MPa. Smeplass [36] ha encontrado que la resistencia a la tracción para el LWAC con arena natural tanto como con arena LWA es aproximadamente la misma que para un hormigón con densidad normal con la misma clase de resistencia. Según Curcio *et al.* [38] la resistencia al agrietamiento por tracción del LWAC de altas prestaciones es aproximadamente del 6 al 6.5% de la resistencia a la compresión en probeta cilíndrica. La resistencia a la flexión del mismo hormigón fue del 9.8 al 10.5% de la resistencia a la compresión.

3.4. Resistencia al esfuerzo cortante

No existe apenas diferencia entre el comportamiento del NDC y del LWAC. En el LWAC, en lugar de áridos rotos, la forma irregular de las caras de rotura son las responsables de transmitir las fuerzas. Los desplazamientos medidos en la superficie de rotura por esfuerzo cortante en el LWAC eran aproximadamente el doble que en el NDC [45]. Sin embargo, según Thorenfeldt [15] la resistencia al deslizamiento por cortante a lo largo de las superficies de rotura es inferior en el LWAC.

La capacidad al esfuerzo cortante de vigas de ALWAC sin refuerzo para cortante ha sido estudiada por Thorenfeldt *et al.* [46]. Las conclusiones fueron que la capacidad al cortante del ALWAC con una densidad de 1500kg/m³ era menor que lo esperado, especialmente en comparación con otros LWAC y NDC. Estudios desarrollados por CUR en 1995 han informado que la resistencia al esfuerzo cortante en vigas de LWAC con refuerzo para cortante eran solamente un 7% inferior que la del NDC con idéntica resistencia a la compresión.

3.5. Resistencia a la adherencia

La resistencia a la adherencia está determinada por la forma de la barra y la resistencia del hormigón, la cual incluye la

calidad del árido y del mortero [9]. Una baja resistencia a la tracción puede contribuir a un menor esfuerzo de adherencia o anclaje [35]. Además, el LWAC es considerado más frágil que el NDC lo que puede incrementar el riesgo de fisuras y de pérdida del recubrimiento [47].

En los ensayos de adherencia la resistencia a la adherencia del LWAC es menor que la del NDC de la misma resistencia a la tracción. Sin embargo, el comportamiento frente a la fisuración y a la rigidez a tracción del LWAC es muy similar al del NDC [45]. La resistencia a la adherencia del LWAC, en ensayos para diámetros de 12, 16 y 20 mm, ha resultado un 15% menor que la del NDC [44].

La conclusión de los ensayos desarrollados por Thorenfeldt [15] fue que la seguridad de los solapes probados con 25 mm de diámetro en las barras de refuerzo era adecuada. Sin embargo, una marcada tendencia en la disminución de la resistencia media última a la adherencia según se va aumentando la longitud del solape, indica una mayor fragilidad a la rotura a lo largo del solape. Los ensayos a escala natural son descritos por Munkeby *et al.* [48]. Según Weigler *et al.* [9] el incremento en el diámetro de la barra da lugar a una mayor influencia del tipo de árido. La mayoría de los códigos limitan el número del haz de barras o del diámetro de la barra para el LWAC.

3.6. Módulo de elasticidad y relación esfuerzos-deformaciones

El módulo de elasticidad es una función de los módulos individuales de sus componentes, sus proporciones relativas y la adherencia entre el árido y la matriz. Debido al gran volumen de porcentaje de LWA en el hormigón, y debido a la baja rigidez de la mayoría de los LWA, se tendrá un menor módulo de elasticidad para el LWAC comparado con el del NDC [16]. Los módulos del LWAC con grava y arena de LWA serán menores que aquellos de grava de LWA y áridos finos naturales [3].

Según Smeplass [36] los módulos de elasticidad son, para hormigones LWA de alta resistencia, con relaciones agua/aglomerante en el rango de 0,32 a 0,43, del 20 al 30% menores que para hormigones con densidad normal. Una reducción sustancial de la relación agua/aglomerante apenas influye en el módulo de elasticidad.

Parece haber una buena correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión [49]. Los resultados de los ensayos indican que no hay una influencia notoria del tipo de LWA aparte de la influencia de la resistencia a la compresión. Una buena correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión ha sido también encontrada por Curcio *et al.* [38].

Las relaciones esfuerzos-deformaciones para el LWAC están generalmente caracterizadas por una curva ascendente mayor y más lineal, una deformación plástica más limitada y una ramificación descendente más inclinada que para el NDC. El comportamiento frágil es mejorado con un aumento de la resistencia. Este efecto aparece también en hormigones con una moderada resistencia si el LWA de densidad mode-

rada es combinado con una matriz cementosa de alta resistencia, etc. [15].

La relación más frágil esfuerzos-deformaciones para el LWAC, lo cual ha sido también encontrado por Curcio *et al.* [38], está probablemente atribuida a una mayor compatibilidad entre las partículas de LWA y la matriz cementosa de los alrededores. En el caso del NDC la formación y propagación de pequeñas microfisuras, 2-5 mm, han sido reconocidas como las causas del fallo del hormigón y de las curvas de esfuerzo-deformación con una marcada no-linealidad, particularmente cerca del nivel de esfuerzo último. Aunque algunas de estas discontinuidades existen como resultado del proceso de compactación del hormigón fresco, la formación de pequeñas grietas se debe primordialmente a las concentraciones de deformaciones y esfuerzos resultantes de la incompatibilidad de los módulos de los áridos y la pasta. El proceso de rotura en el NDC comienza con una iniciación de rotura estable seguida por una propagación inicialmente estable y, posteriormente, inestable. En el LWAC la fase de iniciación estable se extiende y la inestable se reduce, así la rotura completa ocurre súbitamente y al final [3]. Según Smeplass [23] la linealidad casi perfecta de los diagramas esfuerzos-deformaciones del LWAC indica que tanto los estados de iniciación de la fractura estables como los inestables se reducen.

La menor rigidez de las partículas de LWA y el mayor contenido de cemento del LWAC da lugar a deformaciones mayores [3]. Estas deformaciones mayores, sin embargo, son de alguna manera compensadas, en el LWAC armado, por un menor peso propio y una mayor relación de módulos de deformación entre el acero y el LWAC ($E_{acero}/E_{hormigón}$), efectos éstos que aumentan la inercia efectiva de la sección. En el hormigón pretensado, sin embargo, no existen tales circunstancias de alivio. La menor rigidez lleva a una curvatura y el alivio del peso propio es generalmente menor [35].

4. PROPIEDADES DEPENDIENTES DEL TIEMPO

4.1. Comportamiento a deformación del hormigón. Un comentario general

La deformación del hormigón está formado por una parte instantánea y elástica y otra parte dependiente del tiempo. La

parte dependiente del tiempo consiste en una fluencia y una retracción. La fluencia está generalmente indicada con el factor de fluencia $\phi(t, \tau)$ definido como (Fig. 3):

$$\phi(t, \tau) = \frac{\varepsilon_{cr}(t)}{\varepsilon_{el}(\tau)}, \quad (4.1)$$

donde $\varepsilon_{cr}(t)$ representa la deformación dependiente del tiempo experimentada en el periodo $(t-\tau)$, y $\varepsilon_{el}(\tau)$ corresponde a la deformación elástica en el tiempo de aplicación de la carga.

Discutir las deformaciones dependientes del tiempo del LWAC en términos de los factores de fluencia definidos en la ecuación (4.1) y comparar estos factores de fluencia con los del NDC, puede llevar a confusión. La razón de esto es que las deformaciones elásticas del LWAC son generalmente mayores que las del NDC debido al menor módulo de deformación del LWAC comparado con el del NDC de la misma resistencia. Las mismas deformaciones de fluencia para un LWAC y un NDC, combinadas con un LWAC de alta deformación elástica y un NDC de baja deformación elástica, darán un factor de fluencia bajo para LWAC y uno relativamente alto para el NDC, sin embargo las deformaciones totales del LWAC pueden exceder de las del NDC [50].

El efecto del módulo de elasticidad en el comportamiento a deformación del LWAC ha sido destacado por Kordina [51]. Según este autor, no existiría apenas diferencia entre la fluencia del LWAC y del NDC. La mayor fluencia observada en el LWAC solamente reflejaría un menor módulo de elasticidad, y una mayor deformación elástica del LWAC. Él afirmó, además, que no existiría diferencia en el comportamiento de áridos revestidos y sin revestimiento o entre áridos obtenidos desde diferentes procesos de fabricación. Esto, según Kordina, no significa que todos los áridos ligeros lleven a la misma fluencia.

La posible confusión en lo hasta aquí comentado es inherente a la definición de fluencia. Se debería estar atento a este fenómeno, al interpretar los resultados de los ensayos y la bibliografía, y al comparar los datos de la fluencia de diferentes hormigones.

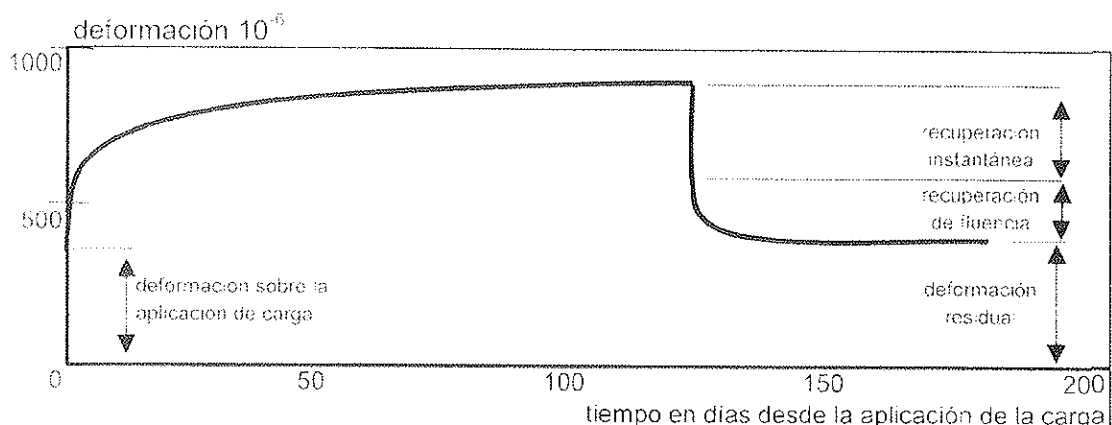


Figura 3. Comportamiento de deformación del hormigón bajo carga constante y en la descarga.

4.2. Fluencia del LWAC

4.2.1. Repaso de la literatura disponible y las tendencias principales

Son escasos los datos recientes que existen sobre la fluencia del LWAC. En libros de texto y en estudios de investigación que tratan de la fluencia y la retracción del LWAC, se hace, a menudo referencia al extensivo trabajo experimental de Shideler [52] y Richard [53]. La figura 4 muestra uno de los citados resultados experimentales donde la fluencia de LWAC hechos con diferentes LWA es comparada con la fluencia de un NDC. Una tendencia que se observa a menudo, y que puede ser deducida de esta figura, es que la fluencia del LWAC parece continuar más rápido a periodos mayores que la del NDC. La razón de esto debe buscarse en la transferencia de fuerzas de la pasta al árido. La pasta de cemento es considerada la causante de las deformaciones progresivas. Durante la fluencia la parte de carga soportada por la pasta se transfiere gradualmente al árido. A mayor rigidez del árido, mayor será la carga soportada por el esqueleto mineral y mayores serán las disminuciones de tensión en la pasta. Una disminución de los esfuerzos en la pasta tiene como resultado una menor fluencia de la pasta y del hormigón. Dado que la mayoría de los áridos ligeros tienen una rigidez notablemente menor que la de la pasta, los esfuerzos en la pasta seguirán siendo altos así como la fluencia del LWAC [50]. También Short *et al.* [54] afirma que la fluencia es invariablemente mayor para el LWAC que para el NDC. Se espera, generalmente, una diferencia del 20 al 60% en la fluencia respecto a la del NDC. A mayor fluencia final, menor es la resistencia.

De la Figura 4, se puede deducir una conclusión errónea ya que la fluencia del LWAC exhibe una amplia dispersión, mientras que la fluencia del NDC podría ser representada por una curva. Es bien conocido, sin embargo, que también la fluencia del NDC exhibe una dispersión amplia. Según Troxell *et al.* [55] la deformación unitaria por fluencia del NDC hecho con diferentes áridos puede variar entre $250 \cdot 10^{-6}$ y $750 \cdot 10^{-6}$ después de 90 días bajo carga y entre $450 \cdot 10^{-6}$ y

$1150 \cdot 10^{-6}$ después de un año. Los hormigones considerados por Troxell eran todos NDC y bastante homogéneos, con una relación agua/cemento de 0,59, una relación árido/cemento de 5,7 y una resistencia de 5,5 MPa. Los valores bajos de la figura corresponden a hormigones con NDA de caliza, y los valores altos son los de NDC con NDA de arenisca.

Como en el caso del NDC, parece no existir una relación simple entre la fluencia y la deformación instantánea para el LWAC [50]. A pesar de todo, se han observado distintas tendencias generales. La Figura 5 muestra curvas de fluencia específicas tanto para el LWAC como para el NDC [56]. Como aparece indicado en la leyenda de esta figura el periodo de aplicación de la carga era diferente. Se debe tener en consideración ésto al comparar las diferentes curvas de fluencia.

4.2.2. Efecto del módulo de elasticidad del árido

La fluencia del hormigón depende, en gran medida, del contenido de pasta. En el Cembureau [10] se ha llegado incluso a afirmar que para el mismo contenido de pasta de cemento la fluencia del LWAC es la misma que la del NDC. Kordina [51] incluso afirmó que el módulo de elasticidad del árido no afectaría los valores finales de fluencia del LWAC [50]. Este último, sin embargo, no está confirmado por la existencia de datos experimentales.

Desde un punto de vista teórico también cabe esperar diferente comportamiento frente a la fluencia entre el LWAC y el NDC. Datos experimentales han revelado un efecto distinto del módulo de elasticidad del árido. En primer lugar, a diferencia del NDA, algunos LWA exhiben alguna fluencia [51], lo cual afectará al potencial de fluencia del hormigón hecho con estos áridos. El efecto teórico del módulo de elasticidad del árido sobre las deformaciones progresivas ha sido analizado en detalle por Neville *et al.* [50]. Con este propósito Neville se refirió al trabajo de algunos autores [58], que había representado el hormigón como un sistema de dos fases.

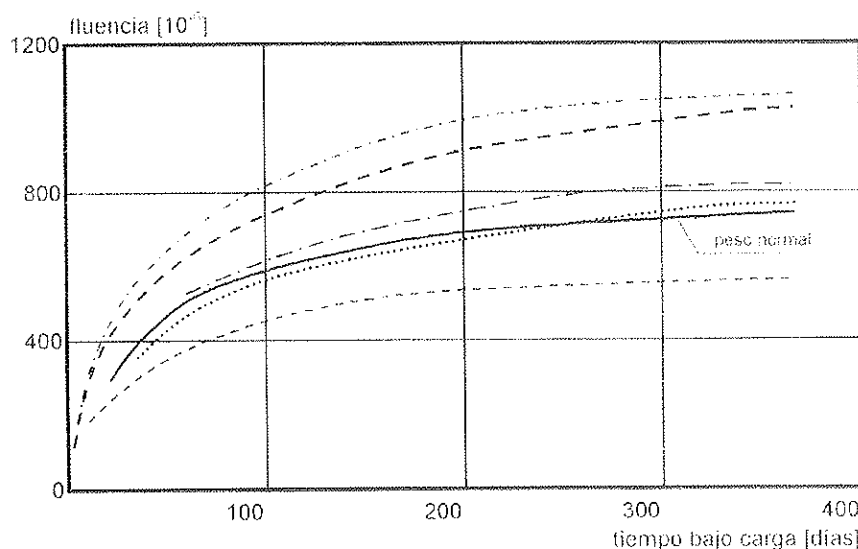


Figura 4. Comportamiento de deformación del hormigón bajo carga constante y en la descarga.

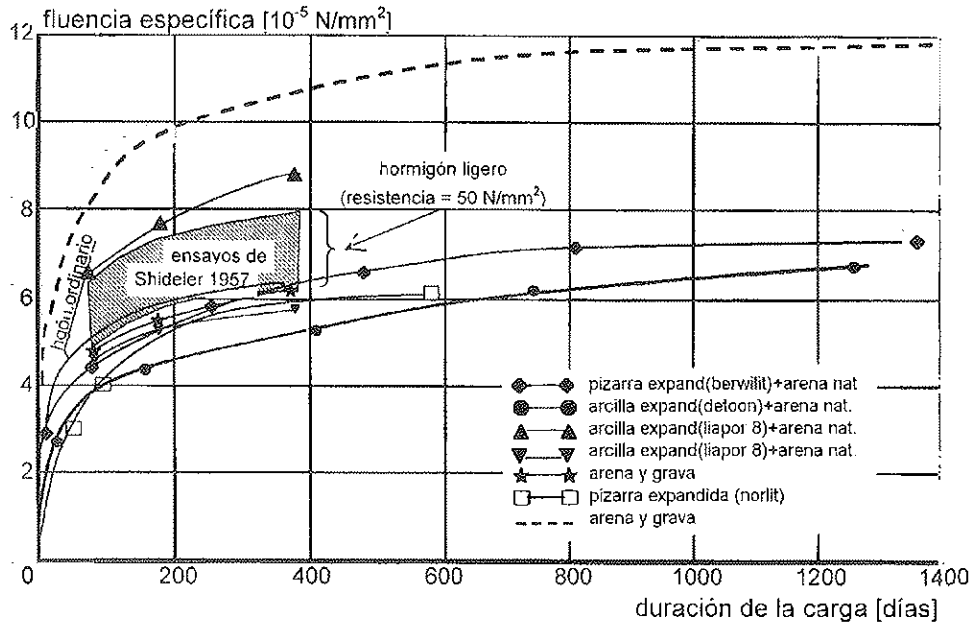


Figura 5. Curvas de fluencia para el LWAC y para el NDC (CEB/FIP, 1977).

Sobre la base de un modelo de dos fases, la transferencia de esfuerzos de la fase de la matriz a los áridos, mencionados en el apartado anterior y el efecto de esta transferencia sobre la fluencia pueden ser explicados. El grado y la magnitud de la fluencia debe ser mayor cuanto menor sea el módulo de elasticidad del árido.

donde E_{LWAC} y E_{NDC} son los módulos de elasticidad del LWAC y del NDC, respectivamente. Basado en una comparación de deformaciones progresivas de 21 diferentes LWAC y otros 6 NDC, Reichard [53] llegó a la conclusión de que después de un año la fluencia del LWAC es generalmente un 20% mayor que la del NDC.

En el manual CEB/FIP sobre el LWAC la fluencia específica del LWAC se afirma que excede a la del NDC de una composición similar en un 10 a un 30 por ciento [56]. El coeficiente de fluencia para el LWAC está relacionado con el del NDC de acuerdo a:

$$\varphi_{LWAC} = 1.2 \frac{E_{NDC}}{E_{LWAC}} \cdot \varphi_{NDC}, \quad (4.2)$$

4.2.3. Relación esfuerzo / resistencia

La bibliografía de CEB/FIP [56] ha revelado que para la misma resistencia en el momento de la carga, la fluencia específica del LWAC y del NDC es del mismo orden (Figura 6). Los valores típicos para una fluencia final del LWAC son de $6,5$ a $9,0 \cdot 10^{-5}$ [56]. Resultados similares fueron encontrados por Cembureau [57] y por Neville *et al.* [50].

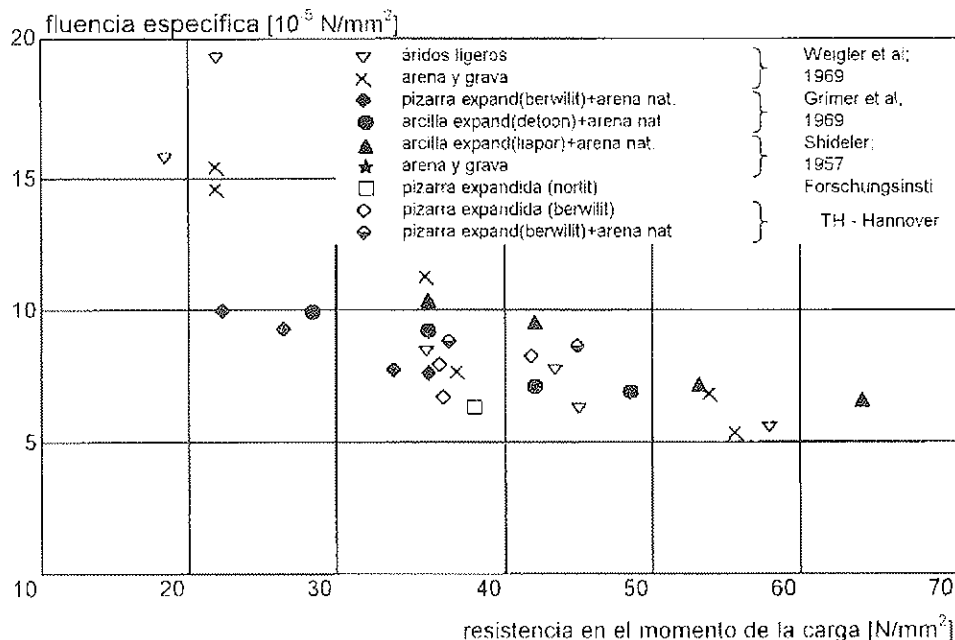


Figura 6. Fluencia específica final en función de la resistencia en el periodo de carga.

La influencia de la relación esfuerzo/resistencia sobre la fluencia se aplica generalmente tanto al LWAC como al NDC. Datos experimentales de Reichard [53] confirman este fenómeno. La fluencia del LWAC es proporcional al esfuerzo aplicado hasta, aproximadamente, el 60% de su resistencia, igual es el caso con el NDC [56].

4.2.4. Tipo de árido

Los LWA, particularmente la arcilla expandida, están por sí mismos casi libres de fluencia. El tamaño, la forma y la textura de muchos LWA son de un tipo tal que el hormigón requiere un alto contenido de cemento con el propósito de conseguir mezclas trabajables. Dado que un incremento del contenido de cemento, y por lo tanto del contenido de pasta, aumenta el valor de la fluencia, la granulometría de las partículas aumenta indirectamente el valor de la fluencia. Las partículas con una superficie compacta son calificadas de favorables [56].

Para algunos tipos de LWA, por ejemplo cenizas volátiles sinterizadas, la velocidad inicial de la fluencia del LWAC es siempre considerablemente mayor, pero el valor final no difiere en gran medida del de otros tipos de LWAC.

4.2.5. Momento de puesta en carga

El efecto del momento de puesta en carga sobre la fluencia del LWAC ha sido investigado por Probst *et al.* [59]. En su investigación fueron considerados tres tipos diferentes de LWA.

Las muestras de hormigón fueron todas curadas de la misma manera: los primeros 7 días al 100% de humedad relativa y posteriormente al 65% de humedad relativa, y a una temperatura de 20° C. Los momentos de puesta en carga fueron diferentes en los distintos ensayos: 3 y 28 días, siendo en todos los casos la carga un 33% de la resistencia a la compresión. Los valores últimos de fluencia para estos LWAC variaron desde 1,16 a 1,63. Se debe aclarar que la discrepancia entre estos valores es en parte atribuible a las diferencias en los periodos de puesta en carga.

4.2.6. Deformación elástica diferida

La fluencia total está compuesta por una deformación elástica diferida más un movimiento no elástico de naturaleza viscosa. La deformación elástica diferida es el resultado de la energía potencial almacenada en las partículas de los áridos. Por lo tanto, la deformación elástica diferida depende de las propiedades elásticas del árido. La deformación elástica diferida del NDC es alrededor de 0,4 veces la deformación dependiente de tiempo. En el LWAC con LWA de resistencia media y alta, se ha encontrado una relación de 0,2 a 0,3 [10].

Hofmann *et al.* [60] encontró valores de recuperación de fluencia del LWAC entre 0,3 y 0,4. Para NDC se obtienen valores desde 0,24 para un hormigón con una relación agua/cemento = 0,31, hasta 0,41 para un hormigón con una relación agua/cemento = 0,53. La norma DIN 4227 da un valor de 0,4.

4.3. Relajación

La relajación puede ser relacionada con la fluencia mediante la conocida expresión:

$$\psi(t, \tau) = e^{-\sigma(t, \tau)}, \quad (4.3)$$

en la cual $\psi(t, \tau)$ es el factor de relajación. Es obvio que a partir de la relación entre la fluencia y la relajación, las diferencias en el comportamiento de la fluencia entre el LWAC y el NDC también pueden aplicarse para la relajación. En la bibliografía consultada no se encontraron indicaciones que sugirieran que la relación entre la fluencia y la relajación formalizada en la expresión (4.3) no fuese aplicable para el LWAC. Parece justificado, por lo tanto, adoptar esta expresión también para analizar el desarrollo de esfuerzos dependientes del tiempo en el LWAC.

4.4. Retracción

4.4.1. Generalidades

El transporte de la humedad en el NDC con áridos densos se determina principalmente por la permeabilidad de la matriz. En el LWAC la estructura porosa de los áridos puede contribuir a la permeabilidad del hormigón. Al mismo tiempo, los áridos pueden servir como recipientes de contención de agua, cuya presencia puede afectar sustancialmente al transporte de agua a través del hormigón. Dado que el transporte de agua es la base para la existencia de la retracción, las propiedades de las partículas del LWA son propensas a afectar a las propiedades de la retracción del LWAC.

Para conseguir un LWAC con la misma resistencia que un NDC, se puede usar un mayor contenido en pasta. Esto es debido a la menor resistencia del LWA [56]. Dado que el contenido de pasta determina mayoritariamente el potencial de retracción del hormigón, el LWAC muestra una mayor deformación de retracción que el NDC, a igualdad de resistencia.

4.4.2. Ensayos sobre retracción

Los ensayos de retracción realizados en ambiente seco han dado como resultado una retracción del LWAC estructural del 0.4 al 1.0%. Esto es, aproximadamente de 1 a 1,5 veces la deformación final de retracción del NDC de igual resistencia [10]. Para el LWAC hecho con LWA del tipo de pizarra expandida o arcilla expandida, con una resistencia de 30 a 50 MPa, almacenados a 20° C y 65% de humedad relativa, se ha encontrado una retracción final de 0.5 a 0.6% [56]. Se debe tener en cuenta que estos valores de la retracción son solamente indicativos, dependiendo del modo particular de curado y del tamaño de las probetas utilizadas en los ensayos.

Hofmann *et al.* [61] desarrolló ensayos de retracción con diferentes hormigones. Encontró una diferencia en las deformaciones de retracción de aproximadamente un 30%. Estas diferencias eran del mismo orden de magnitud que las

encontradas entre los valores de fluencia de los mismos hormigones.

Basándose en un estudio bibliográfico presentado por Theissing *et al.* [62], se concluyó, que la retracción del LWAC es a menudo más elevada que la del NDC, particularmente para resistencias bajas. Para hormigón con una resistencia en probeta cilíndrica a 28 días de 21 Mpa, la retracción después de un año fue un 35% más elevada que la del NDC de similar resistencia.

Probst *et al.* [59], ha informado sobre ensayos de retracción en diferentes LWAC hechos con varios tipos distintos de LWA. El curado de las muestras, con una sección de 150 x 100 mm², se llevó a cabo al 100% de humedad relativa durante los primeros 7 días y después al 65%. La temperatura de curado fue de 20°C. El curado a siete días bajo condiciones húmedas causó un entumecimiento del 0,1‰, seguido por una contracción del 0,5 al 0,6‰ en la dirección longitudinal y del 0,8-0,9‰ en la dirección transversal. Las deformaciones fueron acompañadas por una pérdida de peso del 0,3% durante los primeros siete días hasta un 5-6% después de dos años. Después de un periodo de secado de 3 a 4 años la retracción y la disminución de peso no habían aún finalizado. Como media se concluyó que la retracción de los LWAC tomados en consideración era del 50 al 130% mayor que la indicada en las recomendaciones alemanas.

4.4.3. Efecto del módulo de elasticidad del árido sobre la retracción

El efecto de la rigidez del árido sobre la retracción de la matriz seca es similar al efecto del árido sobre las deformaciones progresivas. A mayor rigidez del árido menor es la retracción de la matriz, y la retracción de fraguado del hormigón [10]. Según Richards [53] la retracción es inversa-

mente proporcional al módulo de elasticidad del hormigón. Además, encontró que esta se desarrollaba casi de forma lineal con la fluencia

4.4.4. Efecto de las características del LWA

La forma irregular de las partículas, de la granulometría y de la textura de la superficie tiende a incrementar la retracción debido a una mayor demanda de agua y a la necesidad de más pasta de cemento para una capacidad de trabajo dada [56]. En el caso de árido machacado con una forma irregular y una estructura de poros permeables, la retracción puede elevarse aproximadamente a 1‰ [52], [53]. Cuando se sustituyen los LWA finos por arena natural puede reducirse la retracción considerablemente. El efecto de reducir la retracción mediante el uso de arena natural ha sido también experimentado por Kruml [63]. La sustitución del LWA fino por arena natural reduce la retracción en un 12%.

El movimiento de la humedad desde la pasta al medio ambiente es compensado al principio por el agua almacenada en los áridos porosos. Esto causa un retraso de la retracción del LWAC comparado con el del NDC [57]. El mismo fenómeno ha sido también publicado por Theissing *et al.* [62]. Al principio la retracción es menor que para el NDC debido a la humedad en el árido.

Debido a la estructura porosa de los LWA, estos áridos son susceptibles a la retracción por sí mismos. Esto ha sido mencionado como una de las razones por las que la retracción del LWAC es generalmente más elevada que la del NDC [64]. En su trabajo experimental Hofmann *et al.* [60] observó un interesante fenómeno. En el LWAC de alta resistencia las deformaciones por retracción toman una dirección opuesta para edades de hormigón de 5 a 10 años (Figura 7). En los ensayos de Hofmann la absorción de agua desde el exterior

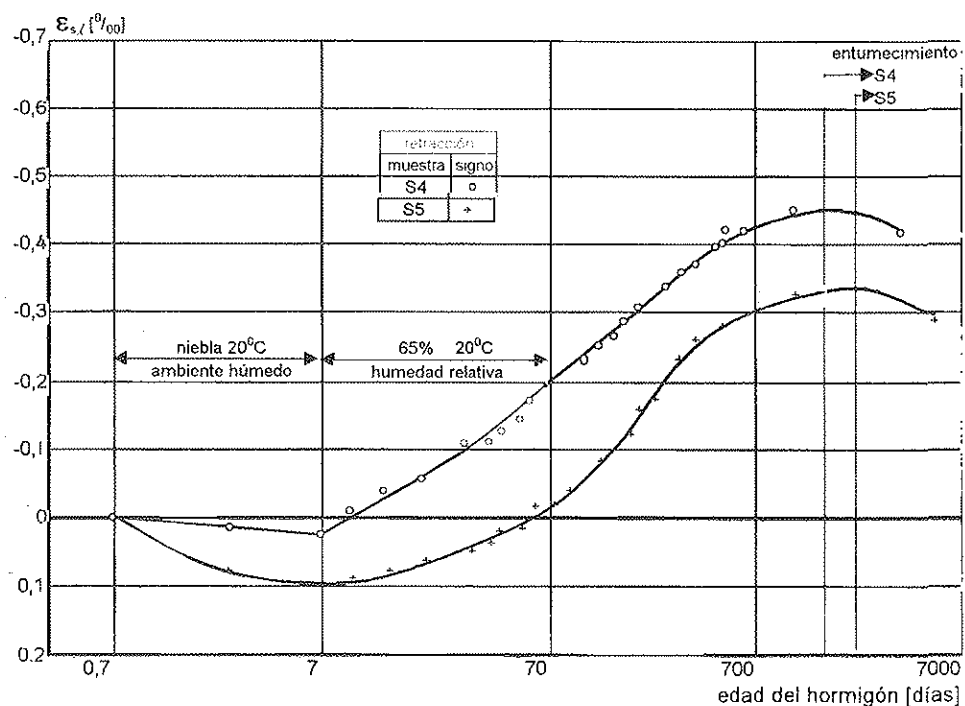


Figura 7. Entumecimiento y retracción del LWAC de alta resistencia. Entumecimiento después de un periodo de 5-10 años (Hoffmann, 1938b).

estaba impedida atribuyéndose el fenómeno al agua en los áridos.

4.4.5. Efecto de la forma y del tamaño del elemento

En la práctica de la ingeniería la retracción es a menudo considerada como una propiedad dependiente del tamaño y la forma. Para estructuras delgadas el efecto de la forma para el LWAC es similar que para el NDC [56]. En el caso de elementos gruesos la retracción es retrasada por la presencia de agua en las partículas del LWA, y puede ser precedida por un entumecimiento. Este entumecimiento es causado por una succión de agua desde las partículas del árido hacia la matriz. Se ha encontrado una retracción final del hormigón hecho con áridos previamente humedecidos que era del mismo orden que [65], o incluso más elevada que la del LWAC hecho con áridos secos [66].

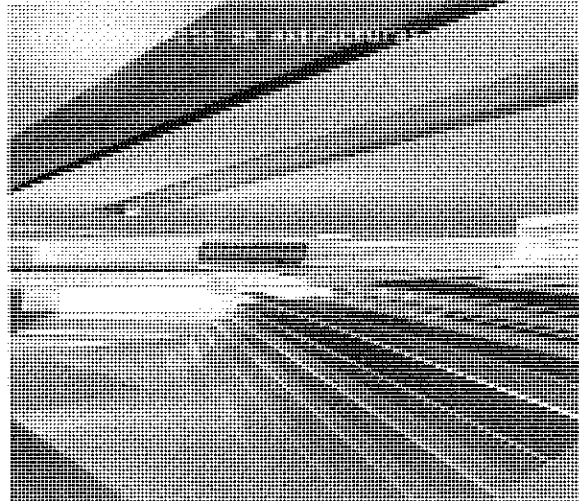
5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Asgeirsson, H., (1994). Hekla pumice in Lightweight Concrete. IBRI, 45 p.
- [2] Owens, P.L. (1993). Lightweight aggregates for structural concrete. Structural Lightweight Aggregates Concrete, pp 1-18. Chapman & Hall, London.
- [3] Newman, J.B. (1993). Properties of structural lightweight concrete in structural lightweight concrete. Ed. J.L. Clarke, Blackie, Chapman & Hall, London, pp. 19-44-
- [4] Erlien, O. (1997). Lightcon report 2.10 "Heidrun TLP - Utilization of LWAC, SINTEF STF22 A97830, Trondheim, Norway.
- [5] Clarke, J.L. (1993), Design requirements. Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp 45-74. Chapman & Hall, London.
- [6] FIP (1983) Manual of LWAC - 1983.
- [7] Áridos Ligeros S.A. (1997). Dossier Técnico. Hormigón Ligero Estructural. Madrid
- [8] CEN prEn 206 (1997). Concrete - Performance, production and conformity.
- [9] Weigler, H., Karl, S., Lieser, P. (1972). The bending load capacity of reinforced lightweight concrete. Betonwerk und Fertigteil-Technik 38, NO. 5. Pp. 324-334 and No. 6, pp. 445-449.
- [10] Cembereau (1974). Lightweight Aggregate Concrete - technology and world applications. Editor G. Bologna.
- [11] Dutch Concrete Society (1997). Structural lightweight-aggregate concrete for marine and offshore applications. Concrete Society, Technical Report no. 16.
- [12] ACI 213 R-87. (1987). Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete, 27 p.
- [13] Punkki, J., Gjarv, O.E. (1995). Effect of water absorption by aggregate on properties of high strength lightweight concrete. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp 604-6126. Editors: I. Holand *et al.*
- [14] Hammer, T.A., Narum, T., Smeplass, S. (1992). Materialutvikling hoyfast betong, delrapport 2.6. Bestemmelse av riktig materialsammensetning i lettbetong" - Sineft report STF70 A92026, Trondheim, Norway.
- [15] Thorenfeldt, E. (1995). Design Criteria of Lightweight Aggregate Concrete. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp 720-732. Editors; I. Holand *et al.*
- [16] Zhang, M.H., Gjarv, O.E. (1995). Properties of High-strength Lightweight Concrete. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp. 683-693. Ed. I. Holand *et al.*
- [17] CEN ENV 1992-1-1 (1992). Eurocode 2: Design of concrete structures.
- [18] Pankhurst, R.N.W. (1993). Construction. Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp 75-105. Chapman & Hall, London.
- [19] Helgesen, K.H. (1995). Lightweight Aggregate Concrete in Norway. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp 70-79. Editors: I. Holand, T.A. Hammer and F. Fluge.
- [20] Johnsen, H. (1995). Construction of the Strovset free cantilever bridge and the Nordhordland cable stayed bridge. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, pp. 517-532.
- [21] Smeplass, S. (1996). Lightcon-report 2.13: Specifications and Production Guidelines for Light Weight Aggregates and Light Weight Aggregate Concrete, SINTEF report STF22 A96836 Trondheim, Norway.
- [22] LettKon report (1998). Experience with the use of LWAC at the Raftsundet bridge. Sintef, Trondheim, Norway.
- [23] Smeplass, S (1998). Pumpbarhet av lettbetong med impregnerte, forjuktete og ubehandlede lettilslag. LettKon report r.s, Sintef, Trondheim, Norway, (To be published in 1998).
- [24] Bauer, H., Poppy, W. (1974). Grundlagen für das Pumpen von Leichtbeton. Untersuchungen über den Einfluss des Wasserhaushalts leichter poröser Zuschläge auf die Pumpwilligkeit von Leichtbeton. Forschungsreihe der deutschen Bauindustrie, Vol. 17.
- [25] Lazarus D. (1993). Lightweight concrete in buildings. Structural Lightweight Aggregate Concrete, pp 106-149. Chapman & Hall, London.

- [26] Smeplass, S. (1997) Lightcon Rapport. DP2: Specifications and Production Guidelines for Light Weight Aggregates and Light Weight Aggregate Concrete, SINTEF report STF22 196836 Trondheim, Norway.
- [27] Thienel, K-CH, (1996) Materialtechnologische Eigenschaften der leichtbetone aus Blatton. TFB Seminar on Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau, Switzerland.
- [28] Yen, T., Chen, H.G., Lin, S.C. (1995). On the compaction of light weight aggregate concrete with internal vibrator. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp. 409-417. Ed. I. Holand, *et al.*
- [29] Comisión de Materiales del Comité Español del C.E.B. (1983). Recomendaciones para hormigones estructurales de áridos ligeros. Asociación Técnica del Pretensado, Madrid.
- [30] Hammer T.A. (1993). High Strength Concrete, Report 4.11: Effect of Moisture on the Mechanical Properties of High Strength Concrete. SINTEF-report STF70 A93088. Trondheim, Norway.
- [31] Ronne, M., Hammer, T.A., Justnes, H., Meland, I.S., Jensen, V., Smeplass, S. (1995). Chemical stability of LWAC exposed to high hydration generated temperatures. CEB/FIP International Symposium on Structural lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord Norway, pp 505-516. Ed: I. Holland, *et al.*
- [32] FIP/CEB (1990). High Strenght Concrete - State of the art report. Ed.: Helland *et al.*
- [33] Pfeiffner *et al.* (1981). Landgren, Energy efficient accelerated curing of concrete - A laboratory study for plant-produced prestressed concrete. Technical report no. 1., Prestressed Concrete Institute, Chicago.
- [34] Helland *et al.* (1990) FIP/CEB High Strenght Concrete - State of the art Report. CEB Bulletin No. 197/FIP publication SR 90/1
- [35] Bardhan-Roy, B.K. (1995). Lightweight aggregate concrete in the UK. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandfjord, Norway, pp 52-69. Editors: I. Holand, *et al.*
- [36] Smeplass, S. (1992), Mechanical Properties - Lightweight Concrete. Report 4.5 Hight Strenght Concrete. SPA - Materials Desing, SINTEF.
- [37] Ronne, M., Hammer, T.A. (1993). LWA Concrete for Floaters. SP3 Mechanical Properties. Report 3.1 Mechanical Properties of Concretes with Strenght Grades LC30 and LC40. SINTEF Report STF70 A93040.
- [38] Curcio, F., Galeota, D., Gallo, A., Giammaatteo, M., (1998), High-performance Lightweight Concrete for the Precast Prestressed Concrete Industry. Proc. 4th. Int. CANMET/ACI/JCI Symposium, TO-kushima, Japan, pp. 389-406.
- [39] Bjerkeli, L., (1992), High-Strength Concrete SP1 Beams and Columns. Report 1.1. Ductility of Spirally Reinforced Columns. SINTEF Report STF70 A92120.
- [40] Justnes, H. (1993). LWA Concrete for Floaters. SP8 Effect of Evolved Heat on Microstructure. Report 8.1 Influence on Set and initial Curing Temperature on Composition of Paste. SINTEF Report STF70 A93044.
- [41] Smeplass, S. (1997), Lightcon Rapport. DP3 Konstruktiv vierkemate og dimensjonering. Fasthet under langtidslast. (In Norwegian: Structural Performance and Desing. Strenchth under Long-Term Loading). SINTEF - rapport STF22 A97835.
- [42] Sandvik, M., Smeplass, S. (1996). Modified Norma Density (MND) Concrete for the Troll BGS Platform. Fourth International Symposium on Utilization of Hight Strenght Concrete, Paris. France.
- [43] Hoff, G.C. (1996). The development of high-performance concrete for offshore concrete structures. Concrete for Infrastructure and Utilities . Editors; Dhir, R.K. *et al.*, pp.383-394.
- [44] CUR Centre for Civil Engineering Research and Codes (1995). Structural gehaviour of concrete with coarse lightweight aggregates. Report 173, Gouda, Netherlands.
- [45] Walraven, J.C., Al-Zubi, N. (1995). Shear capacity of lightweight concrete beams with shear reinforcement. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Noeway, pp. 256-266. Editors: I. Holand, *et al.*
- [46] Thorenfeldt, E., Stemland, H., (1995). Shear capacity of lightweight concrete beams without shear reinforcement. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp 244-255. Editors: I. Holand, *et al.*
- [47] Bjerkeli, L., Hansen, E.A. Thorenfeldt, E. (1995) Tension lap splices in high strenght LWA concrete. CEB/FIP International Symposium on Structural lightweight Aggregate Concrete. Sandefjord, Norway, pp. 131-142 Ed. I. Holand, *et al.*
- [48] Munkeby, J., Dyken, T., Stemland, H., Thorenfeldt, E. (1995). Full Scale Tests of Wall Panels sith Lap Spliced Reinforcement. International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete. Sandefjord, pp. 694-231, Norway.
- [49] Hammer, T.A., Smeplass, S. (1995). The influence of lightweight aggregate properties on material properties on the concrete. CEB/FIP International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway, pp 517-532. Editors: Holand, I., *et al.*
- [50] Neville, A.M., Dilger, W.H. Brooks, J.J. (1982). Creep of plain & structural concrete. Construction Press, London, 361 p.
- [51] Kordina, K. (1960). Experiments on the influence of the mineralogical character of aggregates on the creep of concrete. RILEM Bulletin, Paris, No. 6, pp. 7-22.
- [52] Shideler, J.J. (1957). Ligthweight concrete for structural use. ACI-Journal, 54, pp. 111-122.

- [53] Reichard, T.W. (1964). Creep and drying shrinkage of lightweight and normal weight concretes. Monograph No. 84, Nat. Bur of Standars, Washington DC. 3 pp.
- [54] Short, A., Kinniburgh, W. (1963). Lightweight concrete. John Wiley & Sons, New York, 368 p.
- [55] Troxell, G.E., Raphael, J.M., Davis, R.E. (1958). Long-term creep and shrinkage test of plain and reinforced concrete. Proc ASTM, 58, pp. 1101-20.
- [56] CEB-FIP Manual (1977). Lightweight Aggregate Concrete. CEB-FIP Manual of Design and Technology, The Construction Press, London, 1977, p. 169.
- [57] Cembureau (1974). Lightweight Aggregate Concrete, Paris.
- [58] Counto, U.J. (1964). The effect of the elastic modulus of the aggregate of the elastic modulus, creep and creep recovery of concrete. MCR., Vol. 16, Nmo. 48, pp. 129-138.
- [59] Probst, P., Stöckl, S. (1980). Versuchen zum Kriechen und Schwinden von Hochfesten Leichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 313, pp. 58-81.
- [60] Hofmann, P., Stöckl, S. (1983). Versuche zum Ruchkriechen von hochfestem Lichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. H. 343. pp. 21-247.
- [61] Hofmann, P., Stöckl, S (1983). Versuche zum Kriechen und Schwinden von hochfestem Leichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. H. 343, pp.1-20.
- [62] Theissing. E.M. *et al.* (1971). Lichtbeton (Light weight concrete). CUR-report 48. 208 p.
- [63] Kruml, F. (1968). Short-and long-term deformation of structural lightweight aggregate concrete. Fist Int. Congress of Lightweight Concrete. Vol. 2, 185-191.
- [64] Liu, X., Yang, Y, Jiang, A. (1995). The influence of lightweight aggregate on the shrinkage of concrete. CEB/FIB International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Snade-fjord, Norway, pp. 555-562, Editors: Holland, I., *et al.*
- [65] Heufers, H. (1970). Long term shrinkage and creep investigations on high strenght lightweight concrete and comparable ordinary concretes. Technisch-wissenghaftlichen Mitteilungen der FA. D&W, Heft.5.
- [66] Rostasy, F.S., Teichen, K. Th., Alda, W. (1972). Shrinkage and creep of lightweight concrete made of aggregates with different moisture contents. Test Report of the Otto-Graf Inst., TU Stuttgart.

NÚMEROS GORDOS



Este libro pretende que su lector, usualmente apresurado, tenga a mano un recordatorio de métodos sencillos que le ayuden a tener un orden de magnitud de algunos problemas estructurales.

Se garantiza así una aproximación al fenómeno, no un resultado exacto del mismo. Una aproximación en la que el tiempo empleado es cincuenta veces menor que el utilizado en hacer un número más exacto, a cambio de admitir una pequeña desviación del resultado, siempre del lado de la seguridad.

TEMAS

HORMIGÓN [Cimentaciones, Muros, Pilares, Vigas, Losas y Escaleras] | ACERO | MADERA | VARIOS | EJECUCIÓN | GEOTECNIA

AUTORES

Juan Carlos Arroyo | Guillermo Corres | Gonzalo García-Rosales | Manuel G. Romana | Antonio Romero | Ramón Sánchez Fernández | Óscar Teja
Ingenieros de Caminos y arquitectos



CINTRA
DIVULGACIÓN TÉCNICA

www.cintra-dt.com

NÚMEROS GORDOS

en el proyecto de estructuras

Tensión crítica de abolladura a cortante de almas esbeltas de vigas metálicas de inercia variable

Critical shear buckling stress of slender tapered web panels

A. Víctor Zárate Galván

Ingeniero Civil

Instituto Mexicano del Transporte



Enrique Mirambell Arrizabalaga

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Catedrático del Departamento de Ingeniería de la Construcción. UPC

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

RESUMEN

Ante determinadas situaciones de diseño de estructuras metálicas (pórticos de edificios metálicos, puentes metálicos y puentes mixtos), las tensiones que se desarrollan en los elementos pueden ser considerables y no resistidas con secciones de perfiles laminados (perfil I y H). El problema se resuelve mediante el dimensionamiento de vigas o pilares armados proyectados "a medida", los cuales, se forman ensamblando placas de acero por medio de los elementos de unión (uniones atornilladas, uniones soldadas). Por otro lado, para conseguir, si cabe, elementos estructurales óptimos, en muchas ocasiones dichas vigas o pilares armados se proyectan con una variación longitudinal de su sección en función de la distribución de tensiones, definiendo así, elementos armados metálicos de inercia variable. Ello se realiza mediante un panel de alma cuya altura varía a lo largo de la directriz y dos paneles (alas), de modo que, se obtiene un elemento que utiliza material resistente, únicamente, allá donde es requerido y, por consiguiente, con disminución del peso propio. Habitualmente, la variación del canto del alma es lineal; y si no es así, puede aproximarse a ella.

Respecto al comportamiento estructural de las vigas de inercia variable, una de sus principales características es la significativa esbeltez del alma, por lo cual, la abolladura ocurre, a menudo, en el rango elástico del material procediendo posteriormente a la plastificación del acero. En particular, en este artículo se presenta una formulación analítica que permite determinar la tensión crítica de abolladura a cortante del panel de alma de vigas de inercia variable para un parámetro

de forma, a , igual a la unidad. Dicha formulación, ha sido obtenida a partir de estudios numéricos de inestabilidad de placas y considera la influencia que ejercen las alas en la definición de las condiciones de contorno del propio panel de alma.

SUMMARY

In certain design situations of steel structures (steel building frames, and steel and composite bridges), the hot - rolled section beams (I and H) have not sufficient strength to resist the stresses that will be developed in the elements of the structure. By using tailored plate girders, which are usually made of several welded or bolted plates, this problem is solved. More efficient structural elements can often be achieved by designing these plate girders as tapered plate girders. This is usually done by means of a web panel, the depth of which varies as bending moment varies. These members will reduce not only the amount of material, but also the self - weight of the structure. Usually, the depth of the web plate varies linearly.

One of the main distinctive features in the structural behaviour of tapered plate girders is the considerable slenderness of the web. This often results in web buckling in the elastic range prior to the yielding of the steel. This paper presents an analytical formulation that makes it possible to determine the critical shear buckling stress of slender tapered web panels, which have an aspect ratio a , equal to unity. This formulation,



obtained on the basis of numerical studies of plate instability, takes into account the influence of the boundary conditions of the tapered web.

1. INTRODUCCIÓN

En el diseño y construcción de estructuras metálicas proyectadas para salvar luces importantes o resistir cargas fuertes, como es el caso de puentes y pórticos de edificación, las tensiones en las vigas suelen ser, por lo general, importantes. Frente a estas condiciones de diseño, cuando los perfiles laminados en caliente no presentan suficiente inercia o resistencia, o no resultan económicos, es necesario fabricar las vigas, enlazando, por medio de soldadura o de uniones atornilladas, placas de acero, consiguiendo así, una sección transversal capaz de resistir las tensiones normales y tangenciales inducidas por las cargas exteriores, constituyendo de esta manera las vigas armadas.

Con el objetivo de conseguir un elemento más eficiente, desde el punto de vista estructural, en muchas ocasiones, las vigas armadas se proyectan con variación de la inercia (canto variable) de tal manera que la sección resistente disminuye allá donde las solicitaciones son menores. Usualmente dicha inercia variable se consigue a través de un panel de alma cuya altura varía linealmente en función de la ley de momentos flectores del elemento y manteniendo horizontal el ala superior, ver Figura 1. Así pues, dicha variación permite la utilización de material resistente, únicamente, allá donde es requerido, conduciendo ello a una disminución del peso propio.

Habitualmente, la sección transversal de las vigas armadas de inercia variable se define a través de un panel de alma muy esbelto y dos paneles de alas robustas; las tensiones normales de flexión son resistidas por las alas, mientras que, el alma se ve sometida, principalmente, a tensiones tangenciales; dependiendo del nivel de tensiones, el alma puede abollar.

Diversos métodos de análisis y dimensionamiento de elementos estructurales de inercia (canto) variable han sido ya presentados por diversos autores. Dichos trabajos han permitido concluir que para pequeños ángulos de inclinación, de 10° o menos, la teoría de Bernoulli-Euler para vigas prismáticas conduce a resultados sumamente satisfactorios [Lee (1)].

No obstante para ángulos más elevados, tal conclusión no puede adoptarse fácilmente; ello es especialmente cierto cuando se analizan los fenómenos de inestabilidad local (abolladuras de alma y/o alas).

Cuando se proyecta una viga armada "a medida" es necesario prestar especial atención a los temas de inestabilidad y, en concreto, a la inestabilidad local del alma (abolladura del alma). La abolladura es fuertemente sensible a la geometría del elemento considerado y, por consiguiente, sensible a cómo varíe la altura del alma del elemento estructural en cuestión.

El comportamiento del alma hasta la abolladura bajo solicitaciones tangenciales se puede interpretar por medio de una combinación de dos componentes de igual magnitud, una de tracción y otra de compresión, donde la componente de compresión será la causante de la inestabilidad del panel que conducirá a la abolladura de éste. La tensión tangencial que causa dicha inestabilidad en el panel de alma es conocida como tensión tangencial crítica de abolladura. En la Figura 2a se muestra la deformada cualitativa del alma de una viga de inercia variable una vez ya ha abollado. Asimismo, en la Figura 2b se representa, a modo de ejemplo, la curva tensión tangencial - desplazamiento normal al plano medio de la chapa correspondiente al nodo del panel de alma que experimentaría el máximo desplazamiento.

Por otra parte, en el caso de vigas armadas prismáticas, el comportamiento estructural hasta agotamiento por cortante puede interpretarse a través de dos fases claramente diferenciadas. La primera, correspondiente a la tensión tangencial que ocasiona la abolladura del alma, donde, dicha tensión dependerá de la geometría del elemento y de las condiciones de contorno en el alma (unión alma - alas y alma - rigidizadores), y la segunda, correspondiente al proceso de rigidización postcrítica, que experimenta el panel, una vez ya ha abollado. Dicha capacidad postcrítica es interpretada a través de un mecanismo resistente, posterior a la abolladura, basado en el desarrollo de un campo diagonal de tracciones en el alma [Basler (2), Rockey y Skaloud (3), Rockey, Evans y Porter (4), Dubas y Gehri (5)].

Sin embargo, en el caso de vigas armadas de inercia variable, el comportamiento hasta agotamiento por cortante es prácticamente idéntico al de vigas rectangulares, por lo cual, para poder definir un modelo de cortante último es necesario

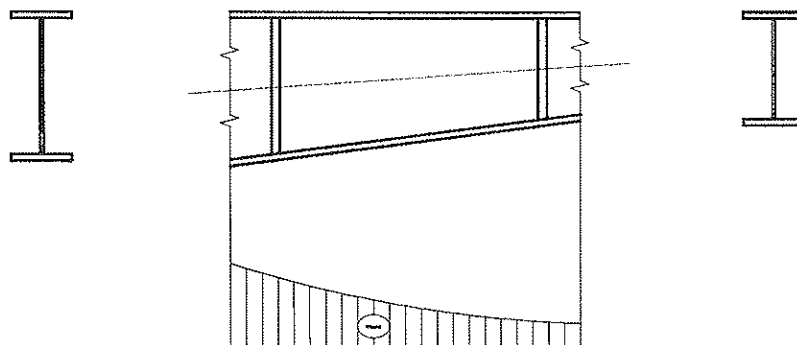


Figura 1. Vigas de inercia variable.

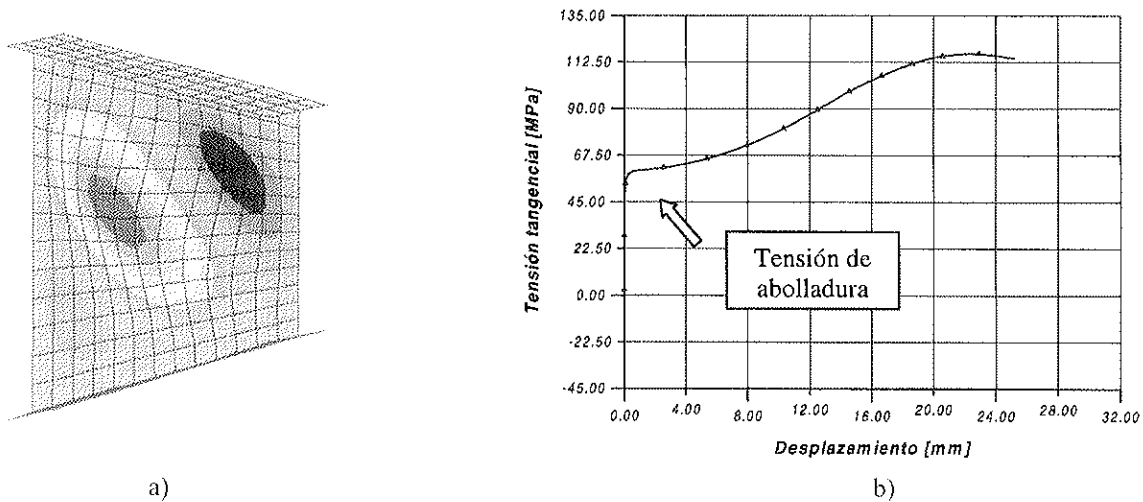


Figura 2. Abolladura del panel de alma de vigas de inercia variable.
a) Deformada cualitativa. b) Curva tensión tangencial - desplazamiento normal al plano medio del alma.

desarrollar, primeramente, expresiones analíticas que permitan cuantificar la tensión crítica de abolladura del alma. Este es el objetivo fundamental que se persigue en este trabajo y que se presenta en este artículo, para parámetros de forma del alma, α , igual a la unidad (α , en este estudio, representa el cociente entre la separación entre rigidizadores transversales verticales y el canto mayor del alma).

2. MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS

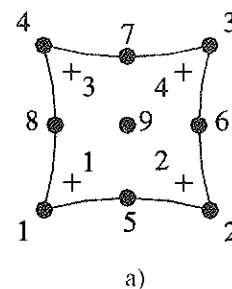
El estudio del comportamiento de vigas armadas de acero requiere un análisis estructural que evalúe la inestabilidad de chapas y el agotamiento resistente del material. Ello debe ser así porque en muchas ocasiones, y en especial en situaciones cercanas al colapso, ambos fenómenos están estrechamente acoplados.

Para valorar el correcto comportamiento de las vigas armadas, tanto en situación de servicio como en situación de rotura, es necesario emplear para ello métodos de análisis que, partiendo de una adecuada técnica para la descripción de su geometría e imperfecciones iniciales, permitan tratar con rigor aquellos temas relacionados con el comportamiento no lineal del material y la no linealidad geométrica.

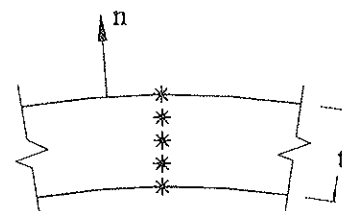
La investigación que se presenta en este artículo se ha realizado utilizando el código ABAQUS [Hibbitt, Karlsson & Sorensen (6)] el cual se basa en la teoría de los elementos finitos y permite considerar tanto la no linealidad geométrica como la no linealidad del material.

El estudio de las vigas armadas de inercia variable se ha llevado a cabo discretizando la geometría de dichos elementos por medio de elementos finitos de segundo orden tipo lámina, los cuales tienen nueve nodos y satisfacen numéricamente la teoría de placas delgadas de Kirchhoff. Por otra parte, este tipo de elementos utiliza integración reducida, disminuyendo así, el tiempo de cálculo en el ordenador. En lo que se refiere a las tensiones y deformaciones, éstas son calculadas en los puntos de integración (cuatro puntos de Gauss en la superfi-

cie del elemento)(ver Figura 3.a). A su vez, el comportamiento a través del espesor se obtiene por medio de cinco puntos de integración, los cuales son definidos utilizando la regla de Simpson (ver Figura 3.b).



a)



b)

Figura 3. Elemento finito tipo lámina utilizado.
a) Nodos y puntos de integración en la superficie.
b) Puntos de integración a través del espesor.

En los análisis realizados se ha considerado la hipótesis de grandes desplazamientos y pequeñas deformaciones, contemplando de esta manera, los fenómenos derivados de la no linealidad geométrica. La incorporación de grandes desplazamientos se realiza mediante una continua actualización de la geometría de la estructura tras cada incremento de deformaciones, de forma que la condición de equilibrio se establece sobre la configuración deformada.

El modelo constitutivo del acero es un modelo constitutivo biaxial e isotrópico, combinado con el criterio de plastificación de von Mises. Se considera en el acero un endurecimiento por

deformación cinemático, donde la superficie de plastificación puede desplazarse como un sólido rígido sin modificar su tamaño y forma, pudiendo reproducirse procesos monotónicos de carga y procesos de descarga y recarga. La relación tensión-deformación se basa en el característico diagrama σ - ϵ uniaxial del acero con comportamiento elastoplástico. En cualquier caso, el presente estudio se enfoca sólo hacia aquellas geometrías de piezas analizadas en donde la tensión crítica de abolladura no supere el rango elástico del material.

Los problemas estáticos donde se considera la no linealidad geométrica involucran, frecuentemente, comportamientos de pandeo y agotamiento, en los que la respuesta carga-desplazamiento muestra rigidez negativa y la estructura debe liberar energía para mantener el equilibrio. El modelo numérico utiliza un procedimiento de análisis no lineal en el que los estados de equilibrio durante las fases inestables de respuesta se hallan usando el método de "Riks modificado" [Hibbitt, Karlsson & Sorensen (6)], útil en el análisis de estructuras que presentan comportamiento no lineal geométrico y del material (comportamiento postcrítico, reblandecimiento del material y agotamiento).

2.1. Malla utilizada

La determinación del número de elementos finitos tipo lámina a utilizar en la discretización de las vigas de inercia variable (densidad de malla) se ha realizado mediante un análisis comparativo de los resultados obtenidos con el código *Abaqus* y la teoría clásica [Timoshenko y Gere, (7)]. Para ello, se ha analizado una placa cuadrada sometida a un estado de tensiones tangenciales con condiciones de contorno, en los cuatro bordes, de una placa simplemente apoyada. Dicha placa, cuyas dimensiones son 4000 mm y 12 mm de espesor, se ha discretizado con diferentes densidades de malla (2x2, 4x4, 8x8 y 16x16 elementos). Por otra parte, se adopta para el acero el módulo de elasticidad de $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ y el coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$.

En la Figura 4.a se observa las diferentes densidades de malla utilizadas en la discretización de la placa, mientras que

en la Figura 4.b se muestra la variación de la diferencia de resultados entre el código *Abaqus* y la teoría clásica para cada densidad de malla. Asimismo, se puede observar que dicha diferencia tiende a ser muy pequeña para densidades de malla mayores de 8x8 elementos.

Basados en los resultados anteriores, para el caso de un panel de alma con parámetro de forma α igual a la unidad, se ha adoptado una malla de 13x13. De la misma manera, en los paneles de alas se ha considerado una malla de 4x13 elementos.

2.2. Condiciones de contorno

En la literatura existen diferentes expresiones que permiten determinar la tensión crítica de abolladura a cortante de chapas de acero; dichas expresiones son función de la geometría de la chapa, de las características del material y de las condiciones de contorno [Timoshenko y Gere (7), Bleich (8)]. En el caso de vigas esbeltas de inercia variable, las condiciones de contorno del panel de alma dependen del grado de coacción al giro que pueda experimentar el panel en su contorno. Dicho grado de coacción, a su vez, depende de las características geométricas de los elementos de contorno, en este caso, alas y rigidizadores verticales.

Los trabajos de Basler y Thürlimann (9) y Porter et al (10), realizados para la definición de modelos de cortante último de vigas armadas, adoptaban la hipótesis de interpretar el panel de alma como un panel simplemente apoyado en sus cuatro bordes. Ostapenko y Chern (11) adoptan, sin embargo, condiciones de contorno simplemente apoyado en los bordes paralelos a los rigidizadores verticales, y condición de empotramiento en los bordes paralelos a las alas.

Recientemente, Lee et al (12) y Lee y Yoo (13) han concluido en sus estudios que adoptar la condición de borde simplemente apoyado en el panel de alma de vigas armadas para la determinación de la tensión crítica de abolladura a cortante es excesivamente conservador.

En el modelo numérico de análisis de vigas esbeltas de inercia variable se ha considerado la presencia de las alas y, por

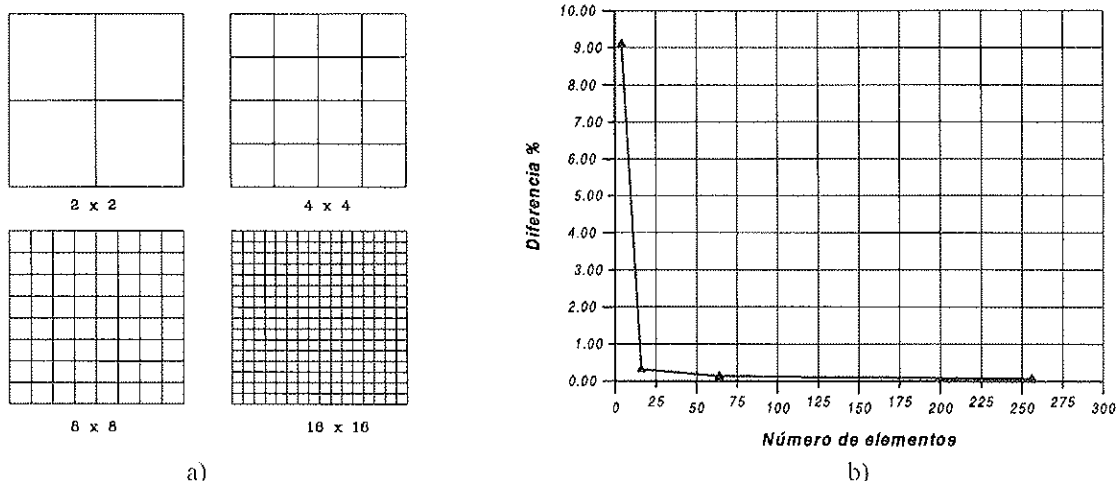


Figura 4. Densidad de malla.

a) Mallas consideradas. b) Variación de la diferencia de resultados entre el código Abaqus y la teoría clásica.

consiguiente, la influencia de dichas alas en la determinación de las condiciones de contorno en la unión ala - alma. En la unión panel de alma - rigidizador vertical, se ha considerado una línea de deformación nula y ha sido interpretada en el análisis como un borde simplemente apoyado.

En la Figura 5 y en la Tabla 1 se presentan las condiciones de contorno consideradas en el elemento.

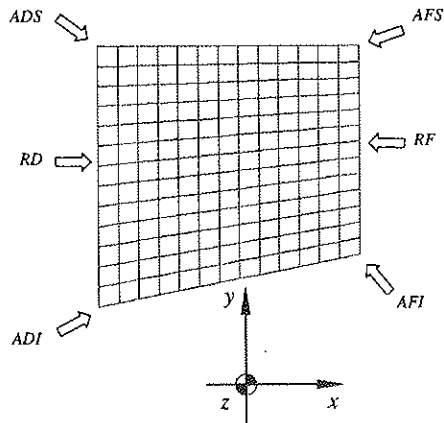


Figura 5. Condiciones de contorno consideradas en el análisis de un elemento de inercia variable.

Tabla 1. Condiciones de contorno

Bordes	u_x	u_y	u_z	φ_x	φ_y	φ_z
RD (Rigidizador dorsal)	0	1	1	1	0	1
RF (Rigidizador frontal)	1	0	1	1	0	1
ADS (Ala dorsal superior)	0	1	1	1	1	0
ADI (Ala dorsal inferior)	0	1	1	1	1	0
AFS (Ala frontal superior)	1	0	1	1	1	0
AFI (Ala frontal inferior)	1	0	1	1	1	0

(0 y 1 representan grados de libertad libre y restringido respectivamente).

2.3. Influencia de las imperfecciones iniciales

El modelo numérico a utilizar debe ser capaz de desencadenar el fenómeno de abolladura, lo cual se logra introduciendo, exclusivamente por razones del análisis, imperfecciones geométricas iniciales en los paneles que se analizan. Por consiguiente, se introduce una pequeña deformación fuera del plano medio de la chapa. La forma inicial de esta deformación atiende, de forma general, al primer modo de abolladura a cortante de los paneles a estudiar, correspondiente al modo de menor energía de deformación. La magnitud de dicha imperfección debe ser tal que no influya de forma significativa en el valor de la tensión crítica de abolladura del panel. En este estudio, el máximo desplazamiento impuesto, en la dirección normal al plano medio del alma, es de 0.01mm, es decir, en el entorno de 1/1000 del espesor del alma.

El código utilizado permite estudiar el comportamiento estructural del alma de vigas armadas de inercia variable a través de las curvas tensión tangencial - desplazamiento normal al plano medio del alma. Estas curvas corresponden al punto (nodo) del panel de alma en donde el desplazamiento nodal es máximo. En la Figura 6.a se muestran las dimensiones de las vigas de inercia variable analizadas. La Figura 6.b muestra diferentes respuestas estructurales en función de la tangente del ángulo de inclinación del ala inferior de las vigas de inercia variable.

De igual manera, el código permite estudiar la respuesta estructural del panel de alma en función de las imperfecciones iniciales. Se ha analizado un panel cuadrado con diferentes magnitudes de imperfección, y se han obtenido curvas tensión tangencial - desplazamiento normal en el punto donde se introduce la imperfección geométrica máxima (ver Figura 7). En el caso de la placa con pequeñas imperfecciones iniciales, para un valor de τ próximo a 67.0 MPa, de acuerdo con los resultados derivados del modelo, el desplazamiento nodal perpendicular al plano medio crece de forma brusca. En ese instante el panel ha abollado. La teoría lineal clásica de abolladura daría como resultado de la tensión crítica de abolladura

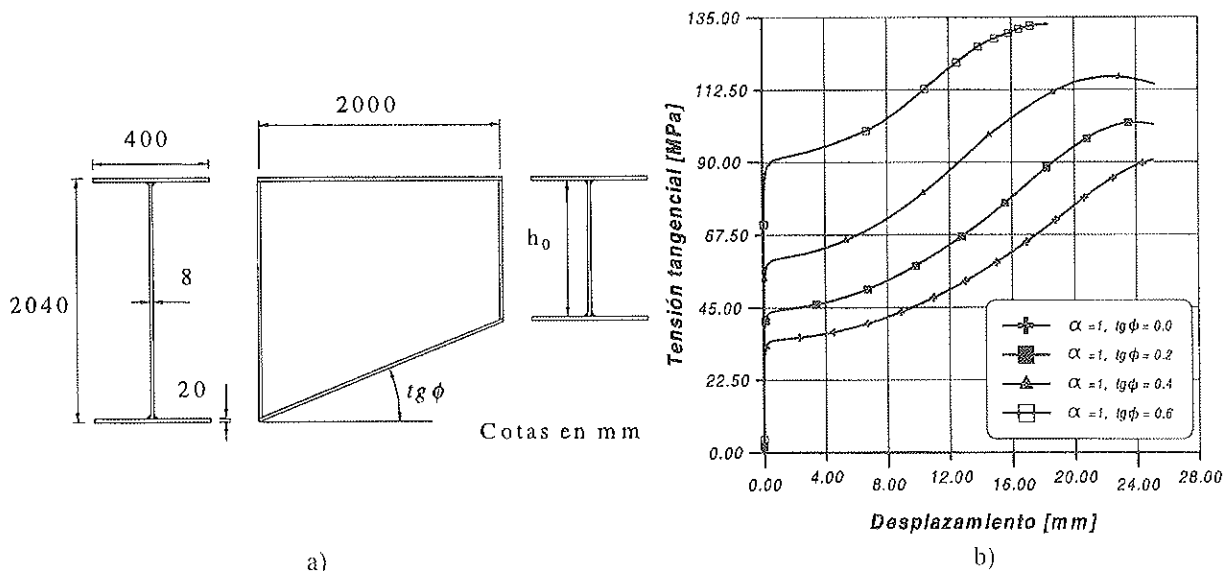


Figura 6. Comportamiento estructural del alma de vigas armadas metálicas de inercia variable. a) Dimensiones consideradas. b) Curva tensión tangencial - desplazamiento normal al plano medio del alma.

para esta geometría el valor de 65.05 MPa. Ambos valores de la tensión están muy próximos, pudiendo concluirse que la introducción de esta imperfección reproduce, de forma adecuada, el efecto perseguido de abollar el panel, sin que el valor de la tensión crítica de abolladura se vea afectado. En cualquier caso, un análisis detallado de la influencia de las imperfecciones iniciales, tanto en magnitud como en esquema, sobre el comportamiento en servicio de estructuras de chapa metálica (abolladura y "respiración del alma") puede encontrarse en la bibliografía [Roca, P., Mirambell, E. y Costa, J. (14), Costa, J., Mirambell, E. y Roberts, T.M. (15)].

3. ESTUDIO DE LA ABOLLADURA DEL PANEL DE ALMA

En este apartado se estudia el comportamiento a abolladura de paneles de alma de elementos de inercia variable, en los cuales el parámetro de forma α , relación entre la longitud del panel (distancia entre rigidizadores) y el canto mayor, sea igual a la unidad.

Se realiza, en primer lugar, un estudio paramétrico relativo a la influencia que ejercen las variables geométricas de diseño de elementos de inercia variable (vigas o pilares armados) sobre la abolladura del alma y, posteriormente, se formulan diferentes expresiones analíticas que permiten estimar la tensión crítica de abolladura de estos paneles de alma de canto variable. Tales expresiones se centran en la cuantificación de la tensión crítica en el canto menor del alma, debido a que en éste se localiza la tensión tangencial mayor, pudiendo de esta manera, determinar las geometrías donde el nivel de tensiones alcanza la plastificación del material antes de que ocurra la abolladura del panel de alma.

3.1. Parámetros geométricos

Se presentan a continuación los parámetros o variables geométricas, objeto del estudio paramétrico. La Figura 8 muestra los parámetros geométricos que definen el elemento estructural metálico, desde un punto de vista geométrico. Las variables de diseño, objeto de este estudio, se obtienen a través de la relación entre diferentes parámetros como son $\lambda_{ala} = b_f / t_f$, $\eta = b_f / h_1$, $tg\phi$ y $\alpha = a / h_1$ ($\alpha = 1$).

En estas relaciones, λ_{ala} es la esbeltez del ala, definida por la relación entre el ancho de ala, b_f y el espesor de ala, t_f , η es la relación entre el ancho de ala y el canto mayor del alma h_1 , α es el parámetro de forma del alma, definido por la relación entre la separación de los rigidizadores transversales a y el canto mayor del alma h_1 y $tg\phi$ es la pendiente del ala inferior.

En este trabajo, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad basado en el tipo de secciones longitudinales y transversales más utilizados en la construcción, estableciendo así los rangos de variación de las variables de diseño a contemplar en el estudio paramétrico para el caso de $\alpha = 1$. Los rangos considerados fueron, $10 \leq \lambda_{ala} \leq 60$, $0.2 \leq \eta \leq 0.50$ y $0.1 \leq tg\phi \leq 0.6$.

En cualquier caso, el parámetro relevante en este estudio es la esbeltez del alma. Dicho parámetro marca la sensibilidad del panel de alma a la inestabilidad. Como norma práctica habitual puede adoptarse para el tipo estructural de puentes una esbeltez próxima a 200, mientras que para edificación industrial, dicha esbeltez se encuentra en el entorno de 300 [Maquoi (16)].

Éste ha sido el rango de valores de esbeltez de alma considerado en el presente estudio. La influencia de dicha variable

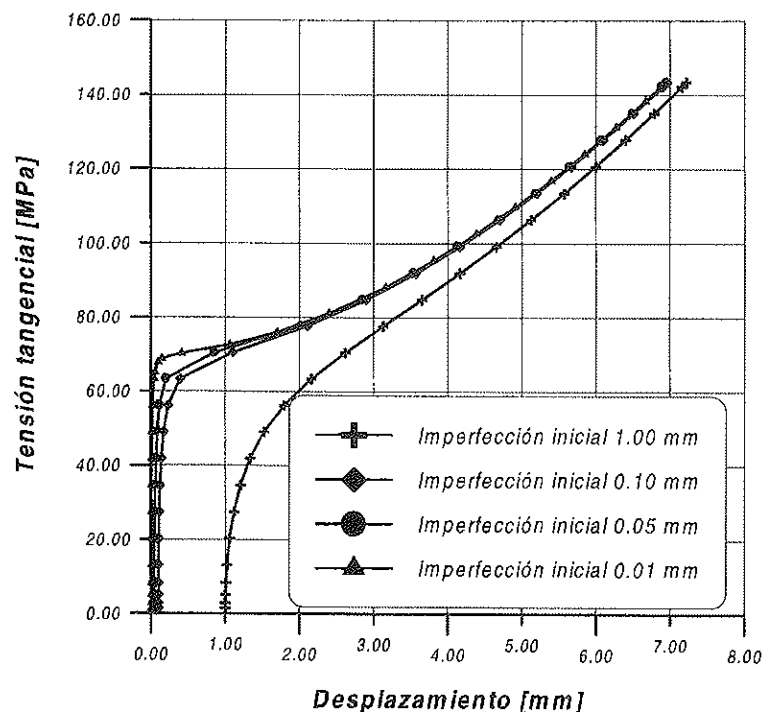


Figura 7. Influencia de las imperfecciones iniciales en el comportamiento estructural de un panel esbelto sometido a tensiones tangenciales.

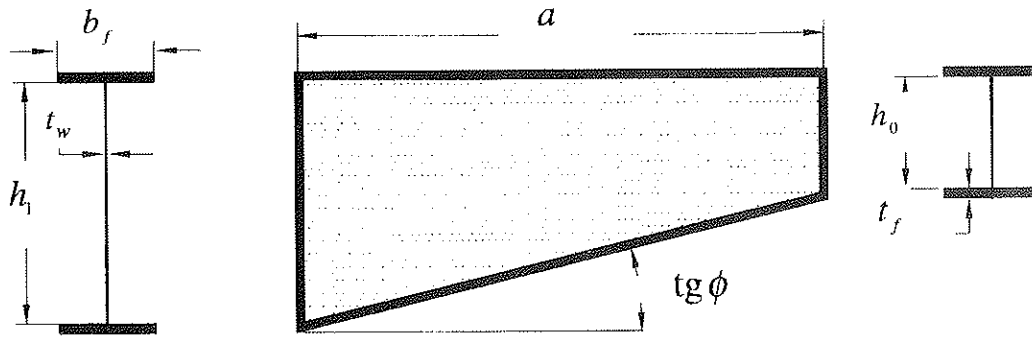


Figura 8. Parámetros geométricos de vigas de inercia variable.

geométrica (esbeltez = h_1 / t_w) queda recogida de forma explícita en la formulación que permite determinar la tensión crítica de abolladura de chapas de canto variable sometidas a cortante, de acuerdo con lo recogido en la formulación de la teoría clásica.

El tipo de acero considerado en este estudio es el acero tipo Fe 510 [Eurocódigo 3 (17)], cuyo límite elástico $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, su resistencia última $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$, el módulo de elasticidad $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ y el coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$.

3.2. Resultados del análisis estructural

Para todos los elementos estructurales (vigas armadas) de inercia variable, se determinó la tensión crítica de abolladura del alma. Dicha tensión es fácilmente identificable a través de la curva carga (cortante o tensión) - máximo desplazamiento normal al plano medio del alma, puesto que para dicho valor de la tensión, el desplazamiento normal crece de forma brusca. Ello ya podía apreciarse en las curvas presentadas en la Figura 6. La Figura 9 muestra la distribución de desplazamientos normales al plano medio del alma de una de las vigas armadas analizadas, una vez aquella ya ha abollado. En concreto se marca el punto para el cual se determina la curva carga - desplazamiento máximo.

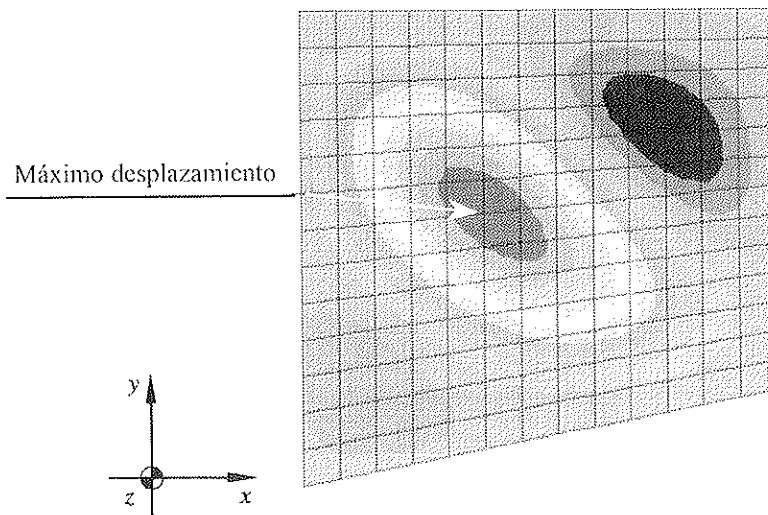


Figura 9. Deformada cualitativa del panel de alma de un elemento de inercia variable, cuando el alma ha abollado.

Convience señalar que para todas las geometrías analizadas, el parámetro de forma del alma es $\alpha = 1$. En la Figura 10 se muestra el comportamiento tenso - deformacional del alma sometida a tensiones tangenciales; en dicha figura puede constatar la existencia de una tensión tangencial (tensión crítica) para la cual, a partir de ese valor, la placa experimenta grandes desplazamientos en la dirección perpendicular al plano medio de la misma.

Asimismo, puede apreciarse, que las curvas tensión tangencial - máximo desplazamiento normal son algo diferentes, en función del valor de la esbeltez λ_{alma} de las alas. Lógicamente, cuanto mayor es dicha esbeltez, menor es la tensión crítica de abolladura del panel de alma de altura variable. En este sentido, puede concluirse que el valor de la tensión crítica de abolladura es sensible a las características geométricas de las alas y alma, incluso adoptando un mismo parámetro de forma del alma $\alpha = 1$.

Conocida la tensión crítica de abolladura, referida al canto menor h_0 de los paneles analizados, y en base a la formulación de la teoría clásica, podría determinarse el coeficiente de abolladura k a través de la expresión conocida de teoría clásica

$$\tau_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$$

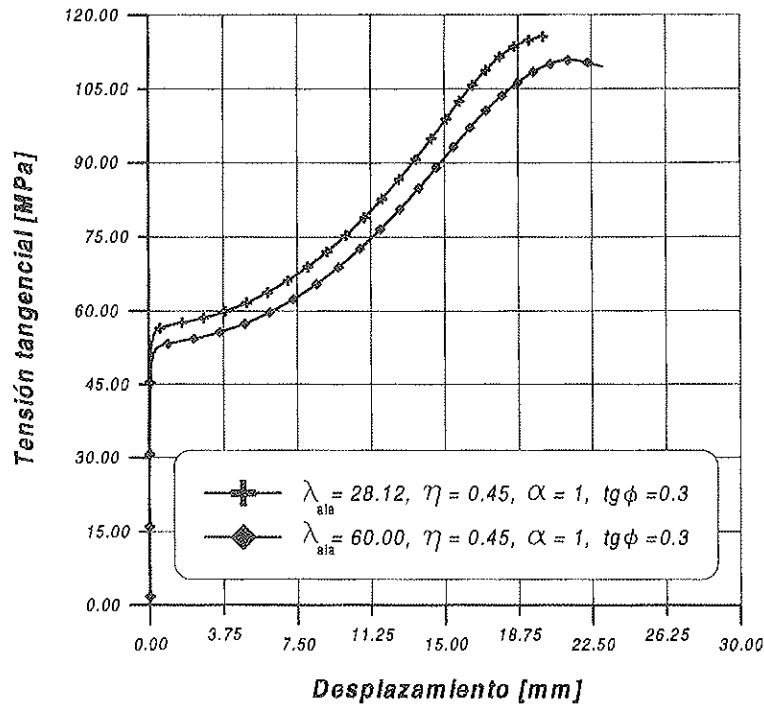


Figura 10. Comportamiento del alma de un elemento estructural de inercia variable sometido a tensiones tangenciales.

En esta expresión E es el módulo de elasticidad, ν el coeficiente de Poisson, t_w el espesor del alma y τ_{cr} la tensión crítica de abolladura. El coeficiente k a determinar debería contemplar la presencia de las alas, a través de su propia esbeltez y del parámetro η , relación entre ancho de ala b_f y canto mayor del alma h_t . También debería considerar el ángulo de inclinación ϕ del ala inferior del elemento de inercia variable estudiado en cuestión. La determinación de este coeficiente k se plantea en el siguiente apartado.

En la Figura 11 se presentan diferentes valores del coeficiente de abolladura en piezas de inercia variable, obtenidos mediante el modelo numérico de elementos finitos, en función de la esbeltez de ala λ_{ala} y del parámetro η . Puede observarse que existe una relación aproximadamente lineal entre el valor del coeficiente de abolladura y la esbeltez del ala; y ello es así para diferentes valores de la inclinación del ala inferior. No obstante, la relación lineal, interpretada a través de la pendiente de la recta, es diferente para cada valor de η . De aquí,

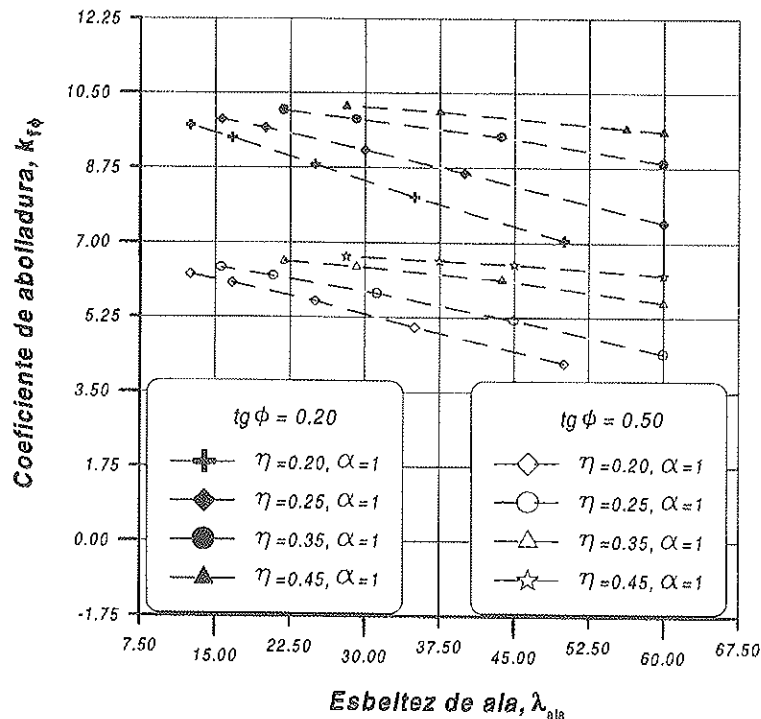


Figura 11. Valores del coeficiente de abolladura de alma en elementos de inercia variable en función de la esbeltez y ancho de ala para diferentes pendientes del ala inferior ($tg\phi = 0.20, 0.50$)

puede concluirse que el coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$ depende, no sólo de la esbeltez de ala, sino también del ancho de la misma.

La Figura 12 muestra los valores del coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$ en función de la esbeltez de ala, para diferentes pendientes del ala inferior. En todas las gráficas se observa que la relación entre el coeficiente de abolladura y la esbeltez es prácticamente lineal. Por otra parte, la pendiente en todas las gráficas es prácticamente la misma, independientemente de la inclinación del ala inferior $tg\phi$ del elemento estructural analizado.

De lo anterior puede deducirse que la relación $k_{f\phi} - \lambda_{ala}$ presenta un comportamiento lineal con respecto a la pendiente del ala inferior $tg\phi$, mientras que, con respecto al ancho de ala, el comportamiento de tal relación viene controlado por un valor de la pendiente diferente, en función de η .

En la Figura 13 se muestra la relación claramente no lineal existente entre el coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$ y la relación entre espesores de alas t_f y alma t_w . Los resultados obtenidos facilitan la interpretación del comportamiento de los paneles esbeltos de alma de elementos de inercia variable, para un parámetro de forma del alma $\alpha = 1$. En función de las características geométricas del elemento analizado de inercia variable se ha podido determinar el coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$.

Diferentes curvas tensión tangencial - desplazamiento normal al plano medio del panel de alma, correspondientes a diferentes inclinaciones del ala inferior del elemento estructural analizado, se muestran en la Figura 14. Todos los paneles de alma presentan un parámetro de forma $\alpha = 1$. Los puntos de cambio brusco de pendiente de las curvas reproducen los valores de la tensión crítica de abolladura de paneles de alma de canto variable.

Las deformadas del panel de alma para un nivel de tensión tangencial próximo a la tensión crítica de abolladura, y para diferentes valores de $tg\phi$, se presentan en las Figuras 14.a, 14.b y 14.c, correspondientes respectivamente a $tg\phi = 0.2, 0.4$ y 0.6 .

Por otra parte, también puede observarse que en la fase postcrítica, la reserva de resistencia tiende a disminuir a medida que aumenta $tg\phi$, debido a la disminución de la componente vertical del campo diagonal de tracciones. Esta última conclusión debe ser considerada cuando se definan modelos de cortante último para elementos estructurales armados de inercia variable.

3.3. Análisis de los resultados y formulación propuesta

En los apartados anteriores se ha analizado la respuesta tenso-deformacional y el comportamiento frente a abolladura de paneles esbeltos de alma de canto variable de elementos metálicos (vigas y pilares armados) de inercia variable. Los estudios paramétricos han permitido valorar la influencia de los parámetros geométricos de los elementos metálicos de inercia variable sobre la tensión crítica de abolladura, y sobre el coeficiente de abolladura.

A continuación, se propone una formulación analítica, basada en los resultados obtenidos mediante el modelo numérico de elementos finitos, que permite obtener el coeficiente de abolladura para elementos esbeltos de alma de canto variable, con un parámetro de forma $\alpha = 1$, y que contempla la presencia de las alas y la pendiente del ala inferior.

El coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$, dependiendo de las características geométricas de las alas y de la inclinación del ala

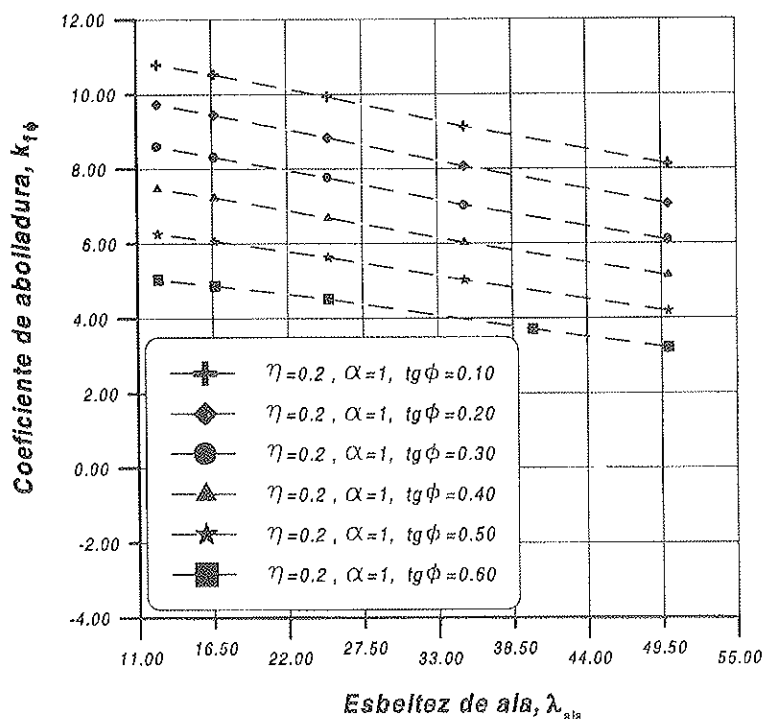


Figura 12. Valor del coeficiente de abolladura del alma en elementos de inercia variable, en función de la esbeltez del ala para diferentes pendiente del ala inferior $tg\phi$

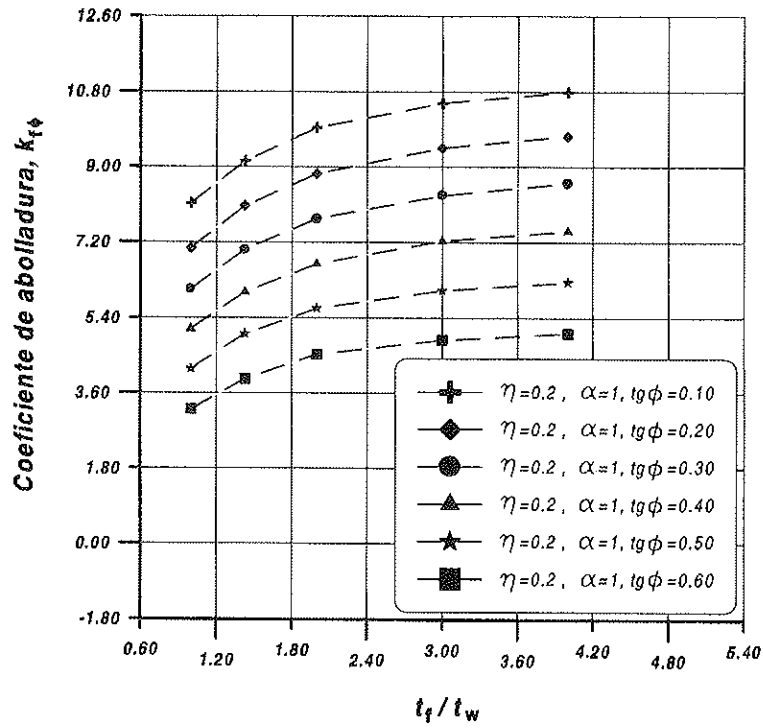


Figura 13. Variación del coeficiente de abolladura de alma en elementos de inercia variable, en función de la relación de espesores t_f/t_w para diferentes pendientes del ala inferior $tg\phi$.

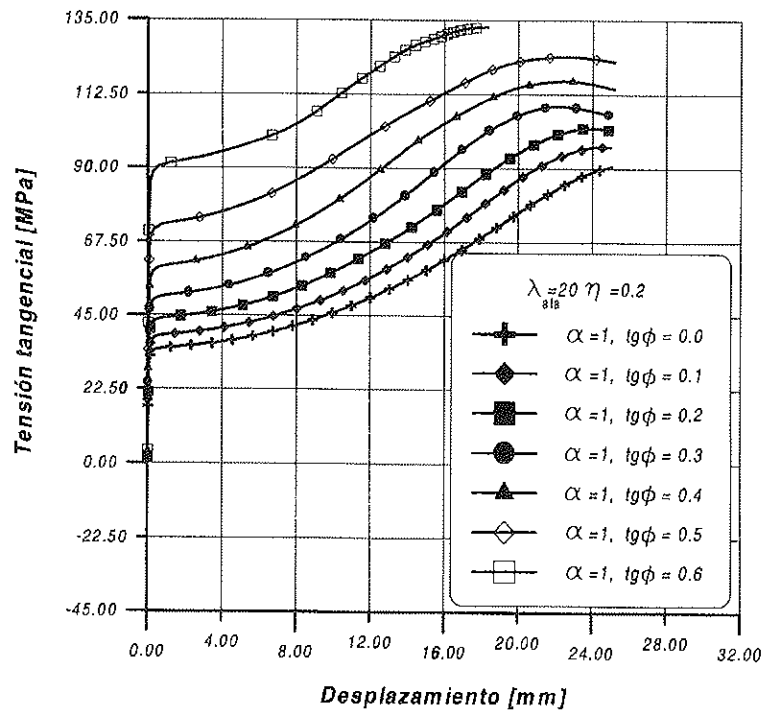
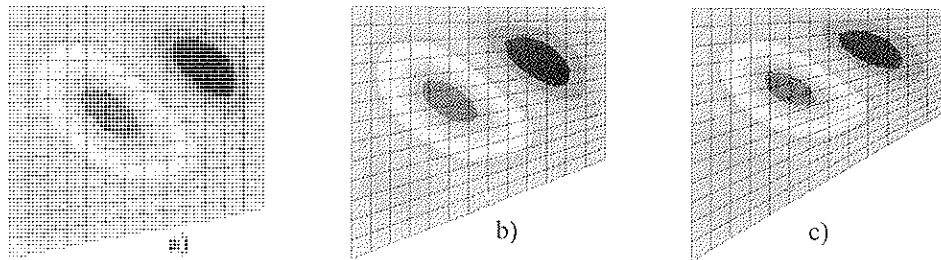


Figura 14. Comportamiento de abolladura de paneles esbeltos de alma de elementos de inercia variable. a) $tg\phi = 0.2$, b) $tg\phi = 0.4$ y c) $tg\phi = 0.6$

inferior, puede obtenerse a través de la siguiente expresión

$$k_{f\phi} = c_1 \cdot \eta^{c_2} - c_3 \cdot \eta^{-c_4} \cdot \lambda_{ala} \quad [1]$$

en donde c_1 , c_2 , c_3 y c_4 son coeficientes parciales que dependen de la pendiente $\text{tg}\phi$ del elemento metálico en cuestión y que quedan definidos mediante las expresiones siguientes

$$c_1 = 13.45 - 12.70 \cdot \text{tg}\phi \quad [2.a]$$

$$c_2 = 0.032 - 0.04 \cdot \text{tg}\phi \quad [2.b]$$

$$c_3 = 0.0075 - 0.0081 \cdot \text{tg}\phi \quad [2.c]$$

$$c_4 = 1.39 + 0.76 \cdot \text{tg}\phi \quad [2.d]$$

Las expresiones anteriores han sido obtenidas mediante un análisis matemático del comportamiento del coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$, obtenido con el modelo de elementos finitos, respecto a las diversas variables geométricas λ_{ala} , η y $\text{tg}\phi$. Primeramente, se obtiene para cada variable una ecuación en base logarítmica que correlaciona dicha variable con el coeficiente crítico de abolladura. Posteriormente, de las ecuaciones obtenidas para cada variable se estudia la correlación entre cada una de ellas con el objetivo de determinar una expresión general, sencilla y práctica, que fuera función de dichas ecuaciones, y a su vez permitiera conocer con precisión el coeficiente crítico de abolladura.

En la Tabla 2 se presentan, a modo de ejemplo de aplicación, valores del coeficiente de abolladura de paneles esbeltos de canto variable con un parámetro de forma $\alpha = 1$, y para diferentes valores de los parámetros geométricos tenidos en cuenta en el estudio. Como puede observarse, la diferencia entre los valores obtenidos con la formulación propuesta y los valores derivados del modelo numérico de elementos finitos son poco relevantes, y no superan, en estos casos, el 4 %.

3.4. Tensión crítica de abolladura de paneles esbeltos de alma de canto variable

Determinadas las expresiones analíticas que permiten obtener el coeficiente de abolladura a cortante de paneles de alma de canto variable, es posible obtener entonces la tensión crítica de abolladura de paneles de alma de elementos estructurales de inercia variable (vigas o pilares armados).

Conviene señalar que la determinación del coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$ se ha planteado tomando como referencia la expresión de la teoría clásica, y en particular, tomando como referencia la esbeltez de alma correspondiente al canto menor h_0 .

Por consiguiente, el valor de la tensión tangencial crítica de abolladura puede obtenerse mediante la siguiente expresión,

$$\tau_{cr} = k_{f\phi} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad [3]$$

en donde, como bien es sabido, E es el módulo de elasticidad, ν el coeficiente de Poisson y t_w / h_0 el inverso de la esbeltez del alma, en la sección de menor canto. El valor del coeficiente de abolladura $k_{f\phi}$ se obtiene a través de la expresión [1].

La ecuación anterior, tomando como valor de referencia el inverso de la esbeltez del alma en el canto mayor (t_w / h_1), adopta la siguiente forma:

$$\tau_{cr} = k_{f\phi} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_1} \right)^2 \cdot (1 + \gamma)^2 \quad [4]$$

en donde $\gamma = (h_1 - h_0) / h_0$ representa la relación entre el canto mayor y menor del alma.

Tabla 2. Valores del coeficiente de abolladura de paneles esbeltos de alma de elementos metálicos de inercia variable, obtenidos de acuerdo con la formulación analítica propuesta en este estudio

$\lambda_{ala} = \frac{b_f}{t_f}$	$\eta = \frac{b_f}{h_1}$	$\text{tg}\phi$	$k_{f\phi}$ (MEF)	$k_{f\phi}$ (Formulación)	Dif. (%)
40.00	0.20	0.6	3.69	3.70	0.27
16.67	0.20	0.6	4.87	4.89	0.41
40.00	0.45	0.6	5.33	5.33	0.00
16.67	0.45	0.6	5.40	5.60	3.57
35.00	0.20	0.4	6.02	5.88	2.32
16.67	0.20	0.4	7.23	7.07	2.21
35.00	0.45	0.4	7.88	7.68	2.53
16.67	0.45	0.4	8.01	7.99	0.24
35.00	0.20	0.2	8.06	8.03	0.37
16.67	0.20	0.2	9.45	9.32	1.37
35.00	0.45	0.2	10.08	10.00	0.79
16.67	0.45	0.2	10.31	10.36	0.48

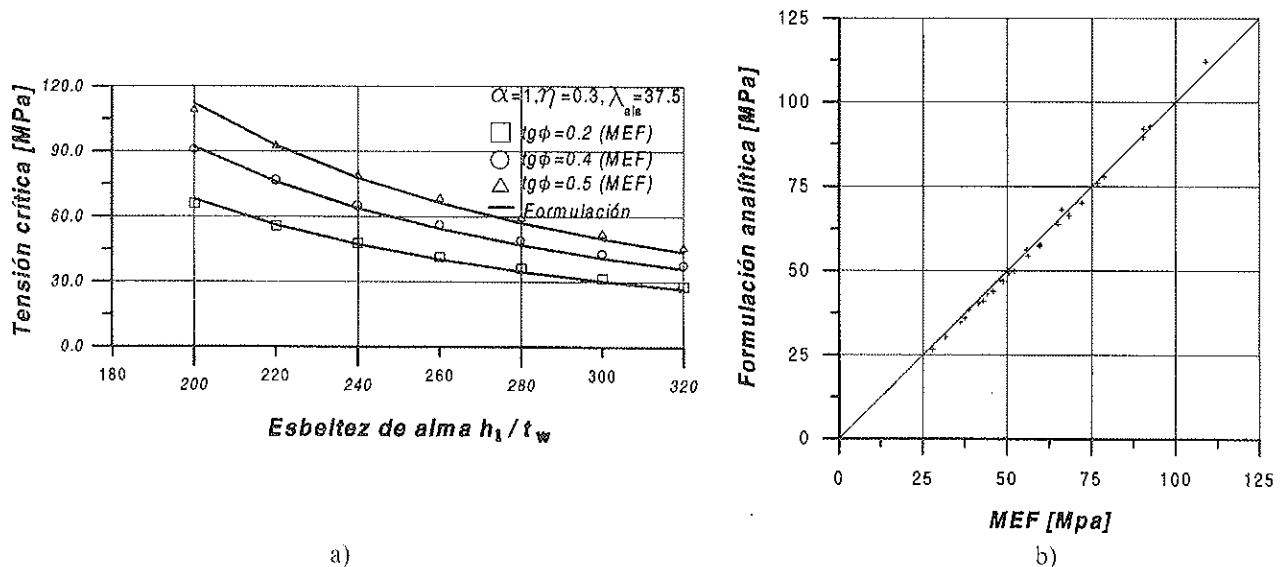
En la Tabla 3 se recogen diferentes valores de la tensión crítica de abolladura obtenidos con la formulación y con el modelo numérico de elementos finitos. Puede apreciarse que la bondad en el ajuste de resultados de la formulación propuesta es ciertamente elevada.

La Figura 15.a muestra la relación entre la tensión tangencial crítica de abolladura del alma y la esbeltez del alma h_1/t_w para un parámetro de forma $\alpha = 1$. Se observa que la tensión crítica de abolladura disminuye al aumentar la esbeltez del alma, tal como era de esperar. En la Figura 15.b se muestran algunos resultados de tensión crítica de abolladura de paneles de alma de inercia variable obtenidos con el modelo numérico de elementos finitos, los cuales, se comparan con los obtenidos mediante la formulación propuesta, manifestándose la gran bondad de la misma en el ajuste.

4. CONCLUSIONES

En el presente artículo se propone una formulación analítica para calcular la tensión crítica de abolladura a cortante de paneles esbeltos de alma de canto variable para parámetros de forma $\alpha=1$. Dicha formulación ha sido determinada a partir de resultados obtenidos con un modelo numérico basado en el método de los elementos finitos y, de igual manera, ha quedando constatada la gran bondad del ajuste.

Asimismo, puede concluirse, que el comportamiento del panel de alma de elementos de inercia variable frente a abolladura es función de las características geométricas del elemento y de las condiciones de contorno del alma en los bordes. La inclinación del ala inferior influye considerablemente en la tensión crítica de abolladura. Por otro lado, las condi-



Figuras 15. Tensión crítica de abolladura de alma de elementos metálicos de inercia variable.
 a) Tensión crítica de abolladura - esbeltez del alma.
 b) Comparación de la tensión crítica de abolladura entre la formulación propuesta (expresión [3]) y MEF.

Tabla 3. Valores de la tensión crítica de abolladura de paneles esbeltos de alma de elementos metálicos de inercia variable, obtenidos de acuerdo con la formulación analítica propuesta en este estudio (expresión [3])

$\frac{h_1}{t_w}$	$\frac{h_0}{t_w}$	α	η	λ_{ala}	$tg\phi$	MEF (MPa)	[3] (MPa)	Dif. (%)
250	225.0	1.0	0.20	20.00	0.10	38.62	38.34	0.72
250	200.0	1.0	0.20	20.00	0.20	43.84	43.13	1.61
250	175.0	1.0	0.20	20.00	0.30	50.44	49.35	2.16
250	150.0	1.0	0.20	20.00	0.40	59.63	57.83	3.01
250	125.0	1.0	0.20	20.00	0.50	72.03	70.12	2.56
250	100.0	1.0	0.20	20.00	0.60	90.23	89.68	0.60
200	160.0	1.0	0.30	37.50	0.20	66.09	68.11	2.96
300	240.0	1.0	0.30	37.50	0.20	31.54	30.28	3.99
220	132.0	1.0	0.30	37.50	0.40	76.77	76.04	0.95
320	192.0	1.0	0.30	37.50	0.40	37.40	35.95	3.87
240	120.0	1.0	0.30	37.50	0.50	78.70	77.81	1.13
280	140.0	1.0	0.30	37.50	0.50	59.52	57.21	3.88

ciones de contorno se definen a través de las características geométricas de las alas (esbeltez de ala, ancho de ala y relación entre ancho de ala y conato mayor del alma) y con la adopción de la hipótesis de líneas de deformación nula en los rigidizadores transversales.

La presencia de las alas permite un cierto grado de coacción al giro del alma, siendo dicha coacción función de la rigidez de las mismas. Por consiguiente, la condición de contorno existente en la unión ala - alma puede variar desde la condición de borde simplemente apoyado a borde empotrado. Dicho efecto queda recogido en la expresión [3] mencionada en el artículo, que permite obtener el coeficiente de abolladura para cualquier geometría de vigas armadas de inercia variable para un valor del parámetro de forma igual a la unidad.

De igual manera, se ha podido apreciar que durante la fase postcrítica, la reserva de resistencia que muestra la viga armada de inercia variable tiende a disminuir a medida que aumenta la pendiente del ala inferior, lo cual es debido a la disminución de la componente vertical del campo diagonal de tensiones. Esta conclusión deberá ser considerada cuando se quiera desarrollar modelos de cortante último en almas de canto variable, pertenecientes a elementos estructurales armados de inercia variable.

Este trabajo tiene continuidad en la generalización de la formulación propuesta para el caso de contemplar cualquier valor del parámetro de forma α . La formulación generalizada será punto de partida para el desarrollo de posteriores modelos de cortante último en vigas armadas de inercia variable.

Agradecimientos

El primer autor desea expresar su gratitud al Instituto Mexicano del Transporte y la Universidad Autónoma de Querétaro, México, por su apoyo y cooperación.

REFERENCIAS

- (1) Lee, L. H. N. On the lateral buckling of a tapered narrow rectangular beam. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 26, 1959, 457-458.
- (2) Basler, K. Strength of plate girders. PhD thesis, Lehigh University, Bethlehem, 1959.
- (3) Rockey, K. C. y Skaloud, M. Influence of flange stiffness upon the load carrying capacity of webs in shear. Final Report, 8th Congress IABSE, New York, 1968, 429-439.
- (4) Rockey, K. C., Evans, H. R. y Porter, D. M. A design method for predicting the collapse behaviour of plate girders. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2*, 1978, 85-112.
- (5) Dubas, P. y Gehri, E. Behaviour and design of steel plated structures. In *Applied Statics and Steel Structures*, Swiss Federal Institute of Technology Zürich / Switzerland, 1986.
- (6) Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., (1996). *Abaqus / Standard Theory and User's Manual*. Pawtucket, 1996.
- (7) Timoshenko S. P., y Gere J. M. *Theory of elastic stability*, 2nd edn. McGraw-Hill Co., Inc., New York, 1961.
- (8) Bleich, F. *Buckling strength of metal structures*. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1952.
- (9) Basler, K., y Thürlimann, B. Plate girder research. *Proceedings, AISC National Engineering Conference*. American Institute of Steel Construction, New York, 1959.
- (10) Porter, D. M., Rockey, K. C., y Evans, H. R. The collapse behaviour of plate girders loaded in shear. *Structural Engineering*, 1975, 53, No. 9, 313-325.
- (11) Ostapenko, A., Chern, C. y Parsanejad, S. Ultimate strength design of plate girder. *Developments in Bridge Design and Construction*, University College, Cardiff, 1971, 505-518.
- (12) Lee, S. C., Davidson, J. S. y Yoo, C. H. Shear buckling coefficients of plate girder web panels. *Computers & Structures*, 1996, 59, No. 5, 789-795.
- (13) Lee, S. C. y Yoo, C. H. Strength of plate girder web panels under pure shear. *Journal of Structural Engineering*, 1998, 124, No. 2, 184-194.
- (14) Roca, P., Mirambell, E. y Costa, J. Geometric and material nonlinearities in steel plates. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1996, 122, No. 12, December.
- (15) Costa, J., Mirambell, E. y Roberts, T.M. Numerical studies of fatigue induced by breathing of slender web plates. *Proceedings of the 1996 Engineering Systems Design and Analysis Conference*, ASME, Montpellier, 1996, 1, 79-86.
- (16) Maquoi, R. *Constructional steel design, an international guide*. In *Plate Girders* (eds Patrick J. Dowling, John E. Harding and Reidar Bjorhovde). Elsevier Applied Science, 1992.
- (17) Eurocode 3 (1996). *Proyecto de Estructuras de Acero*. AENOR, Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 39: Primavera de 2002

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12.00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo noveno ciclo, correspondiente a la **primavera de 2002**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
11 de abril	José María Adell Argilés Dr. Arquitecto Escuela TS de Arquitectura, UPM	<i>Las Escuelas de la Sagrada Familia Gaudí. Traslado y reconstrucción de la cubierta</i>
25 de abril	Juan Ignacio Fdez-Golfín Seco Dr. Ingeniero de Montes Centro de Investigación Forestal, INIA	<i>Propiedades de la madera y derivados como materiales de construcción</i>
9 de mayo	Guillermo Serrano Sánchez Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Dragados Obras y Proyectos, S.A.	<i>Aplicaciones en obras del Hormigón de Altas Prestaciones</i>
23 de mayo	Tomás Vázquez Moreno Dr. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>El Cemento de Aluminato de Calcio: últimos avances</i>
13 de junio	David Revuelta Crespo Dr. Ingeniero Industrial Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Ejemplos de aplicación de los materiales compuestos a la construcción</i>

El método de bielas y tirantes para el diseño de elementos de hormigón estructural

Strut and tie model for the design of structural concrete

D. Miguel Ángel Vicente Cabrera

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Universidad de Burgos

RESUMEN

Una de las características más destacadas de la nueva Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE) es la inclusión, de forma explícita, del método de bielas y tirantes como modelo de cálculo de determinados elementos estructurales (ménsulas cortas, zapatas, etc.). En el presente capítulo vamos a analizar, de forma simplificada pero con el suficiente rigor técnico, las bases sobre las que se asienta dicho método, su evolución histórica y su metodología de trabajo. Asimismo vamos a estudiar de forma somera las diez regiones "primarias" de discontinuidad estructural, las cuales nos servirán como patrones para poder resolver de forma sencilla cualquier región de discontinuidad de un elemento estructural.

SUMMARY

One of the most significant features of the new Spanish Code on Structural Concrete (EHE), is the explicit use of the Strut and Tie Model to perform the calculations of some structural elements (e. g., short cantilever beams, foundations, etc.). In this paper we analyse the basis of this method, its historical evolution and its methodology. The analysis is carried out in a simplified way, but keeps complete scientific rigor.

Likewise, we also study the ten "primary" structural discontinuity regions, which are used as the basic templates to easily solve any discontinuity region of a structural element.

INTRODUCCIÓN

Conocer el flujo de tensiones en el interior de una estructura tiene una gran importancia para poder diseñar adecuadamente todos y cada uno de los elementos que la conforman. Sin embargo, dicha tarea es compleja sobre todo en aquellos puntos singulares de nuestro elemento estructural (nudos, regiones próximas a una carga puntual, ángulos, etc.) y, aún con las potentes herramientas de cálculo que disponemos en la actualidad, queda prácticamente reservado a aquellos materiales cuyo comportamiento es elástico y lineal. Intentar calcular flujos tensionales en materiales con otro comportamiento es excesivamente laborioso.

Además, en el caso del hormigón estructural se dan ciertas circunstancias que lo hacen especialmente complejo. Por un lado, los flujos de tracción sólo viajan a través de la armadura (asumiendo que el hormigón apenas resiste tracciones) y que, conforme aumenta la carga aplicada, el hormigón sufre deformación plástica y, además, se fisura, modificando de esta manera la geometría de la pieza.

Sin embargo, las especiales características de las obras civiles (mucho menos exigentes que aquellas desarrolladas por la ingeniería aeronáutica y aeroespacial) hacen que no sea necesario conocer con demasiada exactitud dicho flujo tensional. Para diseñar adecuadamente elementos estructurales se hace necesario desarrollar un método simplificado que pueda adaptarse, con el suficiente rigor, a las específicas características de las estructuras civiles, especialmente las de hormigón.

Con esta intención, ya en 1899, W. Ritter propuso un modelo simple de puntales como una aproximación para visualizar el flujo de las fuerzas internas en vigas fisuradas; un modelo que E. Mörsch utilizó para el diseño de vigas de hormigón, posteriormente mejorado por Rüschi, Kupfer y Leonhardt. En numerosas aplicaciones, Bay, Franz, Kupfer, Leonhardt y Thürlimann demostraron que los modelos de bielas y tirantes pueden ser aplicados de forma satisfactoria en vigas de gran canto y ménsulas. En trabajos más recientes, Cook/Mitchell y Collins/Mitchell usan una aproximación similar para trazar las fuerzas en la estructura. La concepción moderna de este método está siendo desarrollada, entre otros, por los profesores Jörg Schlaich y Kurt Schäfer, del Instituto de Diseño y Construcción II de la Universidad de Stuttgart [1 - 4].

PLANTEAMIENTO GENERAL DEL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

El método de bielas y tirantes es un modelo aproximado de cálculo, específicamente desarrollado para hormigón estructural, cuya idea fundamental consiste en definir, en el interior de un elemento de hormigón, una celosía compuesta por elementos en compresión (*bielas*) y elementos en tracción (*tirantes*) en modo tal que se ajuste lo más posible al flujo tensional real que presenta dicho elemento estructural. De esta manera podremos determinar la posición más adecuada de las barras de armado y la cuantía de las mismas.

El diseño y cálculo con el método de las Bielas presenta la siguiente secuencia [5 - 7]:

- En primer lugar, se determinan, dentro de la estructura que se quiera analizar, las regiones "B" y "D". Se definen regiones "B" a aquellas en las que son aplicables las hipótesis de Navier - Bernouilli. Por el contrario denominaremos como regiones "D" a aquellas zonas de discontinuidad, en las que no son aplicables las hipótesis básicas de la Resistencia de Materiales.
- Se definen todas las fuerzas, ya sean exteriores, reacciones o esfuerzos de continuidad, sobre el contorno de la región que se quiera analizar.
- Se estudia, mediante un modelo sencillo de análisis elástico lineal, el flujo tensional sobre la región. Esto no es necesario si las regiones que estamos analizando ya están resueltas en la bibliografía especializada.
- A continuación se define una celosía, lo más sencilla posible que cumpla con las condiciones de equilibrio y que se ajuste al flujo tensional. La celosía que se defina, para ser adecuada, debe cumplir unos determinados criterios que describiremos más adelante.
- Una vez construido y definido nuestro modelo, lo que hacemos es calcularlo para conocer la fuerza de cada una de las barras.
- Como las bielas comprimidas modelizan los flujos tensionales que se crean en la masa de hormigón, se comprobará que no se supera la capacidad resistente del mismo.

- Con los esfuerzos sobre los elementos en tracción diseñamos la armadura necesaria.
- Finalmente se garantizará que en los nudos donde confluyan elementos en tracción y compresión, la transferencia de esfuerzos se produce correctamente.

De esta manera somos capaces de dimensionar sin problemas cualquier región de nuestra estructura de hormigón armado o pretensado.

DETERMINACIÓN DE LAS REGIONES "B" Y "D"

Al comenzar el estudio y el cálculo de un elemento estructural cualquiera (sea lineal, plano o espacial) lo primero que se hace es definir sobre el mismo dos tipos de "regiones" (figura 1):

- Regiones "B", que son aquellas en las que son aplicables las hipótesis de Bernouilly - Navier o Kirchhoff. En ellas es aceptable el cálculo habitual de Resistencia de Materiales, en que las secciones planas permanecen planas, etc.
- Regiones "D", que son aquellas otras en las que no son aplicables las hipótesis básicas de la Resistencia de Materiales y, por lo tanto, no es posible un cálculo convencional. Son regiones "D" las zonas próximas a una carga puntual (apoyo, culata de pretensado, etc.), los nudos, las vigas de gran canto, etc.

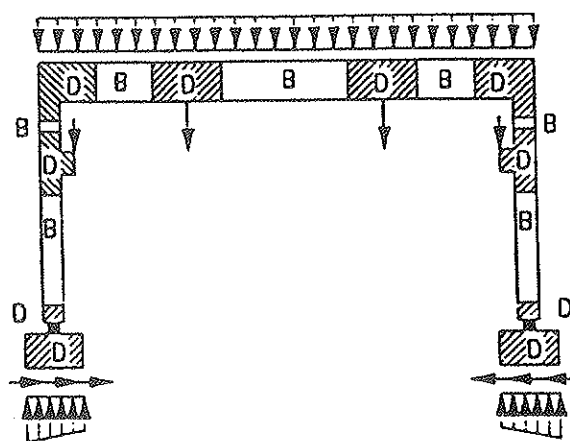


Figura 1: Regiones "B" y "D" en una estructura

Sobre las regiones "B" el método de cálculo y diseño es el habitualmente utilizado. Sin embargo, sobre las regiones "D" se ha recurrido, hasta la fecha, a reglas de buena práctica, que son siempre complejas y están limitadas a los casos más habituales.

Aunque la aplicación más interesante del método de bielas es el diseño de las regiones "D", también puede aplicarse en la resolución de las regiones tipo "B". De hecho, existen dos ejemplos clásicos que corroboran lo anteriormente comentado, y que son las *analogías de la celosía* tanto para el cálculo a cortante como para el cálculo a torsión en una viga.

CRITERIOS DE AJUSTE DE LA CELOSÍA

El ajuste de la celosía dentro del elemento estructural, que nos va a permitir el cálculo del mismo no es complicado pero se requiere tener en cuenta una serie de criterios que pasamos a exponer a continuación.

El hecho de conocer cual es el flujo tensional que se va a establecer en el interior de nuestro elemento estructural es muy importante para poder determinar con exactitud la posición más conveniente de nuestro refuerzo. Si estamos analizando una región que no está recogida en la bibliografía especializada, se hace necesario realizar un análisis del mismo mediante un programa de elementos finitos (figura 2). En este modelo consideraremos que el material es elástico y lineal. A continuación definiremos la mencionada celosía de tal forma que se ajuste lo más posible al flujo tensional anteriormente calculado.

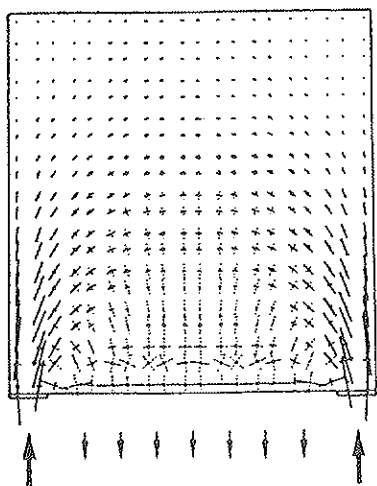


Figura 2: Flujo tensional y distribución de tensiones

Como hemos dicho anteriormente, los elementos en tracción representan la armadura que va a ir alojada en el interior de la pieza de hormigón. Es fundamental que nuestra celosía tenga sus elementos en tracción orientados de tal modo que corresponda a direcciones naturales de colocación de las barras dentro del hormigón. Así, pues, es siempre conveniente que los elementos en tracción de nuestra celosía sean horizontales y verticales, pues esa es la forma más habitual de colocación de las barras (figuras 3 y 4).

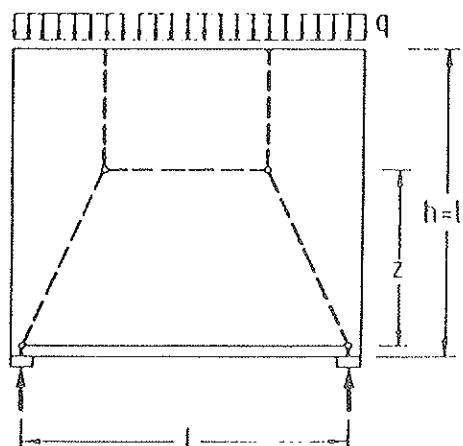


Figura 3: Modelo correcto

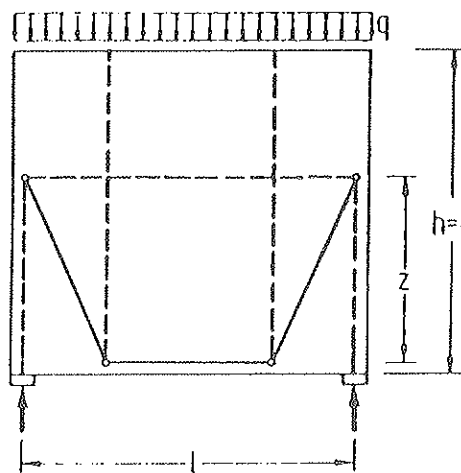


Figura 4: Modelo incorrecto

Es importante que la celosía que proponamos sea lo más simple posible, de tal forma que el cálculo de ella sea rápido. Lógicamente, conforme aumenta la simplicidad, se reduce la precisión de la misma, con lo que no siempre es lo más adecuado (figura 5).

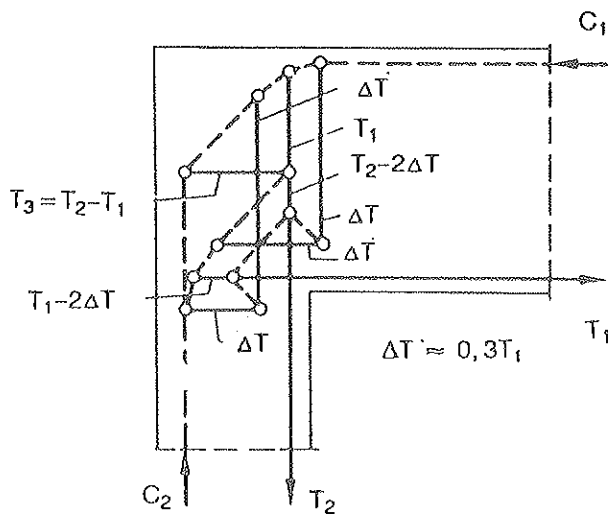
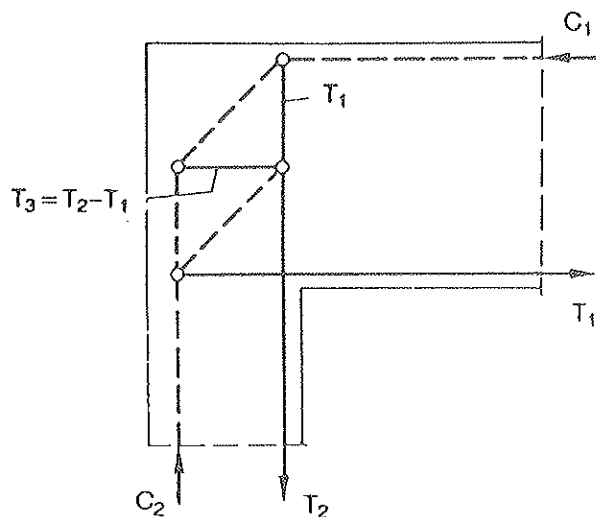


Figura 5: Diferentes soluciones con distinto grado de complejidad para una misma región

CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS BIELAS Y LOS TIRANTES

El método de bielas ha sido desarrollado para el estudio del comportamiento en E.L.U., no siendo válido, por tanto, para la comprobación en servicio. Para los tirantes constituidos por armaduras, la tensión de trabajo de la armadura es su límite elástico:

- Para armaduras pasivas:

$$\sigma_{sd} = f_{yd}$$

- Para armaduras activas:

$$\sigma_{sd} = f_{pd}$$

La capacidad resistente de una biela, al contrario de lo que sucede con el tirante, está muy influenciada por el estado de tensiones y deformaciones transversales a la dirección de la biela y por el grado de fisuración de ella, considerando, en todo caso, que el comportamiento del hormigón es perfectamente plástico.

A tal efecto, la nueva norma española EHE, recoge los casos que se exponen a continuación.

Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial

Un caso típico es el cordón comprimido de una viga en flexión. Aquí, la norma propone dos alternativas. La primera es utilizar los diagramas habituales de cálculo en flexión, es decir, los conocidos parabólico-rectangular y el bloque rectangular de compresiones, cuya tensión máxima es de:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$$

La segunda alternativa es la de utilizar una tensión de compresión constante en toda la zona comprimida y cuyo valor es de:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ctk}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

Bielas de hormigón en zonas con fisuración oblicua o paralela a la biela

En los casos en que las bielas atraviesen campos de fisuras oblicuas o paralelas a ellas, la nueva norma define diferentes valores de la capacidad máxima en función de las características de dichos campos. A nivel de proyecto, los valores más interesantes son los siguientes:

- Para evaluar el esfuerzo cortante de agotamiento condicionado por compresión del hormigón del alma:

$$f_{cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$$

- Para evaluar el rasante de agotamiento en las alas se proponen dos casos:

– Alas comprimidas:

$$f_{cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$$

– Alas traccionadas:

$$f_{cd} = 0,40 \cdot f_{cd}$$

- Para evaluar el esfuerzo torsor de agotamiento condicionado por compresión del hormigón:

$$f_{cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$$

- Para obtener la resistencia máxima por punzonamiento:

$$f_{cd} = 0,30 \cdot f_{cd}$$

Bielas de hormigón con armaduras comprimidas

Es posible aprovechar la capacidad resistente de la armadura cuando la tengamos en el interior de una biela comprimida, en dirección paralela a ésta y con suficiente armadura transversal como para que no se produzca el pandeo de ella (figura 6).

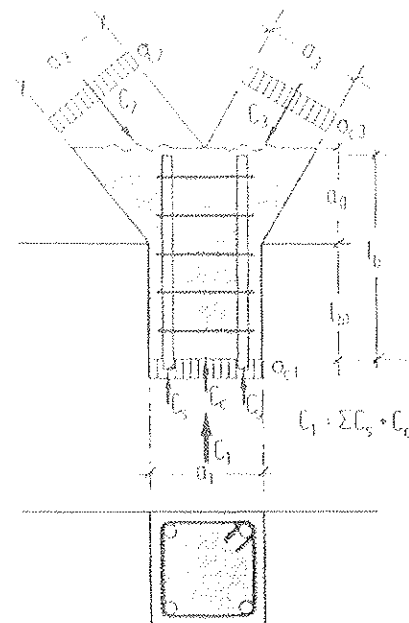


Figura 6: Biela de hormigón con armadura comprimida

Bielas de hormigón confinado

En este caso, la capacidad resistente de las bielas puede aumentarse, siempre y cuando el hormigón se confine apropiadamente (figura 7). El coeficiente de mayoración de la capacidad resistente del hormigón es:

$$(1 + 1,6 \cdot \alpha \cdot \omega_w)$$

con “ α ” y “ ω_w ” definidos en la norma española.

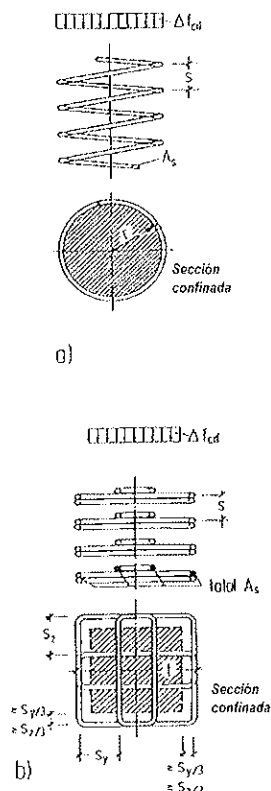


Figura 7: Diferentes posibilidades de bielas de hormigón confinado

Bielas con interferencias de vainas con armaduras activas

En el caso de que las bielas sean atravesadas por vainas de armaduras activas, se hace necesario reducir el ancho total "b" de la biela según la ecuación siguiente:

$$b_o = b - \eta \cdot \sum \phi$$

donde "Σφ" es la suma de los diámetros de las vainas en el nivel más desfavorable, y "η" es un coeficiente, de valor "1" si el pretensado es no adherente, y de valor "0,5" si lo que se utiliza es pretensado adherente. La explicación es que, en este último caso, al estar la vaina rellena de lechada de cemento, es factible considerar que parte de las tensiones de compresión viajen a través de la vaina.

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS NUDOS

Los nudos son unos elementos de una singular importancia, ya que es en ellos en los que se produce la transferencia de esfuerzos entre las bielas y los tirantes. Existen dos aspectos a considerar en el diseño de los nudos:

- Que no se produzca agotamiento del hormigón del nudo. Habitualmente, esta comprobación no suele ser un condicionante de las dimensiones del nudo, que suelen estar más influenciadas por el anclaje de los tirantes, dimensiones de los apoyos, etc.
- Que efectivamente se produzca esa transferencia de esfuerzos de las bielas de hormigón en compresión a la

armadura en tracción. Para ello se hace necesario analizar, en función de cada tipo de nudo y tomando las bielas en compresión con su espesor real, el estado de equilibrio interno del mismo.

Es fundamental garantizar que, en todo momento, las armaduras puedan ofrecer la carga necesaria en el punto en que la necesitamos.

En función de su comportamiento, podemos definir dos grandes tipos de nudos: nudos en compresión y nudos con tirantes anclados.

Nudos en compresión

Llamaremos nudos en compresión a aquellos en los cuales solamente llegan bielas comprimidas o en las que el refuerzo no se ancla en el interior del nudo (figura 8).

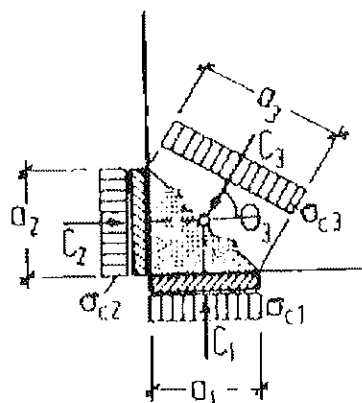


Figura 8: Nudo en compresión

Normalmente en este tipo de nudos solo se hace necesario comprobar que no se alcanza la máxima resistencia que presenta el hormigón confinado. En función del modelo que estemos planteando, la capacidad resistente del hormigón que podemos utilizar es diferente. A tal efecto, la norma española considera que, en el caso de que el nudo presente compresión biaxial, su capacidad resistente es:

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

Si lo que tenemos es un estado de compresión triaxial, la capacidad resistente es de:

$$f_{3cd} = 3,30 \cdot f_{cd}$$

Nudos con tirantes anclados

Este segundo tipo de nudos, tal y como su nombre indica, hace referencia a todos aquellos nudos en los que llegan bielas en compresión y tirantes en tracción, los cuales presenten una parte o el total de su longitud de anclaje en el interior del nudo. En función de esto, tenemos diferentes tipologías de nudos, las cuales pasaremos a analizar más adelante, pero



antes sería interesante conocer el modelo de bielas asociado a una barra anclada.

En una barra convencional corrugada, la necesaria transmisión de esfuerzos entre el acero y el hormigón se establece a través de esfuerzos de fricción. Si realizamos un modelo por elementos finitos para conocer el flujo tensional que se produce, podremos apreciar algo parecido a lo que se recoge en la figura 9.

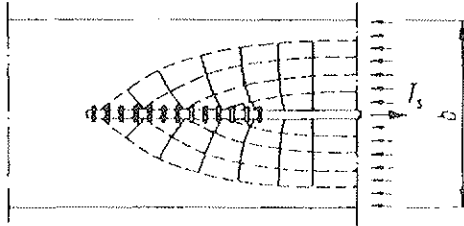


Figura 9: Flujo tensional en el anclaje de una barra

El modelo de bielas y tirantes asociado es el recogido en la figura 10. Tal y como se puede apreciar, el flujo tensional de compresiones provoca esfuerzos de tracción perpendiculares al eje de la barra. Habitualmente, estos esfuerzos de tracción son recogidos, sin demasiados problemas, por el hormigón, pero podemos tener determinadas circunstancias en las que se haga necesario colocar ciertos cercos transversales para recoger dicha tracción.

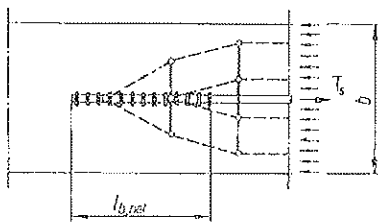


Figura 10: Modelo de bielas y tirantes asociado

En la superficie de contacto entre el hormigón y el acero se establecen unas fuerzas rasantes cuyo valor medio es el siguiente:

$$\tau_b = \frac{T_s}{\pi \cdot d_s \cdot l_b}$$

la cual nunca será mayor que la tensión tangencial máxima que dicha unión sea capaz de aguantar. En caso contrario, se produciría deslizamiento de barra respecto al hormigón. Dicha tensión tangencial máxima depende de las condiciones de la unión (grado de rugosidad del refuerzo, limpieza del mismo, etc.). Es a través de esta condición como se define la longitud de anclaje de una barra.

Una vez conocido cómo es el anclaje de una barra, vamos a proceder a analizar los diferentes tipos de nudos con tirantes anclados. Para ello analicemos la figura 11.

En cada punto del tirante tenemos una compresión inclinada de la columnilla diferencial de la biela superior y una com-

presión vertical de la columnilla diferencial de la biela inferior. Ambas tensiones se equilibran en vertical, dando lugar a una tensión horizontal. El resultado es una distribución de tensiones rasantes sobre la misma, que hacen que la tensión de tracción en cada punto de la barra sea variable, desde un valor máximo al principio del nudo, hasta un valor nulo al final del mismo. El anclaje de la barra se establece en el interior del nudo, no siendo necesario que la barra vaya más atrás.

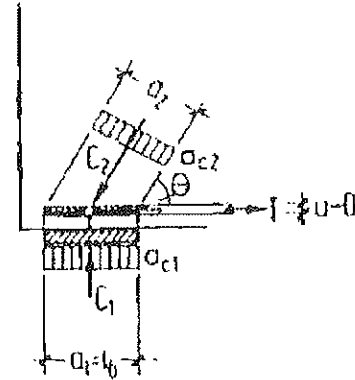


Figura 11: Anclaje de la barra en el interior del nudo

Esto es rigurosamente cierto si la longitud de anclaje que realmente necesita la barra (y que es obtenida a través de las formulaciones habituales recogidas en todas las normas) es inferior a longitud en la cual la barra está dentro del nudo. En este caso, se verifica que la tensión tangencial que aparece sobre la barra (producto del equilibrio en horizontal de las tensiones de compresión de las bielas) es menor que la máxima que es capaz de soportar la unión hormigón - acero.

En caso contrario, se hace necesario prolongar más la barra, hasta darle la longitud de anclaje necesaria, empezando a contar, en todo caso, al principio del nudo (figura 12)

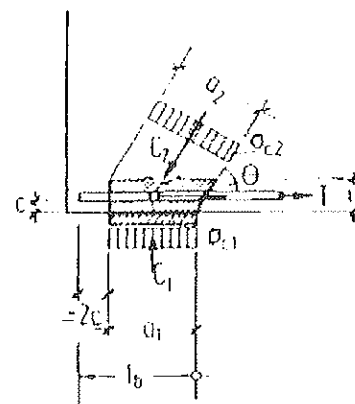


Figura 12: Anclaje del tirante por fuera del nudo

En este caso, la tensión rasante que le estarían introduciendo las bielas de hormigón a la barra de acero es superior a la máxima admisible. Se hace necesario, pues, reducir la inclinación de las tensiones de compresión del hormigón en las proximidades de la barra, para reducir así la tensión rasante que inducen y pueda ser resistida por la interfase hormigón - acero. Para ello hacemos uso del tramo de refuerzo que tenemos por detrás del nudo. Si nos fijamos detenidamente en el

modelo de bielas que hemos desarrollado para el caso de un tirante anclado (figura 10) podremos apreciar cómo introduce una fuerza horizontal de compresión sobre el hormigón situado alrededor de él. Estas tensiones se combinan con las que presentan las bielas y se consigue que, dentro del nudo, en la unión hormigón – acero, el rasante sobre éste último sea menor y pueda así ser soportado.

El razonamiento es análogo si lo que tenemos es, en vez de un único plano de barras, varios de éstos (figura 13).

La zona de perturbación de las compresiones en el hormigón “ u ” depende del caso en el que nos encontremos.

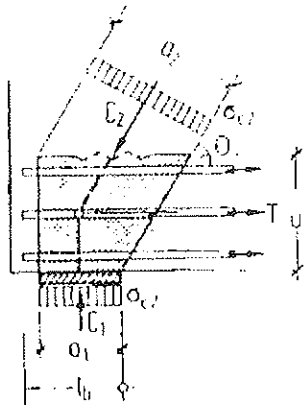


Figura 13: Nudo con varios planos de tirantes

Para el caso de tener un único plano de refuerzo que ancla completamente en el interior del nudo:

$$u = 0$$

En el caso de tener un único plano de refuerzo, pero con parte del anclaje fuera del nudo:

$$u = d_s + 2 \cdot r$$

siendo “ r ” el recubrimiento de las barras. El refuerzo tendrá una longitud por detrás del nudo de, al menos, dos veces el recubrimiento.

En el caso de tener varios planos de refuerzo, y con parte del anclaje fuera del nudo:

$$u = d_s + 2 \cdot r + n \cdot s$$

siendo “ n ” el número de las barras y “ s ” la separación entre planos. El refuerzo tendrá una longitud por detrás del nudo de, al menos, dos veces la separación entre planos.

EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

Una vez conocido, a grandes rasgos, como funciona el método de bielas y tirantes, sus principios y su secuencia de trabajo, vamos a desarrollar una serie de ejemplos para conocer, de una manera práctica, el mecanismo de aplicación del método. Después de analizar todas las posibles regiones “D”

que nos pueden aparecer en nuestras estructuras se llega a la conclusión de que todas ellas pueden ser englobadas en apenas un puñado de regiones tipo. La utilidad por tanto de los ejemplos que vamos a exponer es que, una vez conocidos y dominada su técnica, nos sirven de base para poder desarrollar modelos de bielas y tirantes de cualquier región de nuestra estructura.

CARGAS PUNTUALES SOBRE UNA LAJA

Este primer caso de estudio es muy común en los elementos estructurales, pues puede modelizar tanto un apoyo de un puente como un anclaje de un tirante de pretensado. Dentro de esta tipología vamos a desarrollar dos modelos: laja con carga centrada y con carga en un extremo.

Carga aplicada en el centro de la laja (D1)

La figura 14 muestra una carga concentrada en el centro de una laja de anchura “ T ”. La distribución de la carga tiene lugar en una región cuya profundidad es aproximadamente igual a su anchura. La desviación de las trayectorias de compresión genera esfuerzos de tracción transversal “ σ_x ”, también llamadas tensiones de desviación.

Su intensidad es función de la relación “ a/l ”, en la que “ a ” corresponde a la anchura de aplicación de la carga vertical. La integral de dichas tensiones “ T ” puede ser determinada según la siguiente fórmula.

$$T = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{a}{T}\right)$$

La fórmula anterior puede ser también obtenida del modelo presentado en la figura 15, en la que se asume que “ z ” es igual a “ $l/2$ ”.

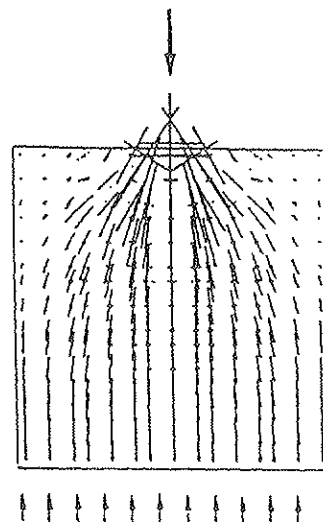


Figura 14: Flujo tensional

Las tensiones transversales de tracción están distribuidas, en el estado sin fisurar, en una profundidad igual a la anchura

ra "l" del macizo. Sin embargo justo por debajo de la carga aplicada, aparecen altas tensiones transversales de compresión, cuya integral "C" debe ser igual a "T".

La profundidad "h" de la viga no influye en las tensiones si la región "D" presenta una anchura menor o igual que su profundidad "h". Pero si "h" es menor que "l", el modelo de la figura 15 mantiene su geometría pero se hace necesaria una corrección de las dimensiones del mismo, consistentes en modificar el valor del brazo mecánico "z" (figura 16).

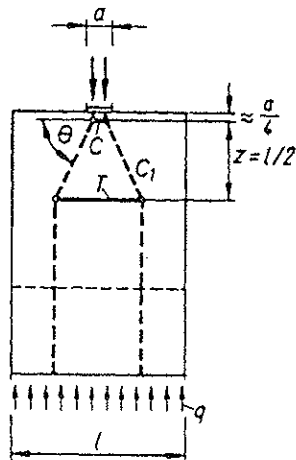


Figura 15. Celosía propuesta

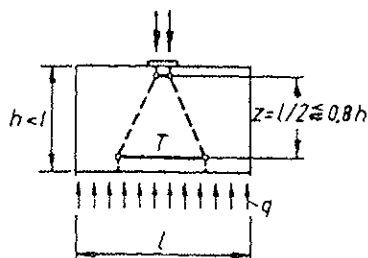


Figura 16. Celosía propuesta

Carga aplicada en el extremo de la laja (D2)

Aquí la carga "F" migra del centro hacia la esquina de la laja, las fuerzas de tracción transversales "T" por debajo de la carga decrecen en magnitud. Al mismo tiempo, aparecen tensiones de tracción "T", en la parte superior. Para una carga "F" situada en una esquina (figura 17) estas fuerzas de tracción pueden alcanzar una magnitud de $T_1 = F/3$.

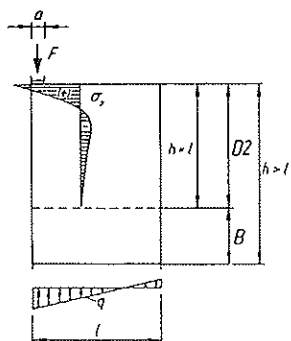


Figura 17: Flujo tensional

Basándonos en el razonamiento anteriormente realizado, el modelo de bielas y tirantes propuesto para este caso es el que se expone en la figura 18.

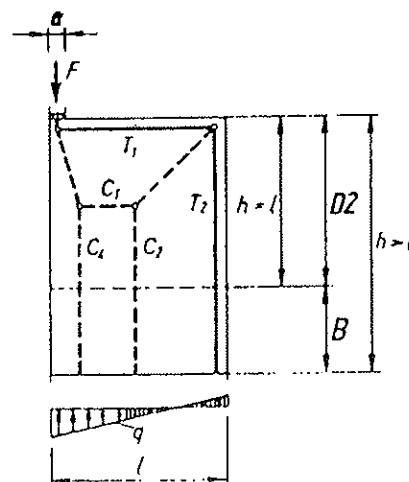


Figura 18: Celosía propuesta

LAJAS SOMETIDAS A CARGAS PUNTUALES Y OPUESTAS DE COMPRESIÓN

En el apartado anterior se ha estudiado el caso de una carga puntual aplicada sobre una laja, la cual era equilibrada mediante cargas repartidas.

En el presente apartado vamos a analizar el caso de tener cargas puntuales aplicadas sobre la laja equilibradas con otras cargas puntuales.

Dos cargas puntuales y opuestas de compresión situadas en el centro de la laja (D3)

A partir de la distribución tensional mostrada en la figura 19, el modelo de bielas y tirantes correspondiente se puede construir a partir del caso "D1". Para una relación "h/l" mayor que 2 puede ser dividida en dos regiones "D1" individuales. Esta misma idea de composición puede ser también aplicada en el caso de que la relación "h/l" sea menor que 2 (figura 20).

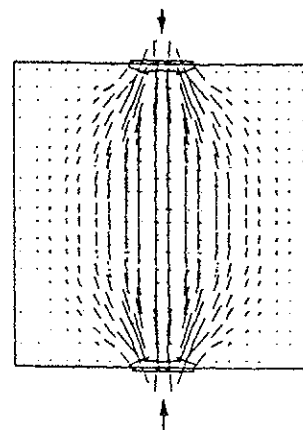


Figura 19: Flujo Tensional

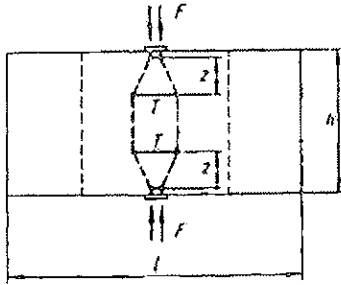


Figura 20: Modelo simple

En todo caso, analizando este último caso por un programa de elementos finitos se pueden apreciar ciertas tracciones a lo largo de los bordes extremos. Esto puede ser tomado en cuenta para la ejecución de un modelo más refinado, tal y como se puede apreciar en la figura 21.

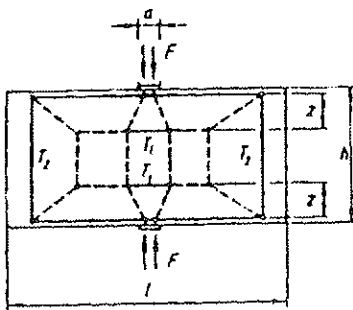


Figura 21: Modelo más refinado

Dos cargas puntuales y opuestas de compresión situadas en el extremo de la laja (D4)

En este caso se puede hacer un razonamiento análogo al realizado en el caso anterior. Aquí, a partir de la distribución tensional de la figura 22 puede ser construido el modelo de bielas y tirantes a partir del caso "D2". Existen también ciertas similitudes con el modelo refinado del caso anterior.

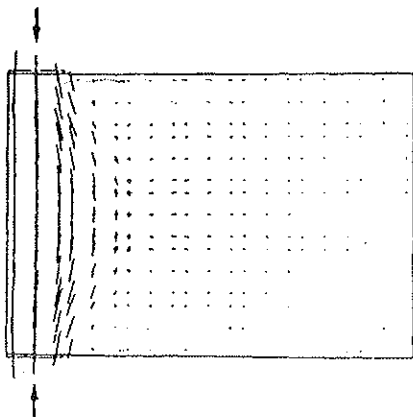


Figura 22: Flujo tensional

En el caso de que la anchura "l" de la laja sea superior a la profundidad "h" de la misma, la región "D" de estudio será aquella cuya anchura sea igual a su profundidad. Para una relación "h/l > 2" puede ser dividida en dos regiones "D2" individuales (figura 23).

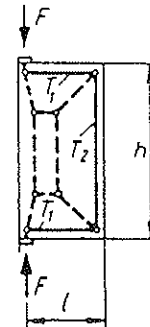
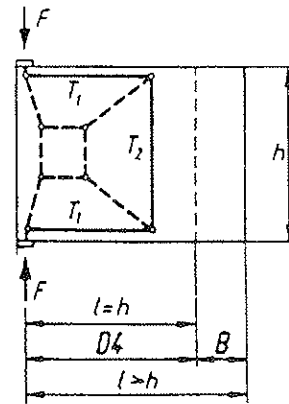


Figura 23: Modelos propuestos

LAJAS BIAPOYADAS

En este tercer apartado vamos a hacer un repaso por diferentes situaciones de lajas biapoyadas y sometidas a diferentes estados de carga.

Laja biapoyada sometida a una carga repartida en su parte superior (D5)

Este caso, junto con el primero que hemos analizado, es uno de los modelos más comunes y que en más ocasiones nos podemos encontrar. Realizando un estudio por elementos finitos y suponiendo, como siempre, que el material se comporta en régimen elástico y lineal, la distribución tensional es la que se puede ver en la figura 24.

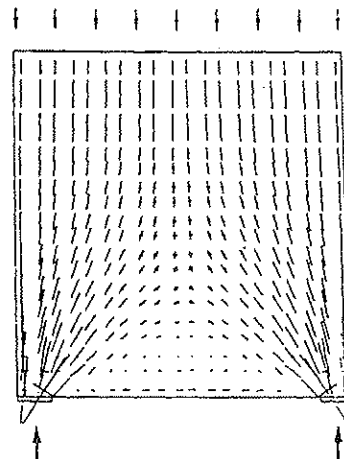


Figura 24: Flujo tensional



En función de la relación “ h/l ”, el valor del brazo mecánico “ z ” se ve modificado, desde un valor de “ $2/3h$ ” para el caso de que “ $h/l < 0,5$ ”, hasta “ $0,6l$ ” si “ $h/l > l$ ”. Los modelos de bielas y tirantes son los que se aprecian en la figura 25.

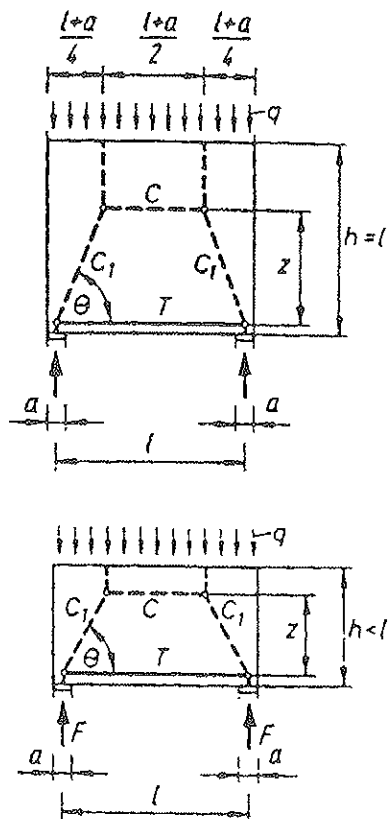


Figura 25: Modelos propuestos

Laja biapoyada sometida a una carga repartida en su parte inferior (D6)

En el caso de tener cargas colgadas, el modelo de bielas y tirantes es muy parecido. La distribución tensional es la que se aprecia en la figura 26, y el modelo de bielas es el reflejado en la figura 27.

Como se puede apreciar, además de la tracción horizontal “ $T1$ ”, aparece en el modelo una tracción vertical “ $T2$ ” que corresponde a la armadura de suspensión de la carga.

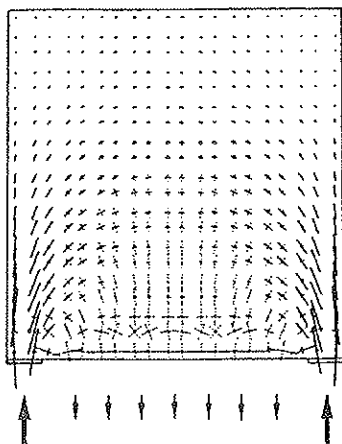


Figura 26: Flujo tensional

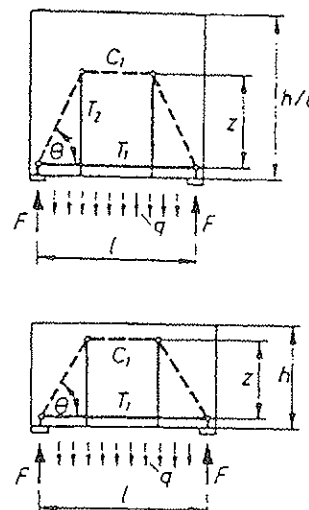


Figura 27: Modelos propuestos

Laja biapoyada sometida a una carga puntual centrada en su parte superior (D7)

La distribución de tensiones sobre la laja se muestra en la figura 28. Tal y como se puede apreciar, existe una transición bastante clara de la carga a los apoyos.

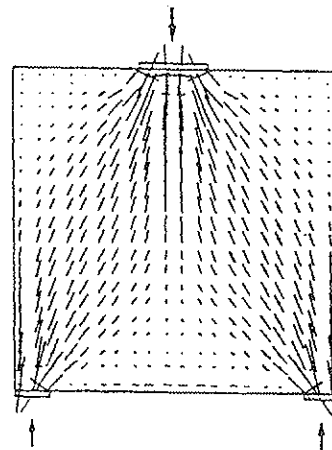


Figura 28: Flujo tensional

Un modelo muy simplificado de lo que ocurre en el interior de la laja, es el que se muestra en al figura 29.

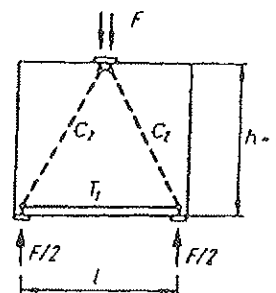


Figura 29: Modelo simplificado

Sin embargo, conviene utilizar un modelo algo más refinado, tal y como se puede apreciar en la figura 30. En éste último podemos ver que, efectivamente, las bielas en compresión no viajan totalmente rectas, sino que toma forma de huso, provocando pequeños esfuerzos de tracción "T2". Este razonamiento es válido cuando la relación " $h/l=1$ ". Conforme aumenta esta relación, el modelo va evolucionando hacia una región tipo "D1" en la parte superior y una región tipo "D5" en la parte inferior (figura 31).

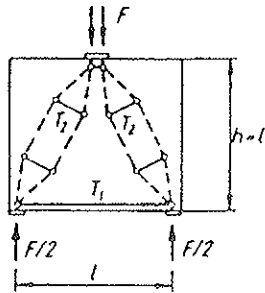


Figura 30: Modelo más refinado

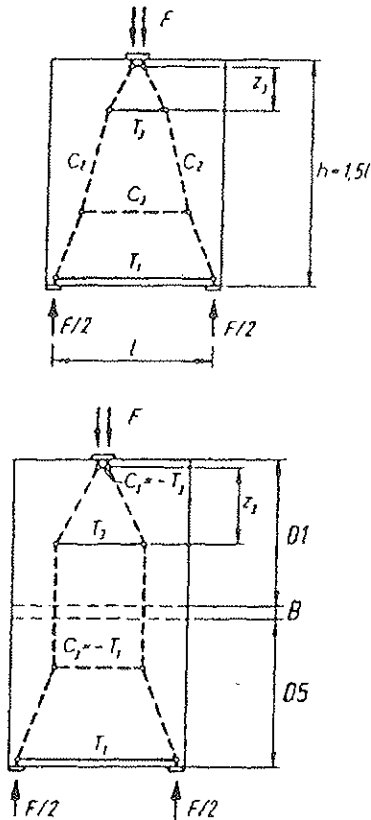


Figura 31: Modelos de bielas para relaciones $h/l > 1$

Laja biapoyada sometida a dos cargas puntuales situadas en los extremos de su parte superior (D8)

La distribución tensional es la que se muestra en la figura 32. Como se puede apreciar, cada una de las fuerzas viaja hacia su apoyo. Sin embargo este viaje no es directo, y existe una tendencia de distribuirse uniformemente en la zona central de la laja.

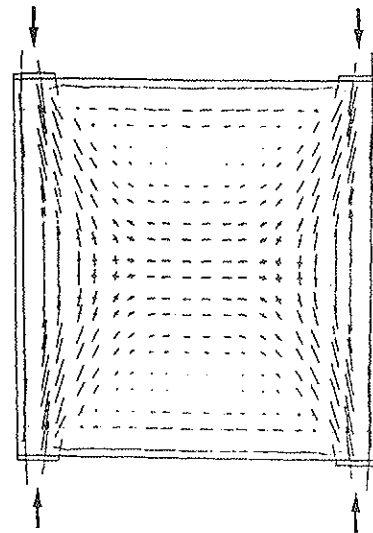


Figura 32: Flujo tensional

En el caso de que la relación " $h/l > 2$ ", este caso puede estudiarse como combinación de dos modelos tipo "D5", tal y como se aprecia en la figura 33.

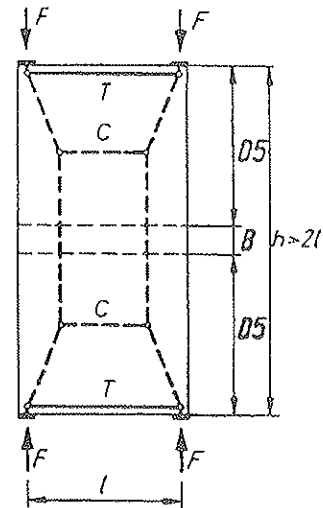


Figura 33: Modelo de bielas cuando $h/l > 2$

En el caso de que la relación " $h/l=1$ ", entonces no es posible hacer la división anteriormente anunciada. Sin embargo, el modelo propuesto (figura 34) es muy similar. Si la relación " $h/l < 0.5$ ", este caso puede incluso estudiarse como combinación de dos regiones tipo "D4".

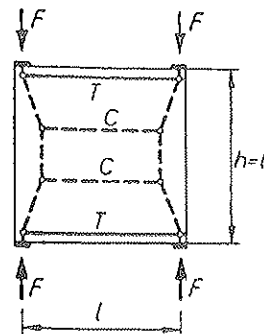


Figura 34: Modelo de bielas cuando $h/l=1$

LAJAS SOMETIDAS A VARIAS CARGAS PUNTUALES

En el caso anterior habíamos estudiado aquellas situaciones de lajas sometidas a una o dos cargas puntuales. Ahora lo que vamos a hacer es estudiar aquellas situaciones en las que lo que tengamos sean lajas sometidas a más cargas puntuales y se encuentren equilibradas, bien por una distribución tensional constante o por cargas puntuales. Son las llamadas lajas continuas.

Laja continua apoyada en una distribución tensional constante (D9)

En este caso, la distribución tensional que se obtiene de un análisis por elementos finitos es la que se expone en la figura 35.

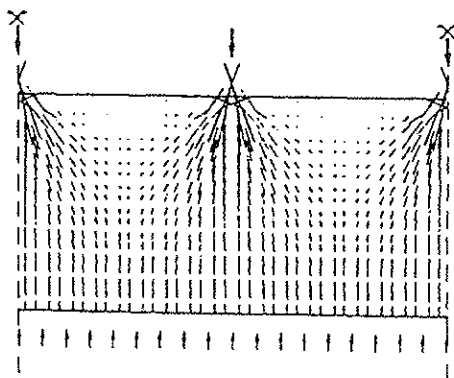


Figura 35: Flujo tensional

El modelo de bielas y tirantes que mejor se ajusta se obtiene como combinación de los casos "D1" y "D5", tal y como se aprecia en la figura 36.

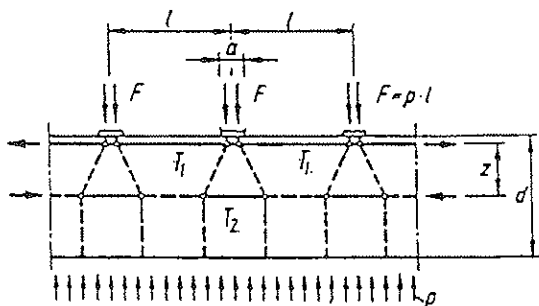


Figura 36: Modelo de bielas propuesto

Laja continua apoyada en puntos (D10)

En este caso, la distribución tensional que se obtiene de un análisis por elementos finitos es la que se expone en la figura 37.

El modelo de bielas y tirantes que mejor se ajusta se obtiene como combinación de los casos "D3" y "D8", tal y como se aprecia en la figura 38. Si la relación " $h/l > 2$ ", entonces la parte superior y la inferior corresponderían a un modelo tipo "D9", mientras que la zona central sería una región "B"

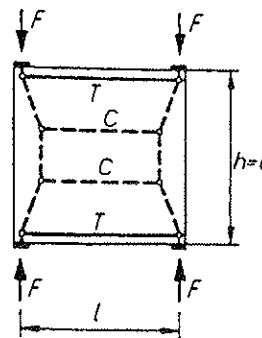


Figura 37: Flujo tensional

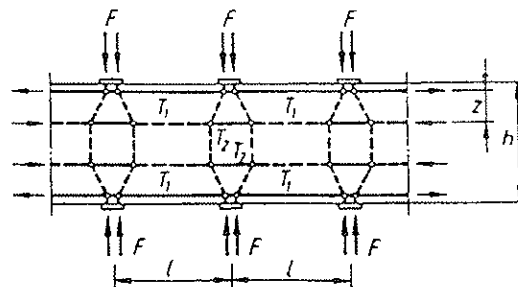


Figura 38: Modelo de bielas

CONCLUSIONES

Conocer el flujo real de tensiones en el interior de elementos estructurales, especialmente de hormigón, es de gran utilidad, pues permite definir criterios lógicos de armado, especialmente en aquellas regiones de discontinuidad, para las que, hasta la fecha, no existían criterios adecuados de armado. En el presente artículo se ha realizado una exposición de los principios básicos sobre los que se asienta el método de bielas y tirantes, tanto en lo que se refiere a determinación de la celosía interior más adecuada, como al correcto dimensionamiento de bielas, tirantes y nudos.

Asimismo se han definido y estudiado en profundidad las diez regiones "D" tipo, que tienen la interesante propiedad de que, a partir de ellas, es posible dimensionar razonadamente casi cualquier región de discontinuidad de nuestras estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

1. J. Schlaich, K. Schäfer. "Beton - Kalender. Konstruieren im Stahlbetonbau". Ernst & Sohn. Berlin. 1998.
2. J. Schlaich, K. Schäfer. "Strut - and - Tie Models for the Design of Structural Concrete". Workshop. Tainan. 1996.
3. K. H. Reineck. "Zur Theorie des Konstruktionsbetons". Vorlesung. Institut für Konstruktion und Entwurf II. Stuttgart. 1999.
4. K. Schäfer, "Grundlagen für Bemessung und Konstruktion". Vorlesung. Institut für Konstruktion und Entwurf II. Stuttgart. 1999.

5. M. A. Vicente. "*Influencia del método de bielas y tirantes en la nueva E.H.E.*". Conferencia celebrada en Burgos el 20 de Abril de 1999.

6. J.J. Arenas, M. A. Vicente, "*Fuerzas concentradas en estructuras de hormigón*". Curso de Doctorado. Departamen-

to de Diseño y Construcción de Estructuras de Edificación y Obras Públicas. 1999.

7. J. Schlaich. "*Toward a Consistent Design of Structural Concrete*". PCI Journal. Mayo-Junio 1987.



EDIFICIOS Y CONSTRUCCIONES SINGULARES EN HORMIGÓN

Este es el título del Número Especial 826 de la Revista Técnica CEMENTO-HORMIGÓN, correspondiente al mes de Agosto de 2001.

Este número especial, décimo tercero ya de una serie temática específica iniciada en 1989, acaba de ser publicado en colaboración conjunta de la citada revista y del Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA).

Su contenido pretende revisar las enormes posibilidades del hormigón en la edificación mediante la presentación tanto de algunos edificios concretos (Escuela-Hogar de Morella –Castellón-, Biblioteca de Fuencarral –Madrid-, Templo de la Sagrada Familia –Barcelona-, etc.) como de una serie de técnicas especiales (hormigón autocompacto) hormigón de altas resistencias, etc.)

Autores: Varios

Título: Edificios y construcciones singulares en hormigón

Edita: Cemento-Hormigón

P.V.P.: 1.700 ptas. (IVA incluido) + gastos de envío

Los interesados en dicha publicación deberán consultar nuestra hoja WEB: www.ieca.es

La durabilidad de las estructuras prefabricadas de hormigón

Durability of precast concrete structures

Manuel Burón Maestro

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

GRUPO PACADAR

RESUMEN

Las estructuras prefabricadas de hormigón armado y pretensado ofrecen una Durabilidad notablemente superior a las construidas *in situ* con medios y materiales tradicionales.

Las condiciones industriales de fabricación de dichas estructuras permite utilizar dosificaciones de hormigón con alto contenido de cemento y baja relación agua/cemento, así como elevadas energías de vibración. Como consecuencia, el hormigón obtenido es muy compacto y muy impermeable al agua. El índice de Durabilidad que ofrece este hormigón es muy superior a aquél que cumple estrictamente las condiciones exigidas por la Instrucción EHE para considerar el hormigón impermeable al agua.

El uso habitual del pretensado en jácenas y forjados prefabricados elimina la existencia de fisuración para sobrecargas frecuentes, aumentando considerablemente la Durabilidad de la estructura. Además el tipo de hormigón utilizado en la prefabricación de estructuras mantiene su carácter de impermeable al agua aunque durante el proceso de fabricación se pudiera ver afectado por defectos de puesta en obra tales como vibrado defectuoso, curado insuficiente, pérdida de lechada, oquedades o fisuras, en el grado indicado en este texto.

SUMMARY

Reinforced and prestressed precast concrete structures present more Durability than made in place structures with traditional systems and materials.

In the precast industries it is possible to use high quantity of cement and low ratio water/cement for the concrete mixture, as well as it is easy to use high vibration energy for a good compaction of the concrete. Therefore the precast concrete is very compact and very waterproof and its Durability is bigger than the Durability of the strictly waterproof concrete according to EHE regulation.

The regular use of prestress on precast beams and decks eliminates cracking for frequent loads action.

Furthermore, precast concrete keeps its waterproof performance although the influence that a vibrated fault, an insufficient curing, a grout loss, the existence of superficial voids and cracking, like the included in this paper, has in them.

Las estructuras prefabricadas de hormigón son un caso particular dentro de las estructuras de hormigón armado y pretensado. Tal particularidad viene determinada por el proceso de ejecución de carácter industrial utilizado durante su construcción. Las estructuras prefabricadas se componen de diversos elementos resistentes que se construyen en fábrica y que son transportados hasta el lugar de la obra donde, mediante el proceso de montaje, se vinculan entre sí formando la estructura final que soportará las cargas de servicio.

El proceso industrial de construcción en fábrica presenta determinados aspectos que en la ejecución *in situ* no suelen ocurrir y que hacen que las estructuras prefabricadas tengan

algunas cualidades que las diferencian, en términos de Durabilidad, de las ejecutadas *in situ* en las condiciones habituales de la mayoría de las obras.

La Durabilidad de las estructuras está directamente relacionada con la capacidad que tiene el espesor de hormigón estructural, denominado recubrimiento, de proteger a las armaduras frente al riesgo de corrosión. En consecuencia, la Durabilidad de las estructuras depende de:

- a) La correcta elección de los materiales que forman la dosificación del hormigón, para ser los más adecuados frente a la acción de los agentes agresores propios del ambiente al que esté sometida la estructura.
- b) La compacidad e impermeabilidad del hormigón, en términos de estructura interna porosa e intercomunicada que el hormigón ofrece a la penetración de dichos agentes agresores.

En lo referente a la correcta elección de los materiales, nada diferencia a la estructura prefabricada de la ejecutada *in situ*. Es en los aspectos ligados a la estructura de poros abierta, compacidad e impermeabilidad, donde las estructuras prefabricadas se diferencian de la mayor parte de las estructuras ejecutadas *in situ*.

Es conocido el hecho de que relaciones Agua/Cemento bajas elevan la Durabilidad, pero dificultan considerablemente la puesta en obra del hormigón, exigiendo elevadas energías para su correcta compactación que aumentan considerablemente los esfuerzos que debe resistir el encofrado, superándose las posibilidades que ofrecen las condiciones de ejecución habitualmente utilizadas en la mayoría de las obras *in situ*.

En la fabricación de elementos para estructuras prefabricadas, es habitual utilizar relaciones Agua/Cemento bajas, del orden de 0,37, a la vez que se utilizan sistemas de compactación, mediante vibradores de alta frecuencia, capaces de aportar la energía necesaria. La utilización de moldes metálicos con estructura adecuada para resistir tanto el empuje del hormigón como la acción de la vibración permite contar con encofrados adecuados para la puesta en obra de dichos hormigones.

En consecuencia, una característica específica de la prefabricación es el uso sistemático de relaciones Agua/Cemento bajas que se traducen en una mayor Durabilidad.

Como referencia relativa a la bondad del valor de la relación Agua/Cemento igual a 0,37, en términos de Durabilidad, puede compararse con el valor 0,55 recomendado por la Instrucción EHE para estructuras en ambiente normal húmedo, o con el valor 0,50 recomendado por dicha Instrucción en ambiente marino aéreo (no sumergido, ni en zona de mareas).

También es un hecho conocido que cantidades mayores de cemento incrementan la Durabilidad.

En la fabricación de elementos prefabricados es habitual la utilización de dosificaciones ricas en cemento, con objeto de

obtener hormigones de alta resistencia inicial que favorezcan el proceso productivo permitiendo extraer los elementos prefabricados de sus moldes a la mayor brevedad posible. Es frecuente fabricar hormigones con 450 Kg/m³ de cemento para que el ciclo de utilización de los moldes se sitúe entre 12 horas y 36 horas. Tal cantidad de cemento se traduce en una mayor Durabilidad. Puede compararse dicha cantidad con la de 300 Kg/m³ recomendada por la Instrucción EHE para estructuras en ambiente normal húmedo o marino aéreo.

La Instrucción EHE exige que las estructuras situadas en ambiente marino, o con cloruros de origen diferente del medio marino, o con agentes agresores específicos, cuenten con un hormigón suficientemente impermeable al agua como condición necesaria de Durabilidad. El hormigón suficientemente impermeable al agua es aquél en el que los resultados del ensayo de penetración de agua bajo presión, según UNE 83-309-90, cumplen simultáneamente que:

- La Profundidad Máxima de penetración de agua es menor o igual que 50 mm.
- La Profundidad Media de penetración de agua es menor o igual que 30 mm.

Las estructuras prefabricadas con la cantidad de Cemento y la relación Agua/Cemento antedichas cumplen con estas condiciones sobradamente, incluso en el supuesto de que la Puesta en Obra del hormigón resulte defectuosa, circunstancia mucho menos frecuente y mucho menos probable que en la ejecución *in situ* debido a que el proceso industrial de colocación y curado del hormigón en fábrica cuenta, generalmente, con más medios para su correcta ejecución que los disponibles en la mayoría de las obras que se construyen *in situ*.

Desde el punto de vista de la Durabilidad existe un factor decisivo que actúa sobre las cualidades del hormigón en la amasadora y que determina las cualidades del hormigón realmente existente en la estructura. Este factor es el proceso de Puesta en Obra.

Siempre se ha dicho que una buena ejecución, sobre todo un buen curado y una buena compactación, es importante desde el punto de vista de la Durabilidad. Tal información tiene carácter cualitativo. El resultado del trabajo experimental que se recoge en la Tesis Doctoral que el autor de este artículo ha realizado en el Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, bajo la dirección del Catedrático Sr. D. José Calavera Ruiz, permite valorar la influencia que el proceso de Puesta en Obra del hormigón tiene sobre la Durabilidad del mismo, en términos cuantitativos.

En dicha Tesis se ha estudiado cómo influye en la Durabilidad de un determinado hormigón los defectos más habituales de Puesta en Obra, es decir:

- Un vibrado defectuoso
- Un curado insuficiente
- La pérdida de lechada

- La existencia de oquedades superficiales
- La existencia de fisuras

Los resultados de los ensayos incluidos en la citada Tesis avalan las afirmaciones realizadas sobre la Durabilidad de las estructuras prefabricadas, tal y como se explica a continuación.

La Durabilidad puede establecerse en términos de red abierta de poros penetrables que ofrece el hormigón al avance de los agresores. El tipo de penetración más directa, como es la del agua sometida a presión, es el más representativo del conjunto de la red de poros abierta y queda bien valorado con los valores de los parámetros "Profundidad media" y "Profundidad máxima" de penetración de agua bajo presión. En este sentido, estos parámetros miden adecuadamente las posibilidades totales de desarrollo de mecanismos de transporte en cuanto a caminos de penetración de los agentes agresores en el hormigón a través de la red abierta de poros. El valor de estos ensayos establece con claridad, sobre todo en las comparaciones de un hormigón con otro, cuanta red de poros abierta existe en el hormigón dispuesta a que, a través de ella, se desarrollen mecanismos de transporte. Evidentemente, frente a un ataque en el que únicamente se produzcan fenómenos de tipo succión capilar, estos dos parámetros no son representativos, y, en este caso, su sola consideración tampoco daría una idea exacta del problema. No obstante, son los parámetros más adecuados si se considera la posibilidad de un ataque que pueda penetrar a través de todo el conjunto de la estructura de poros abierta y también son aquéllos que aportan una información completa de la estructura de poros abierta en cuanto a su penetrabilidad se refiere.

De acuerdo con la Instrucción EHE vigente, consideramos como valor objetivo y normativo para medir la condición necesaria de Durabilidad en términos de impermeabilidad al agua los valores indicados anteriormente, es decir: Profundidad media de penetración de agua a presión ≤ 30 mm. y, simultáneamente, Profundidad máxima de penetración de agua a presión ≤ 50 mm. Ambos valores obtenidos mediante el ensayo UNE 83-309-90 "Determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión".

Las conclusiones de la mencionada Tesis, en lo referente a los resultados obtenidos al someter distintos hormigones a este ensayo son:

Considerando 11,5 como valor de referencia de Durabilidad del hormigón impermeable al agua (Profundidad media de penetración ≤ 30 mm. y Profundidad máxima de penetración ≤ 50 mm.), el valor correspondiente, comparable con el anterior, al hormigón muy compacto utilizado en las estructuras prefabricadas por PACADAR (cantidad de cemento = 450 Kg/m³ de hormigón y Relación Agua/Cemento = 0,37) ha resultado ser de 100, es decir 8,7 veces más durable.

Valores comparables con los anteriores son 18 obtenido para hormigones poco compactos (cantidad de cemento 250 Kg/m³ de hormigón y Relación Agua/Cemento = 0,66), 11 obtenido para hormigones muy poco compactos con cantidad de cemento

= 200 Kg/m³ de hormigón y Relación Agua/Cemento = 0,83 y 0,7 obtenido para hormigones muy poco compactos con cantidad de cemento = 180 Kg/m³ de hormigón y Relación Agua/Cemento = 0,89.

Es decir, el hormigón de las estructuras prefabricadas presenta una Durabilidad, en términos de estructura de poros abierta, entre 9 y 142 veces superior a la correspondiente a los hormigones habitualmente utilizado en la mayoría de las estructuras ejecutadas *in situ*.

Por otra parte, la pérdida de Durabilidad que provocan los defectos de Puesta en Obra afecta de modo muy diferente, en términos cuantitativos, a cada uno de los hormigones citados, en cuanto a que el valor de Durabilidad atribuido a cada uno de ellos sea superior, igual o inferior al valor de Durabilidad que caracteriza a un hormigón impermeable al agua que cumpla con las citadas especificaciones de la Instrucción EHE.

Las Figuras 1, 2, 3 y 4 tituladas respectivamente Figura Resumen 1, Figura Resumen 2, Figura Resumen 3 y Figura Resumen 4, indican cómo afectan los defectos de Puesta en Obra estudiados, a los diversos hormigones. En ellas se denominan hormigones muy compactos aquéllos con 450 Kg. de cemento por m³ de hormigón y relación Agua/Cemento = 0,37 (son los utilizados en las estructuras prefabricadas) Hormigones poco compactos aquéllos, con 250 Kg. de cemento por m³ de hormigón y relación Agua/Cemento = 0,66 y hormigones muy poco compactos aquéllos con 200 Kg ó 180 Kg. de cemento por m³ de hormigón y relación Agua/Cemento = 0,83 ó 0,89.

En las mencionadas Figuras se utilizan las claves y significados siguientes:

Hormigón Patrón HP: Se refiere a cada uno de los hormigones ensayados sin ningún defecto de puesta en obra, es decir, colocados de acuerdo con el proceso especificado en la Norma UNE 83-301-91 para la ejecución y conservación de las probetas de hormigón.

Vibrado %: El valor 100 corresponde al vibrado del Hormigón Patrón. Los defectos de vibración en el proceso de puesta en obra se han reproducido vibrando el 66% y el 33% respectivamente del vibrado normalizado correspondiente al Hormigón Patrón.

Curado C, I, N: La clave C corresponde al curado del Hormigón Patrón. Los defectos de curado en el proceso de puesta en obra se han reproducido mediante las dos situaciones siguientes. La clase I corresponde a una situación de curado reproducido manteniendo las probetas protegidas por arpilleras húmedas durante los primeros 5 días, y conservándolas los 28 días a una temperatura comprendida entre 17° C y 23° C en el ambiente interior del laboratorio en el que la humedad relativa está comprendida entre el 60% y el 70%. La clave N corresponde a otra situación de curado reproducido, conservando las probetas durante 28 días en el ambiente interior del laboratorio en el que la temperatura está comprendida entre 17° C y 23° C y la humedad relativa entre el 60% y el 70%.

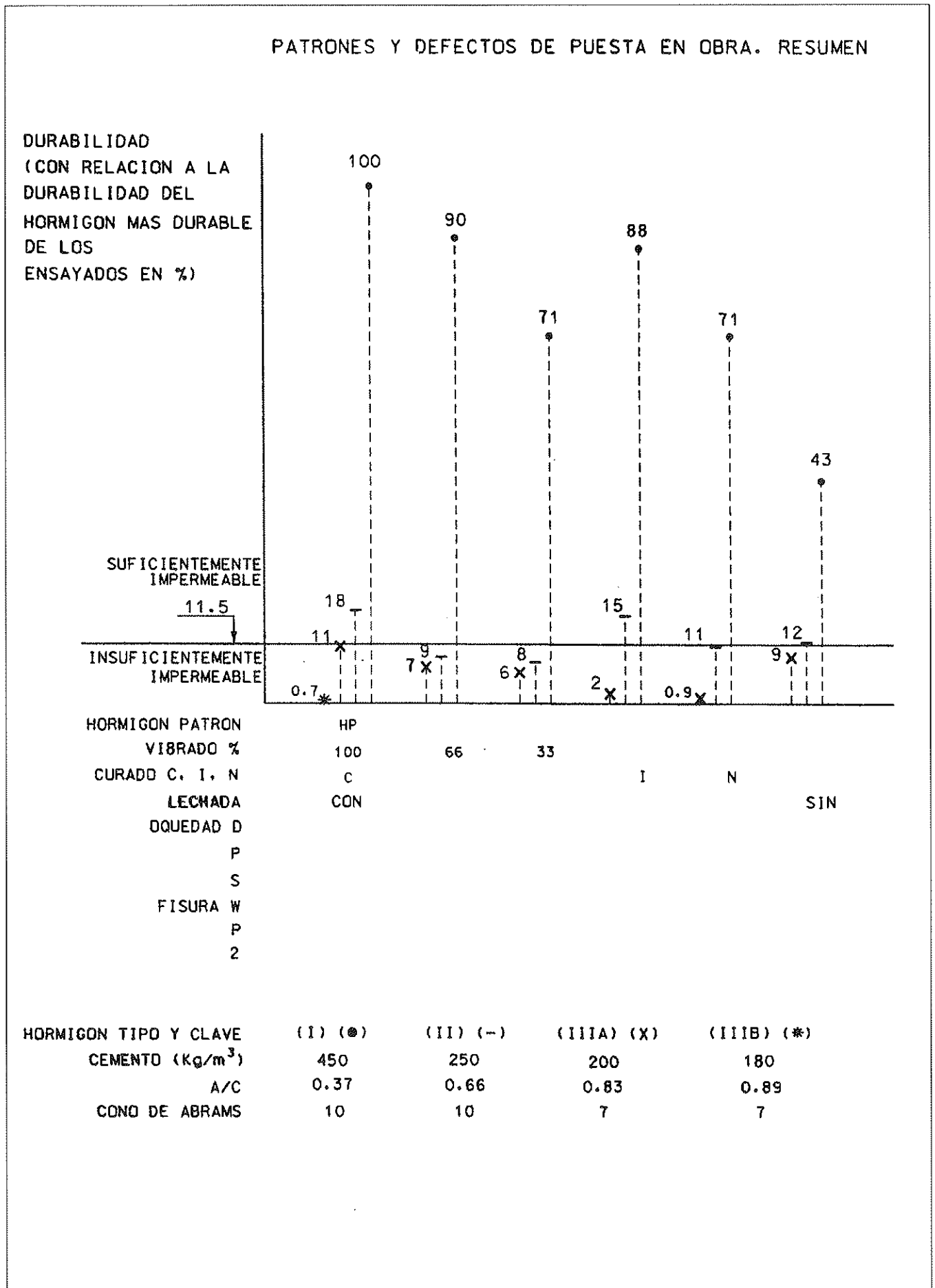


Figura 1 = Figura Resumen 1 de resultados de los ensayos de penetración de agua, bajo presión en términos de Durabilidad.

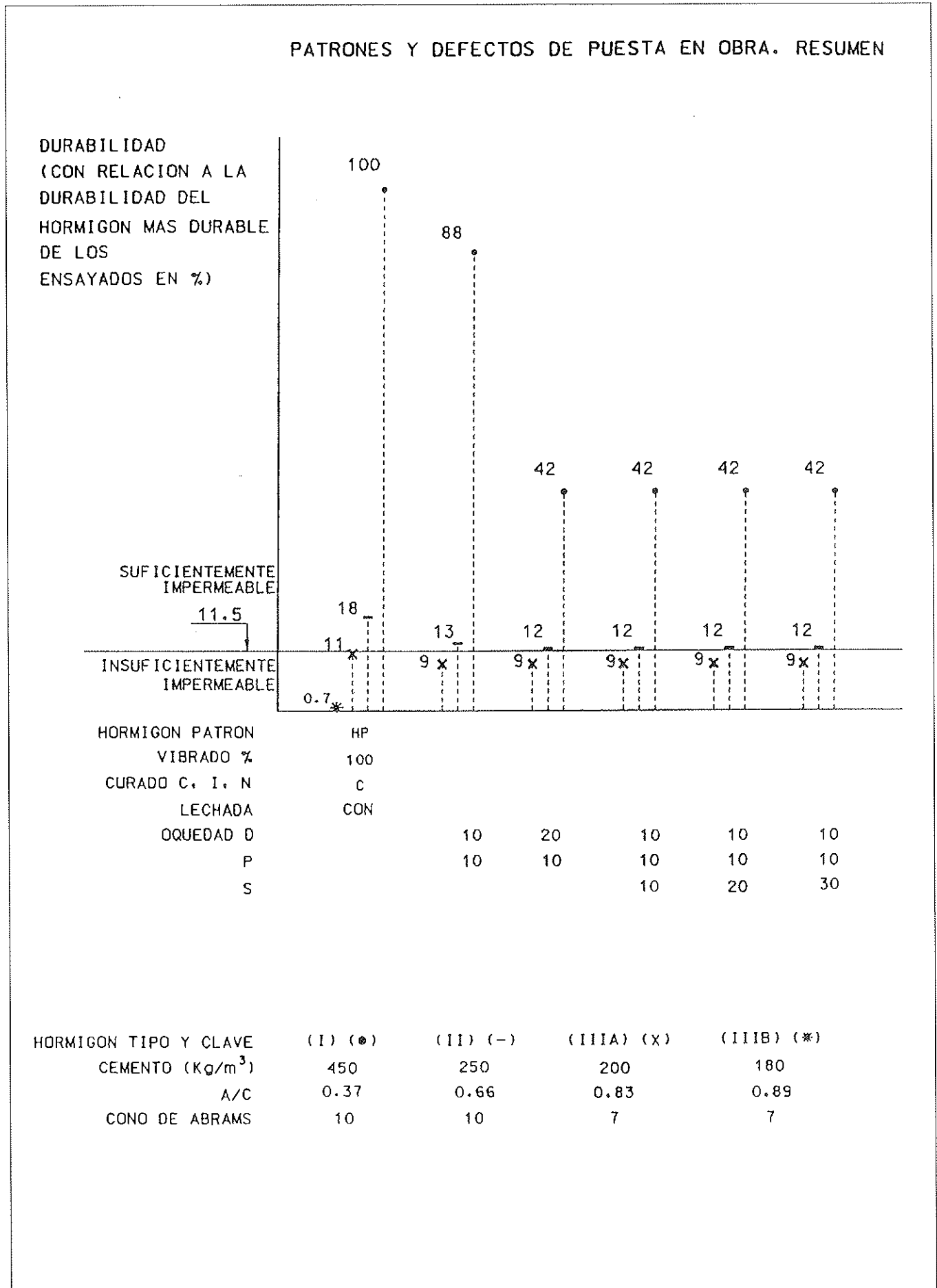


Figura 2 = Figura Resumen 2 de resultados de los ensayos de penetración de agua, bajo presión en términos de Durabilidad.

PATRONES Y DEFECTOS DE PUESTA EN OBRA. RESUMEN

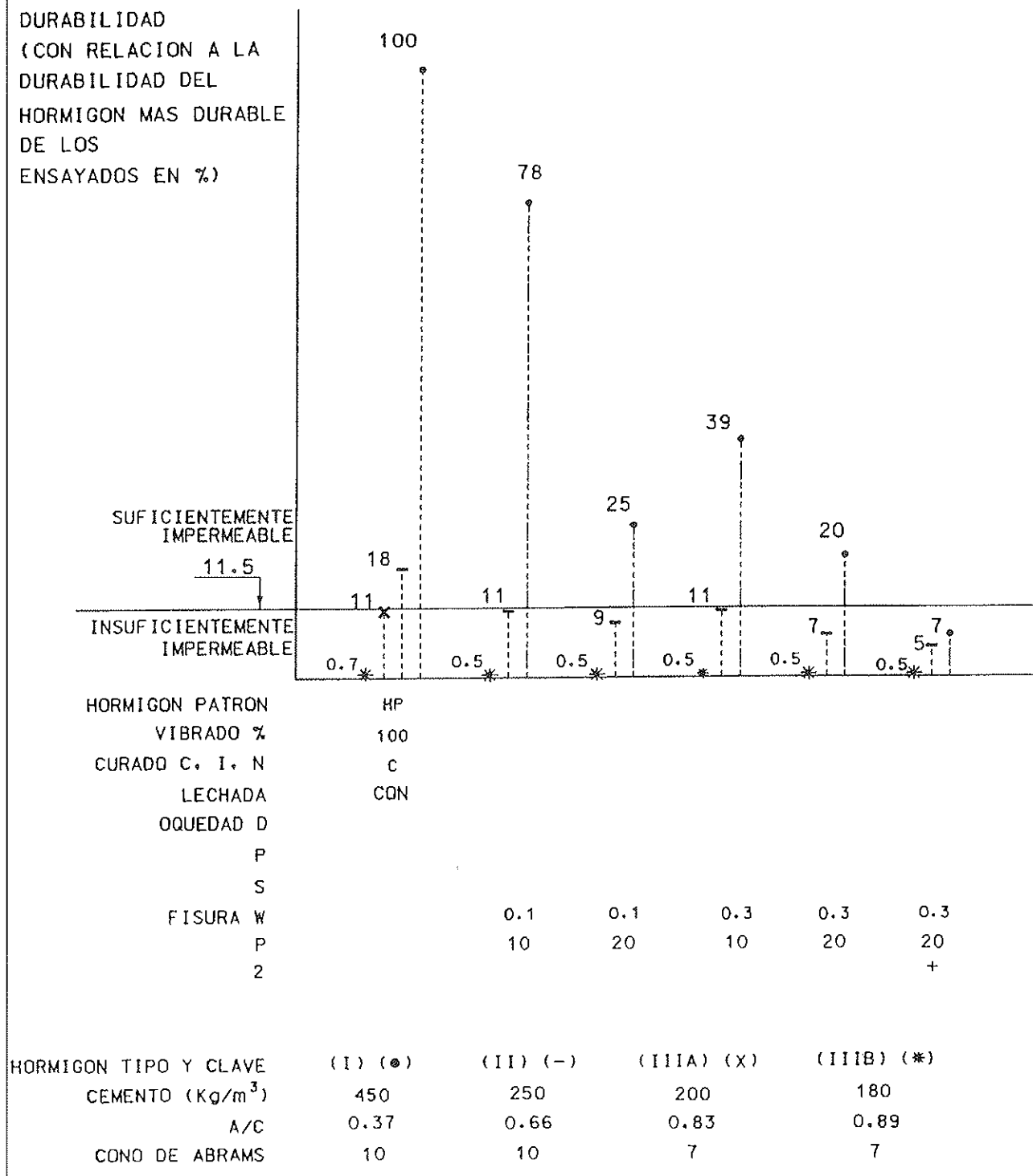
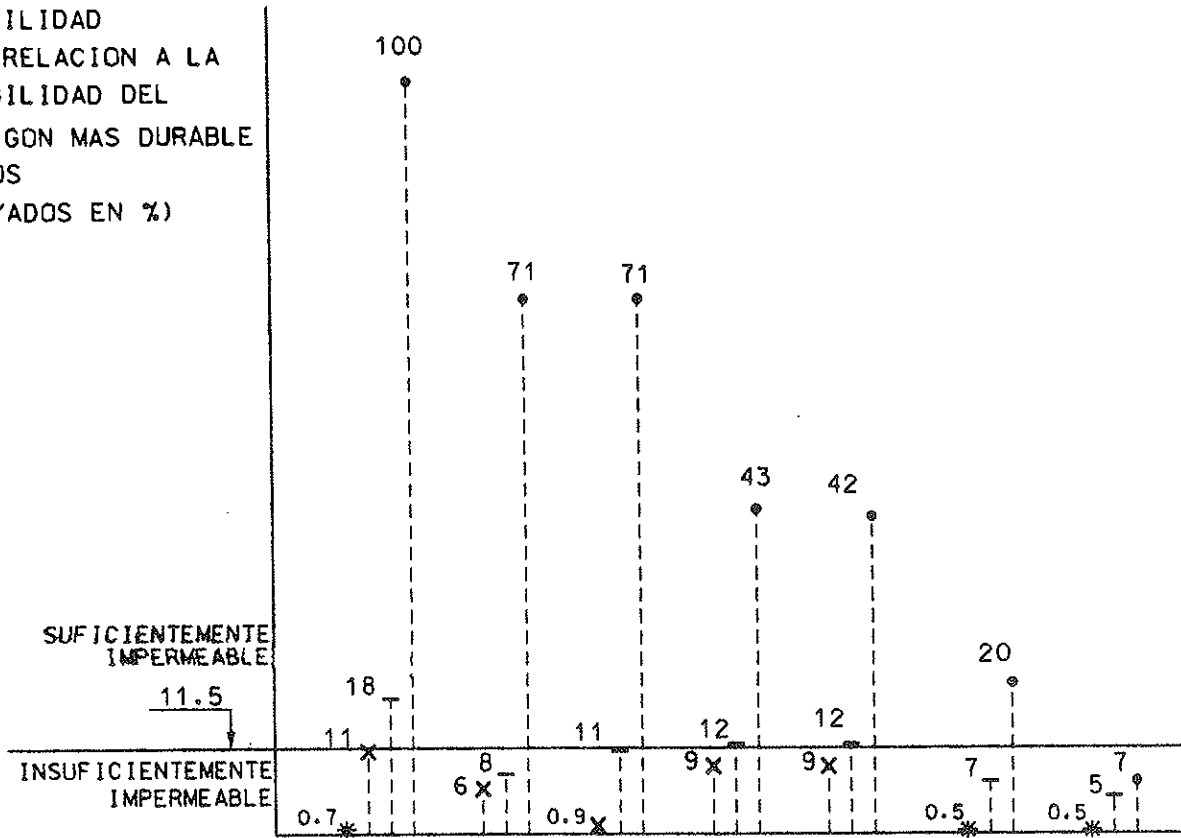


Figura 3 = Figura Resumen 3 de resultados de los ensayos de penetración de agua, bajo presión en términos de Durabilidad.

PATRONES Y DEFECTOS DE PUESTA EN OBRA. RESUMEN

DURABILIDAD
(CON RELACION A LA
DURABILIDAD DEL
HORMIGON MAS DURABLE
DE LOS
ENSAYADOS EN %)



HORMIGON PATRON	HP			
VIBRADO %	100	33		
CURADO C. I. N	C		N	
LECHADA	CON		SIN	
QUEDAD D				20
P				10
S				
FISURA W				0.3
P				20
2				+

HORMIGON TIPO Y CLAVE	(I) (●)	(II) (-)	(IIIA) (X)	(IIIB) (*)
CEMENTO (Kg/m ³)	450	250	200	180
A/C	0.37	0.66	0.83	0.89
COND DE ABRAMS	10	10	7	7

Figura 4 = Figura Resumen 4 de resultados de los ensayos de penetración de agua, bajo presión en términos de Durabilidad.

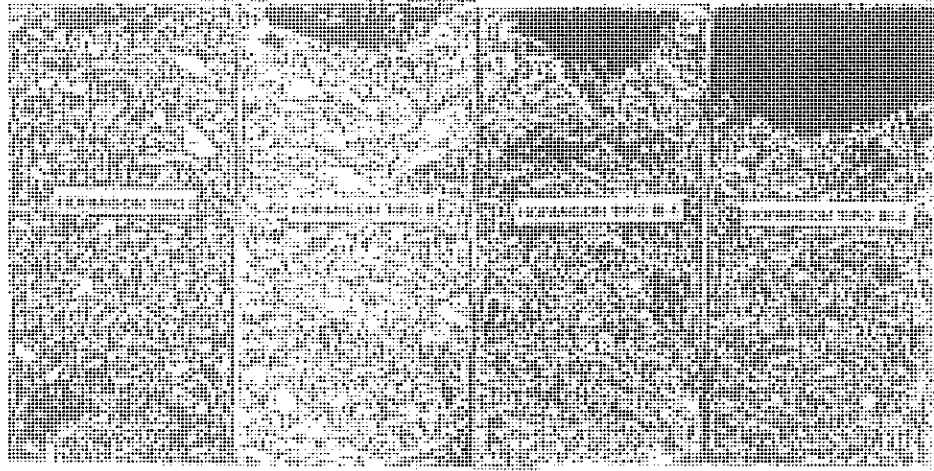


Figura 5 = Penetración de agua bajo presión en los diferentes Hormigones Patrón: Tipo I, Tipo II, Tipo IIIA = III 1 y Tipo III B = III 2

Lechada: La clave CON corresponde al Hormigón Patrón que no sufre pérdida de lechada alguna. El defecto de pérdida de lechada en el proceso de puesta en obra se ha reproducido eliminando la lechada superficial, utilizando la clave SIN para señalar cuándo no existe lechada en la superficie.

Oquedad D, P, S: Esta clave indica la existencia de oquedades superficiales en el hormigón ensayado, siendo D el diámetro de la oquedad en mm., P la profundidad de la oquedad en mm. y S la reparación entre los bordes más próximos de dos oquedades contiguas expresada en mm.

Fisura W, P, 2: Esta clave indica la existencia de fisuras en el hormigón ensayado, siendo W la abertura de la fisura en mm., P la profundidad de la fisura en mm. y el número 2 indica la existencia de dos fisuras y el símbolo + indica que tales fisuras se cruzan ortogonalmente.

Cemento (Kg/m³): Indica la cantidad de cemento por m³ del Hormigón en cuestión.

A/C: Indica la relación Agua/Cemento del Hormigón en cuestión.

Observando las mencionadas Figuras se puede concluir que el hormigón muy compacto, utilizado en las estructuras prefabricadas, presenta, aún en el caso de que en él se pudieran producir los defectos de Puesta en Obra estudiados, índices de Durabilidad superiores al que corresponde el hormigón impermeable al agua de un modo estricto. Este hormigón impermeable se caracteriza por un índice de Durabilidad 11,5, inferior siempre al del hormigón muy compacto con el que habitualmente se construyen las estructuras prefabricadas, salvo en el caso estudiado en el que se pudieran producir fisu-

ras cruzadas de abertura 0,3 mm. y profundidad 20 mm., situación ésta poco representativa de la realidad.

Los resultados indicados en las Figuras 1, 2, 3 y 4 expresan gráficamente y en términos de Durabilidad el resultado de los ensayos de penetración de agua bajo presión a los que se han sometido los diversos hormigones. El resultado de dichos ensayos es muy expresivo observando simplemente la probeta ensayada, como se puede apreciar en la Figura 5 en la que se muestra el resultado de dicho ensayo sobre los Hormigones Patrón a los que se refieren los gráficos anteriores: Tipo I Muy Compacto (Hormigón de elementos prefabricados por PACADAR), Tipo II Poco Compacto (Hormigón con 250 Kg. de cemento/m³ y Relación A/C = 0,66) y Tipo III A y B ambos Muy Poco Compactos. (Hormigones con 200 Kg. de cemento/m³ y Relación A/C = 0,83 y con 180 Kg. de cemento/m³ y Relación A/C = 0,89 respectivamente).

La importancia que la existencia de fisuras tiene en la Durabilidad, otorga un valor añadido a las estructuras pretensadas en las que es habitual la inexistencia de fisuración en situación de sobrecargas frecuentes.

En las estructuras prefabricadas es habitual el uso de jácenas y forjados pretensados, por lo que, en general, la Durabilidad de las mismas es superior a la que correspondería por la sola capacidad de protección de las armaduras que ofrece el hormigón del recubrimiento.

Por todo ello, se puede afirmar que las estructuras prefabricadas de hormigón armado y pretensado ofrecen índices de Durabilidad notablemente superiores a los que corresponde a la mayoría de las obras que habitualmente se construyen *in situ* con los medios y materiales tradicionales.

Reparación y cuelgue de la escultura "El elogio del agua", de Eduardo Chillida. Resolución del equilibrio de un mecanismo

*Reparation and suspension of the sculpture
"El elogio del agua", of Eduardo Chillida.
Solution of the equilibrium of a mechanism*

◆
Tomás L. Ripa Alonso
Ing. de Caminos, Canales y Puertos

◆
Francisco Millanes Mato
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
IDEAM, S.A.

RESUMEN

El presente artículo expone el proceso de reparación y cuelgue de la escultura "El Elogio del Agua", de Eduardo Chillida. La escultura está suspendida mediante cuatro tirantes pretensados que partiendo del cuerpo central de la escultura, se anclan en la ladera circundante. Tal sistema de sustentación conduce a que la escultura sea un mecanismo, de forma que, a partir de su posición de desapeo, se traslada y gira hasta alcanzar una posición de equilibrio estable. La determinación de la posición de equilibrio requiere la resolución de un sistema no lineal, cuyas 10 incógnitas son los 6 movimientos de sólido rígido (tres traslaciones y tres giros) y las 4 fuerzas en los cables y cuyas 10 ecuaciones son las 6 de equilibrio universal y 4 de compatibilidad de elongaciones en los cables.

El modelo de cálculo no lineal del equilibrio del mecanismo se aplicó al cálculo de la respuesta de la escultura frente a diversas sollicitaciones, de forma que se determinaron con precisión su posición y giros finales, estrictamente condicionados por los deseos de posicionamiento de la escultura manifestados por el artista. Por ello, se diseñó un sistema de cuelgue con un núcleo móvil de anclajes y la posibilidad de modificar las longitudes de los cables, de forma que pudiese corregirse la posición final de equilibrio en busca de la horizontalidad absoluta de la escultura. El sistema diseñado, que heredaba tecnologías aplicadas en puentes atirantados, garantiza además óptimo comportamiento frente a la fatiga y corrosión, causantes de la rotura del primitivo sistema de cuelgue de la escultura.

SUMMARY

This paper resumes the process of reparation and suspension of the sculpture "El Elogio del Agua", of Eduardo Chillida. The sculpture is suspended by four prestressed cables which, starting from the main body of the sculpture, are anchored into the surrounding steep rock-faces. Such suspension system makes the sculpture a mechanism, so that, once hung, it will displace and rotate until it encounters a balanced position. The determination of such position implies solving a non linear system, whose 10 variables are the 6 rigid-body motions (three displacements and three rotations) plus the tension on each cable, and whose equations are the six equilibrium equations plus 4 strain-compatibility equations of the cables.

This non-linear calculation model was applied to the resolution of the sculpture's response to several actions, in order to determine precisely its final position and rotations, strictly conditioned by the author's desires. Therefore, the suspension system designed consisted of a movable anchorage block with the possibility of varying the cables length, so that it allowed modifying the equilibrium position of the sculpture in order to achieve and absolutely horizontal balanced position. The system designed inherited technologies applied to cable-stayed bridges, thus offering an optimum performance against corrosion and fatigue, the ultimate reasons of the collapse of the previous suspension system.

1. INTRODUCCIÓN

La reparación y cuelgue de la estructura "El Elogio del Agua", de Eduardo Chillida, sita en el Parc de la Creueta del

Coll en Barcelona, supuso afrontar una problemática poco habitual en la práctica profesional de los Ingenieros de Caminos: acostumbrados a que las estructuras proyectadas sean hiperestáticas o, cuando menos, isostáticas, abordar el cálculo de un mecanismo resultaba, sin lugar a dudas, un encargo atípico, máxime cuando a las dificultades intrínsecas del cálculo había que añadir los estrictos condicionantes estéticos derivados de que, por encima de cualquier otra consideración, se estaba acometiendo la reparación de una obra de arte. Por ello, el respeto absoluto a los deseos del artista para conseguir imprimir el sentido deseado a su obra, requirió una labor añadida no sólo de cálculo sino de desarrollo específico de los sistemas de suspensión de la escultura, de forma que su incidencia sobre el aspecto exterior de la misma fuese mínima.

En el presente artículo se desarrollan, por tanto, los aspectos singulares de la reparación y cuelgue de "El Elogio del Agua", en la doble vertiente expuesta: por una parte se presenta el modelo de cálculo desarrollado para resolver el problema de equilibrio no lineal del mecanismo compuesto por la escultura y su sistema de suspensión para, seguidamente, detallar el proceso de ejecución de la reparación, disposición de los sistemas de suspensión y posterior cuelgue de la escultura.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESCULTURA. ANTECEDENTES DE LA ROTURA

"El Elogio del Agua" (ver Figuras 1 y 2) es una escultura de hormigón armado, de aproximadamente 490 kN de peso, sustentada por cuatro tirantes que, partiendo del cuerpo central de la escultura, se anclan en las laderas de la antigua cantera que circunda el parque. Como se observa en la Figura 3, los tirantes tienen longitud e inclinación variable, de forma que los de la pareja más corta son de aproximadamente 20 m de longitud, mientras que los más largos alcanzan los 40 m.

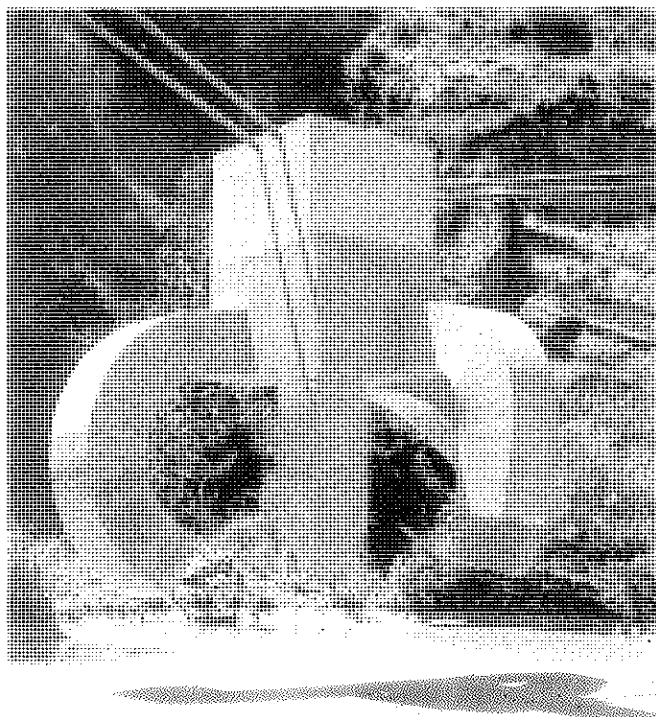


Fig. 1. Vista frontal de la escultura.

En la escultura original, los tirantes de suspensión se materializaban mediante barras DIWYDAG $\phi 40$, con una disposición geométrica análoga a la descrita. El día 1 de Mayo de 1988, tras unos 11 años colgada, se produjo la caída de la escultura debido a la rotura súbita de dos de las barras de suspensión (Figura 4). El informe de las causas de la rotura realizado por el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) dictaminó como causa de la caída la rotura frágil de dos de las barras, producida por fenómenos de corrosión bajo tensión acelerada por efectos de fatiga. El mal estado de conservación de las partes inaccesibles de los elementos metálicos que constituían el primitivo sistema de suspensión se apuntaba como la causa última desencadenante de la caída.

Por todo ello, IDEAM, S.A quedó encargada del diseño y cálculo de un sistema de suspensión mediante cables que satisficiera los requisitos funcionales derivados de los estrictos condicionantes de posicionamiento final de la escultura, a la par que fuese compatible con los condicionantes estéticos derivados de la particular configuración de la misma. El diseño específico del sistema de pretensado, que incluía los cables y anclajes tanto a la escultura como al terreno, fue desarrollado por FREYSSINET, de forma que, cumpliendo los requisitos de esfuerzos deducidos del cálculo, se garantizase el adecuado comportamiento frente a los fenómenos de fatiga y corrosión, dado que el sistema, aunque específicamente desarrollado para el caso, heredaba tecnologías ya contrastadas en las aplicaciones en puentes atirantados.

3. PROBLEMÁTICA DEL CÁLCULO DEL EQUILIBRIO NO LINEAL DE LA ESCULTURA

Se describen seguidamente los pasos seguidos para el cálculo del sistema de suspensión, haciendo hincapié en los aspectos singulares anteriormente apuntados.

Inicialmente resultaba necesario obtener con la mayor precisión posible las propiedades geométricas de la escultura una vez reconstituido el brazo roto en la caída. Para ello se realizó un modelo tridimensional por ordenador (ver Figura 5) en el que se definía la posición del brazo una vez reconstituido, tratando de reflejar fielmente la disposición del mismo

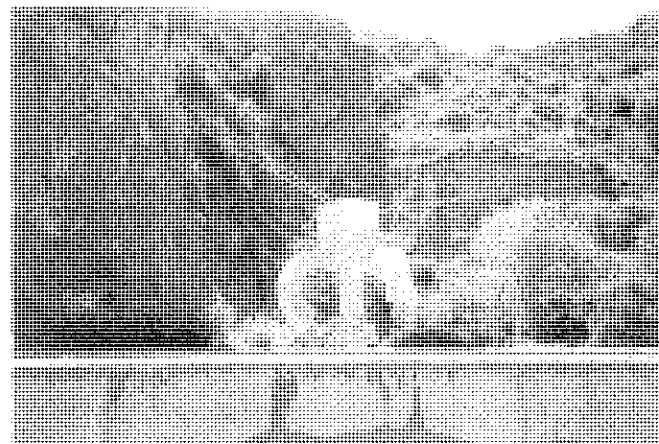


Fig. 2. Panorámica de la escultura y cables de suspensión.

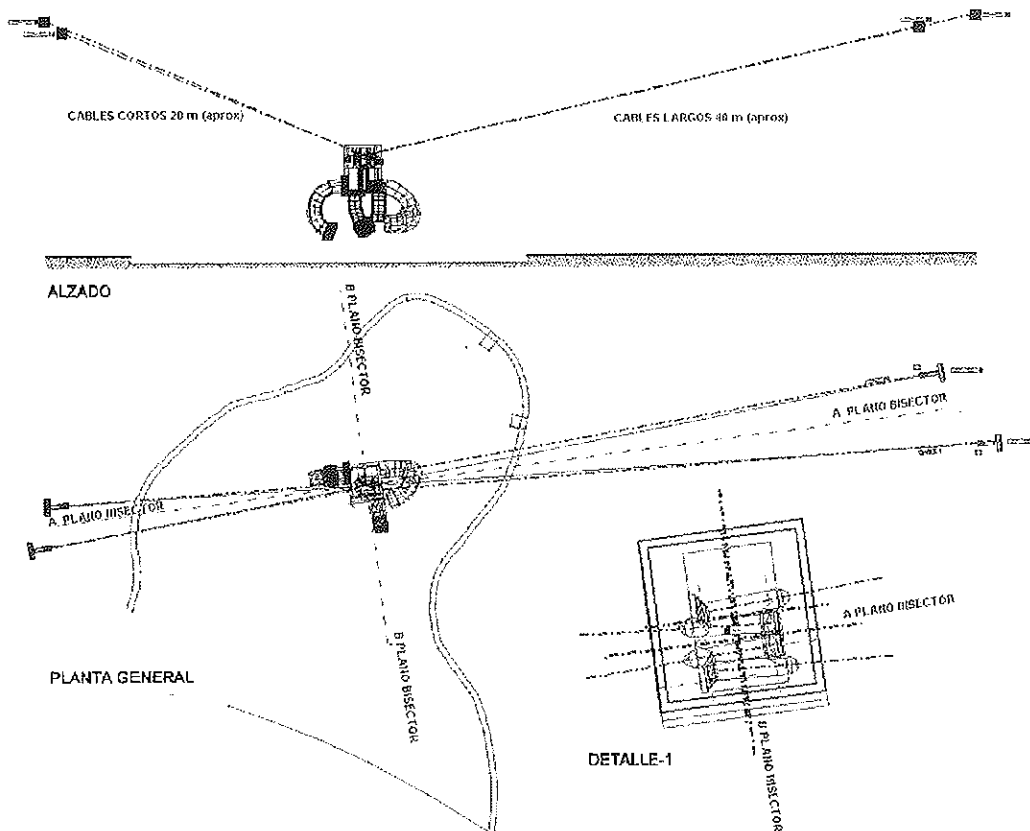


Fig. 3. Planta y alzado de la escultura y su sistema de cuelgue.

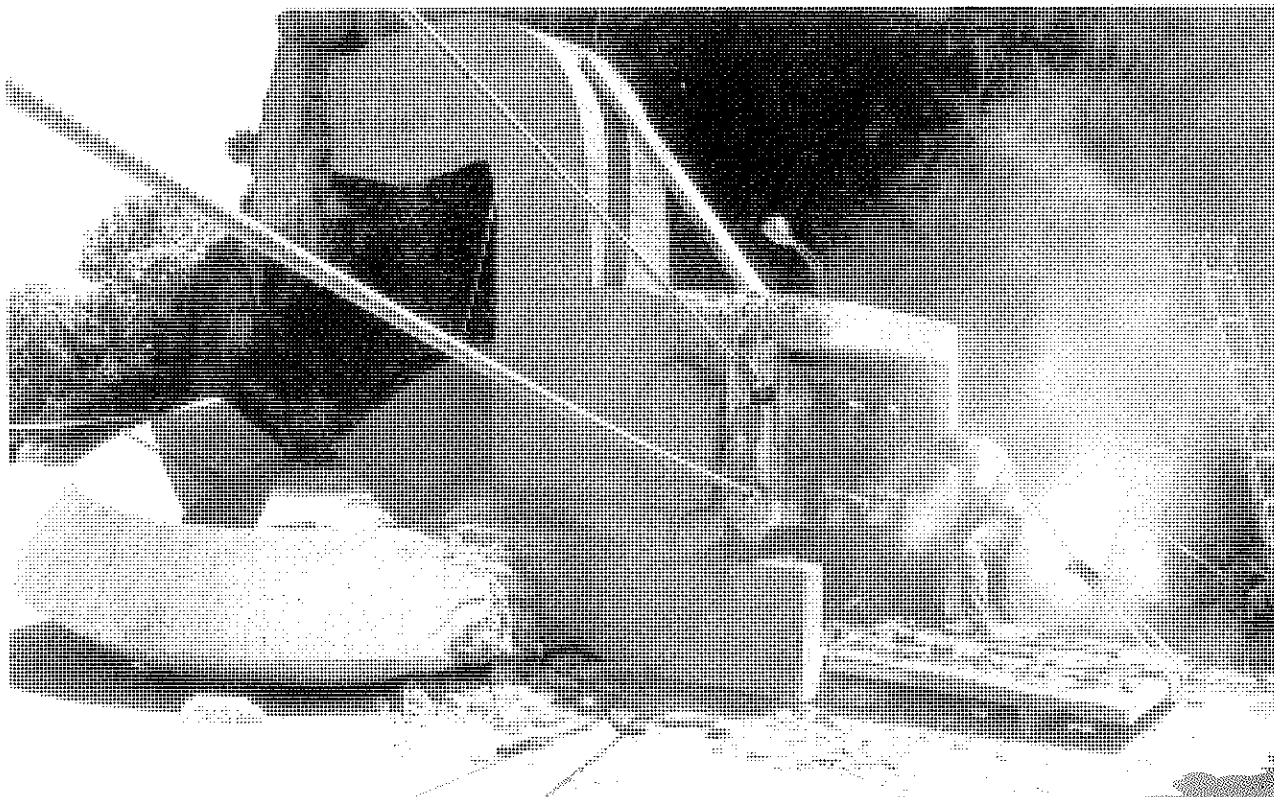


Fig. 4. Tareas de inspección de las causas de rotura.

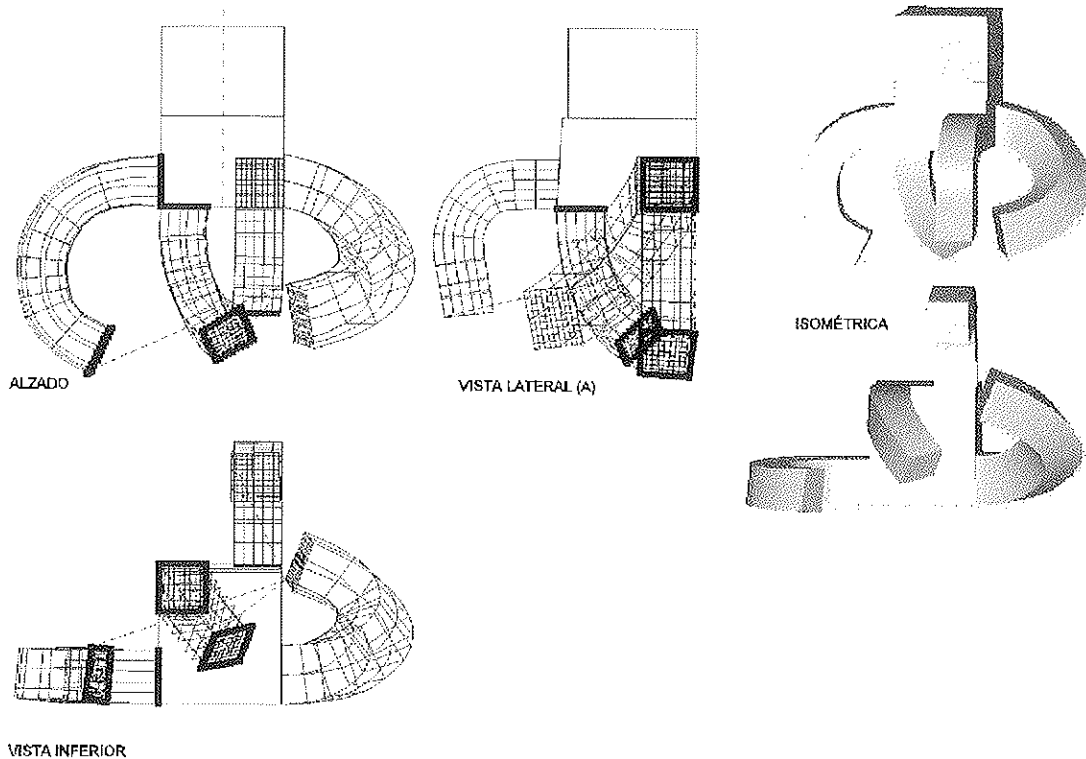


Fig. 5.- Modelo tridimensional de la escultura.

en la maqueta original del artista. Con este modelo se obtuvo un volumen total de la escultura de $15,73 \text{ m}^3$, que, considerando una densidad del hormigón de $24,5 \text{ kN/m}^3$, conduce a un peso total de la escultura de $470,9 \text{ kN}$. Se obtuvo asimismo la posición del centro de gravedad, parámetro básico para el cálculo del sistema de cuelgue, que resultó estar prácticamente centrado en la escultura en el sentido longitudinal, mientras que en el transversal se desplaza 30 cm hacia la cara anterior de la misma, consecuencia de la especial disposición de los brazos. Tal desplazamiento resultó ser un factor condicionante para el diseño del sistema de suspensión, como expondremos posteriormente.

Obtenidas las características geométricas de la escultura se procedió a determinar la posición en la que había que proceder a su suspensión, dado que se pensaban aprovechar, una vez ensayados, los dispositivos de anclaje a la roca de las laderas ya existentes. Surgió en este momento el problema del desconocimiento de la posición original de cuelgue de la escultura, existiendo únicamente una estimación de la misma deducida a partir de las marcas dejadas por la escultura en su caída. Se procedió por tanto a un análisis de la respuesta de la escultura en función de su posición de cuelgue, empleando para ello un modelo de cálculo estático lineal constituido por cuatro barras convergentes en un punto que modeliza el peso de la escultura. Los resultados de este análisis reflejaron, como aspecto más destacable, la gran sensibilidad de los movimientos horizontales al valor de la distancia a la que se colgase inicialmente la escultura respecto del plano bisector longitudinal (plano bisector A-A de la Figura 3) del diedro formado por los anclajes de la ladera, movimiento que resultaba además tendente a arrastrar la escultura hacia dicho plano bisector. Se concluyó, por tanto, que los movimientos horizontales se minimizaban posicionando el centro de gravedad

de la escultura en la charnela del diedro, quedando la cota fijada, según los deseos del artista, por un resguardo de $1,20 \text{ m}$ entre el punto inferior de la misma, una vez colgada, y la lámina de agua del estanque bajo la escultura.

Determinada, por tanto, la posición de cuelgue de la escultura se procedió a la obtención de los esfuerzos en los cables y al control de movimientos de la escultura. Es indudable que, para tales efectos, un modelo simple de cálculo como el descrito, formado por cuatro tirantes que convergen en un punto que modeliza la masa de la escultura, es suficientemente aproximado, pudiendo incluso realizarse un análisis no lineal geométrico (p -delta), implementado en la mayoría de los programas comerciales de cálculo matricial. Sin embargo, en nuestro caso existía un condicionante adicional al cálculo: la necesidad de controlar el estricto posicionamiento final de la escultura, puesto que, por expreso deseo del artista, su cara superior debía quedar absolutamente horizontal una vez suspendida, sin escora alguna tanto en sentido longitudinal como transversal.

Por ello resultó necesario desarrollar un modelo de cálculo más preciso que tuviera en cuenta que los cables no convergen en un punto sino que se anclan en un bloque con una cierta separación transversal. Este modelo (ver Figura 6) consta de cuatro tirantes, que materializan los cables, más dos barras rígidas, una horizontal sobre la que se anclan los tirantes y otra vertical, hasta el centro de gravedad de la escultura, sobre la que se aplica la carga de peso propio.

La dificultad que entrañaba este modelo es que se trata de un **mecanismo**, por lo que no es abordable su cálculo con ningún programa matricial convencional de cálculo de estructuras. En efecto, si pretendiésemos abordar el cálculo

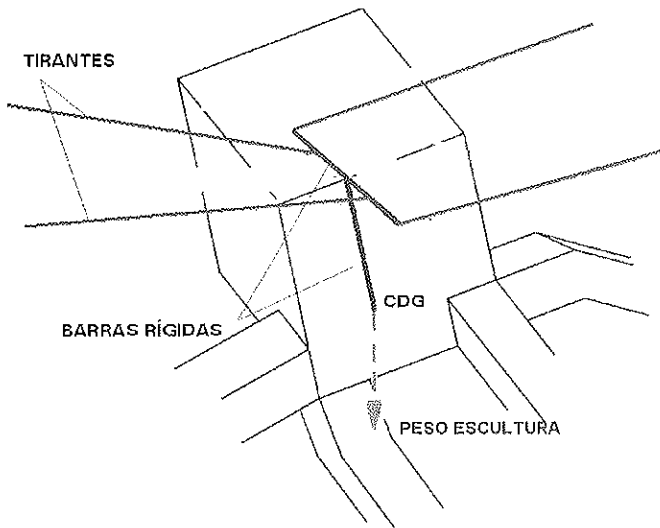


Fig. 6. Esquema estructural del modelo de cálculo.

con un programa matricial deberíamos introducir las coordenadas de los nudos de anclaje al terreno y las de los anclajes a la escultura, por lo que las **direcciones** de los cables pasarían a ser un dato del problema, quedando como únicas incógnitas los cuatro **módulos** de las fuerzas en los cables. Por tanto, el planteamiento de las seis ecuaciones de equilibrio universal (nulidad de la resultante de fuerzas y de momentos) conduciría a un sistema de seis ecuaciones con tan sólo cuatro incógnitas. Desde un punto de vista puramente matemático este sistema no tiene solución, siendo preciso introducir incógnitas adicionales (las direcciones de los cables) para que el sistema sea determinado. Desde un punto de vista estructural, significa que la posición arbitraria inicial de la escultura no será (salvo infinita casualidad) una posición de equilibrio, por lo que la escultura se trasladará y girará (variarán, pues, las direcciones de los cables) hasta alcanzar alguna en la que se satisfagan las ecuaciones de equilibrio universal. En definitiva, la escultura es un mecanismo que, una vez desapeado, se traslada y gira hasta alcanzar su posición de equilibrio estable. Pero en nuestro caso, este equilibrio estable, a su vez, debía alcanzarse sin que la alineación espacial de la escultura se desviase lo más mínimo de la posición prevista por Chillida.

De forma sintética, el proceso de cálculo del equilibrio del mecanismo es el siguiente:

1. Dado un triedro $[i, j, k]$ cualquiera ligado a la escultura y un triedro de referencia fijo absoluto $[I, J, K]$ coincidente con el primero en la posición inicial de desapeo de la escultura, cuando ésta alcance su posición de equilibrio el triedro $[i, j, k]$ habrá adoptado una posición arbitraria respecto al absoluto que viene definido por una traslación de su origen y tres rotaciones de sólido rígido: precesión ψ , nutación θ y rotación propia ϕ .
De esta forma, dado un punto de coordenadas $[x, y, z]$ en el triedro ligado a la escultura, en la posición final de equilibrio este punto tendrá unas coordenadas absolutas $[X, Y, Z]$ dadas por:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} + R_{3\psi} R_{1\theta} R_{3\phi} \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}$$

siendo $[X_0, Y_0, Z_0]$ la traslación del origen del triedro ligado a la escultura y R_n las matrices de rotación, dadas por:

$$R_{3\psi} = \begin{bmatrix} \cos \psi & -\sin \psi & 0 \\ \sin \psi & \cos \psi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad R_{1\theta} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \theta & -\sin \theta \\ 0 & \sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix}$$

$$R_{3\phi} = \begin{bmatrix} \cos \phi & -\sin \phi & 0 \\ \sin \phi & \cos \phi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

2. Por tanto, dada la traslación y tres giros cualesquiera es posible calcular las coordenadas absolutas de los 4 puntos de anclaje de los cables en la escultura y del centro de gravedad de la misma, puesto que sus coordenadas $[x_i, y_i, z_i]$ respecto al triedro ligado a la escultura son perfectamente conocidas:

$$\begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} + R_{3\psi} R_{1\theta} R_{3\phi} \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ z_i \end{bmatrix} \quad \text{para } i = 1...5 \quad [1]$$

3. Determinadas las posiciones de equilibrio de los anclajes en la escultura se calculan las longitudes finales de los cables como distancia entre cada anclaje en la ladera y su correspondiente anclaje en la escultura:

$$L_{\text{cable } i} = \sqrt{(X_{Ai} - X_i)^2 + (Y_{Ai} - Y_i)^2 + (Z_{Ai} - Z_i)^2} \quad \text{para } i = 1...4 \quad [2]$$

4. Se determinan los vectores unitarios en las direcciones de los cables:

$$\vec{u}_{\text{cable } i} = \frac{1}{L_{\text{cable } i}} [X_{Ai} - X_i ; Y_{Ai} - Y_i ; Z_{Ai} - Z_i] \quad \text{para } i = 1...4 \quad [3]$$

5. Planteamos las ecuaciones de equilibrio universal, que expresan la nulidad de la resultante de fuerzas y de momentos respecto a cualquier punto del espacio. Introduciendo como incógnitas adicionales los módulos de las fuerzas en los cables y habiendo determinado previamente los vectores unitarios de sus direcciones de actuación, la ecuación vectorial de equilibrio de fuerzas resulta:

$$F_i \cdot \vec{u}_{\text{cable } i} + [0, 0, -P] = \vec{0} \quad \text{para } i = 1...4 \quad [4]$$

y la de resultante de momentos respecto al origen de coordenadas absolutas se expresa como:

$$\vec{o}_i \wedge F_i \cdot \vec{u}_{\text{cable } i} + \vec{o}_{\text{cdg}} \wedge [0, 0, -P] = \vec{0}$$

para $i = 1...4$ [5]

siendo $\vec{o}_i = [X_i, Y_i, Z_i]$ las coordenadas finales de los anclajes en la escultura y \vec{o}_{cdg} las de la posición final del centro de gravedad de la escultura.

6. Por último, planteamos las ecuaciones de compatibilidad de elongaciones en los cables que expresan que, supuesto un comportamiento elástico lineal perfecto de los cables, su elongación ha de ser igual al producto de la fuerza en el cable por su flexibilidad:

$$L_{\text{f cable } i} = L_{\text{ini cable } i} \left(1 + \frac{F_{\text{cable } i}}{EA} \right)$$

para $i = 1...4$ [6]

siendo las longitudes iniciales de los cables un dato puesto que la posición inicial de cuelgue de la escultura está prefijada. Como módulo de elasticidad del cable se toma el del cable recto $E_o = 195.000 \text{ N/mm}^2$, despreciando los efectos de la catenaria y tensión en el cable que recoge la fórmula de Ernst para el módulo de elasticidad efectivo del cable, que resultaban no significativos.

Recapitulando el proceso expuesto, las ecuaciones [1], [2] y [3] aportan los valores básicos con los que entrar en las tres ecuaciones de equilibrio de fuerzas, tres de equilibrios de momentos y cuatro de compatibilidad (conjunto de ecuaciones [4], [5] y [6]). Las incógnitas del problema son las tres componentes de la traslación de la escultura, los tres giros de sólido rígido y los cuatro módulos de la tracción en cada cable. Se ha obtenido así un sistema de 10 ecuaciones con 10 incógnitas no lineal, cuya resolución numérica por ordenador permite obtener las fuerzas en los cables y los movimientos de sólido rígido de la escultura.

No obstante, el problema admite un segundo planteamiento: dado que se busca la horizontalidad absoluta de la posición final de la escultura, podemos imponer como dato que los giros de sólido rígido sean nulos y buscar, como incógnitas, tres de las longitudes iniciales de los cables que permitan alcanzar el equilibrio prefijado. En definitiva, el diseño de un sistema que permita acortar o alargar los cables posibilitará modificar la posición de equilibrio de la escultura, corrigiendo posibles desviaciones de la horizontalidad. Las conclusiones de este análisis se exponen en el siguiente epígrafe.

4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NUMÉRICO POR ORDENADOR

El modelo de cálculo expuesto se aplicó al análisis de las siguientes hipótesis de carga:

- a) Respuesta de la escultura supuesto el centro de gravedad en la vertical del centro de anclajes.
- b) Respuesta de la escultura cuando el centro de gravedad se encuentra descentrado transversalmente 5, 10 ó 20 cm con respecto al centro de anclajes. Obsérvese que no se analiza la respuesta frente a descentramientos longitudinales dado que en este caso, como se aprecia en la Figura 6, la respuesta de la escultura se deduce por simple estática: se producirá un giro longitudinal hasta que el centro de gravedad se sitúe en el plano vertical que contiene a los anclajes en la escultura.
- c) Respuesta frente a una presión de viento de 1668 N/m^2 , actuando en sentido longitudinal o transversal a la escultura.
- d) Respuesta frente a 4 fuerzas accidentales de empuje horizontal de 1962 N cada una, actuando en los extremos de los brazos, produciendo el máximo momento respecto al eje vertical de la escultura.
- e) Respuesta frente a variaciones térmicas de $\pm 30^\circ$ en los cables.

En los tres últimos casos se considera asimismo el peso de la escultura dado que, al tratarse de un análisis no lineal, no es aplicable el principio de superposición.

En las tablas 1, 2 y 3 se recogen los resultados obtenidos en cada hipótesis para las fuerzas en los cables, escora transversal de la escultura y desplazamientos del centro de anclajes. En lo que respecta a las fuerzas en los cables, se obtuvo una tracción máxima de 500 kN , por lo que se dimensionaron cables formados por 6 torones de $\phi 0,6''$ que, trabajando al 45% de su tensión última para evitar problemas de fatiga, resisten $0,45 \times 1864 \text{ MPa} \times 6 \times 140 \text{ mm}^2 = 704,6 \text{ kN/cable}$. Los movimientos del centro de anclajes, por su parte, reflejan una flecha en el desapeo de aproximadamente 22 cm , prácticamente constante en todas las hipótesis. Se observa asimismo que el desapeo conlleva un movimiento longitudinal (u.) del orden de 4 cm dirigido hacia los cables cortos, lo que ponía de manifiesto la necesidad de controlar al máximo el delicado proceso de puesta en carga de la escultura para evitar solicitaciones horizontales imprevistas sobre el bastidor de apeo provisional. Por último, analizando la escora transversal, dada como diferencia de cota entre la arista anterior y posterior de la cara superior de la escultura, se observa que la horizontalidad de la cara superior es prácticamente absoluta si el centro de gravedad coincide con la vertical del centro de anclajes, mientras que apenas cualquier descentramiento provoca escoras de la escultura inadmisibles para el efecto estético buscado.

A la vista de los resultados obtenidos, se procedió finalmente a analizar la aptitud de la modificación de la longitud de los cables para corregir la escora producida por un descentramiento máximo de 10 cm del baricentro respecto al centro de anclajes. Los resultados de tal análisis se recogen en la tabla 4. Se observa que, aplicando sendos acortamientos de 15 cm a la pareja de cables anteriores se reduce la escora transversal a apenas 6 mm . Sin embargo, la tracción máxima alcanza los 718 kN , límite de la tracción admisible de los cables dimensionados. Los movimientos finales de traslación de la escultura, por su parte, reflejan una neta reducción de la

Tabla 1. Fuerzas de los cables

HIPÓTESIS	FUERZAS EN LOS CABLES			
	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	F4 (kN)
CDG centrado	384,06	391,91	419,48	401,82
CDG excéntrico +5 cm en transversal	364,93	378,08	410,65	379,75
CDG excéntrico +10 cm en transversal	362,28	380,92	417,32	373,07
CDG excéntrico +20 cm en transversal	356,79	386,42	430,76	359,73
Viento transversal hacia la ladera(1668N/m ²)	426,83	347,86	312,55	507,86
Viento longitudinal hacia anclajes 1 y 2	376,12	383,77	424,18	406,53
Empuje accidental	371,11	404,76	408,08	413,30
Variación térmica +30° en los cables	382,10	390,73	419,08	399,37

Tabla 2. Traslación de la escultura hasta alcanzar la posición de equilibrio

HIPÓTESIS	MOVIMIENTOS DEL CENTRO DE ANCLAJES		
	U _x (m)	U _y (m)	U _z (m)
CDG centrado	-0,040	0,008	-0,227
CDG excéntrico +5 cm en transversal	-0,042	-0,023	-0,227
CDG excéntrico +10 cm en transversal	-0,044	0,037	-0,226
CDG excéntrico +20 cm en transversal	-0,047	0,066	-0,226
Viento transversal hacia la ladera(1668N/m ²)	-0,065	0,203	-0,225
Viento longitudinal hacia anclajes 1 y 2	-0,039	0,008	-0,228
Empuje accidental	-0,040	0,011	-0,226
Variación térmica +30° en los cables	-0,046	0,010	-0,258

Tabla 3. Escora transversal de la posición de equilibrio

HIPÓTESIS	$\Delta Z = Z_{\text{ARISTA ANTERIOR}} - Z_{\text{ARISTA POSTERIOR}}$ (m)
CDG centrado	-0,003
CDG excéntrico +5 cm en transversal	0,046
CDG excéntrico +10 cm en transversal	0,093
CDG excéntrico +20 cm en transversal	0,189
Viento transversal hacia la ladera(1668N/m ²)	-0,076
Viento longitudinal hacia anclajes 1 y 2	-0,003
Empuje accidental	-0,004
Variación térmica +30° en los cables	-0,003

Tabla 4. Corrección de las longitudes de los cables

	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4
Acortamiento cable (m)	-0,15	-0,02	0	-0,15
F (kN)	519,83	279,78	12,79	718,19
Escora transversal (m)	0,006			
Traslación escultura (m)	u _x =0,0785	u _y =-0,682	u _z =0,058	
	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4
Desviación vainas (°)	1,282	1,48	1,895	1,747

flecha vertical, que se reduce de 22 a 5 cm, consecuencia del acortamiento aplicado a los cables, junto con un notable desplazamiento transversal de 68 cm, como consecuencia de que se están introduciendo unas fuerzas de retesado a un mecanismo en equilibrio, lo que conlleva que, si bien se corrige la escora transversal, el movimiento transversal asociado sea elevado. No obstante, la aplicación de pequeños acortamientos de 2 cm a un tercer cable permite controlar los giros de eje vertical de la escultura, por lo que, a pesar de los grandes desplazamientos del mecanismo, no se producen desvíos superiores a 2° entre las alineaciones finales de los cables y las teóricas de las vainas. Por todo ello, se concluyó que, si bien se trataba de un proceso delicado, era viable la corrección de la posición final de la escultura mediante la alteración de las longitudes de los cables.

5. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE SUSPENSIÓN PROYECTADO

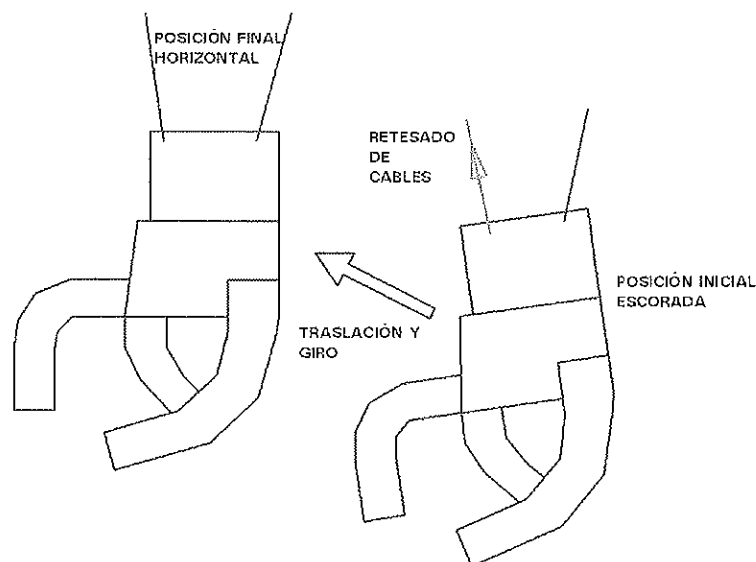
De entre los múltiples condicionantes estéticos y funcionales del sistema de cuelgue de la escultura, la premisa básica de diseño fue la de proyectar un sistema que permitiese aplicar correcciones a la posición final de equilibrio de la escultura. Para ello se diseñó un sistema dotado de un doble mecanismo de corrección: por una parte, el núcleo de anclajes en la escultura es móvil, permitiendo su reubicación respecto a la misma, a efectos de buscar la coincidencia más exacta posible con el centro de gravedad de la escultura y, por otro, los anclajes de los cables en el núcleo son regulables mediante un mecanismo de rosca, lo que permitiría modificar las longitudes iniciales de los cables. El sistema descrito se esquematiza en la Figura 7.

Se proyectó por ello un núcleo de hormigón al que se anclan los 4 cables, que atraviesan el núcleo mediante unos tubos de 219 mm de diámetro exterior, dispuestos con la alineación en

planta y alzado dada por la posición final de la escultura una vez suspendida. Hay que destacar que los ángulos no son estrictamente idénticos dado que vienen condicionados por la disposición asimétrica de los anclajes en la ladera. Los tubos alojan un sistema de anclaje regulable constituido por un cilindro roscado de aproximadamente 30 cm de longitud al que se anclan individualmente cada uno de los 6 torones que constituyen el tirante (Figura 8). A lo largo del tubo los torones convergen paulatinamente hasta salir del mismo empaquetados en la vaina del tirante, atravesando en ese punto un aparato deflector fijado al murete de cerramiento que absorbe las posibles vibraciones y desvíos del cable. Todo el conjunto del anclaje descrito es absolutamente estanco, garantizándose adicionalmente la protección contra la corrosión al estar cada uno de los torones autoprotectidos por una vaina, y todos ellos a su vez, enfundados de la vaina exterior del tirante. La regulación del tesado de los cables se realiza mediante un sistema de gatos que apoyan sobre las placas extremas de anclaje de los tubos, de 400 x 270 x 40 mm, permitiendo introducir o extraer del tubo todo el cilindro roscado de anclaje, posibilitando así incrementar o reducir la longitud de los cables en un máximo de -10 cm +20 cm, aproximadamente.

Recordando que el centro de gravedad de la escultura se encontraba 30 cm desplazado hacia la cara anterior de la escultura, su posición resulta condicionante para la dimensión transversal del núcleo de anclajes, que queda limitada a 60 cm desde el centro de anclajes hasta la cara lateral para conseguir que el núcleo se aloje en el espacio comprendido hasta el murete anterior de cerramiento. Ello obligó a reducir al máximo la separación entre tubos, forzando a que las placas de anclaje de los cables interiores contactasen por su arista lateral, mientras que los tubos de los cables exteriores se disponían tangentes a los tubos de los interiores (Figura 9).

El núcleo apoya sobre la escultura mediante 3 chapas metálicas de 200 x 200 x 10 mm, conectadas al núcleo mediante las oportunas armaduras, dispuestas formando un triángulo cuyo



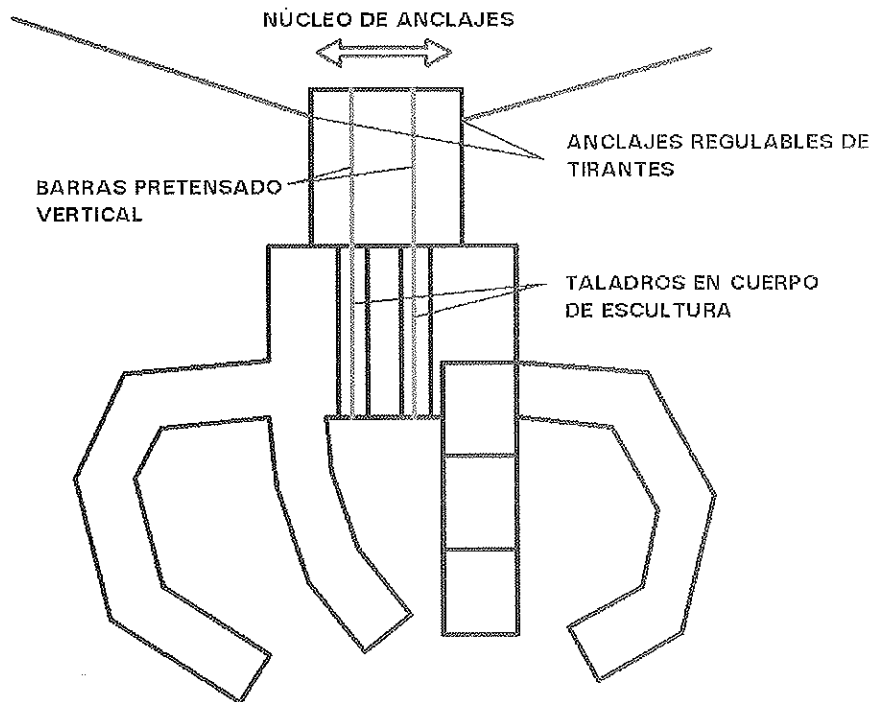


Fig. 7. Esquema básico de la solución de cuelgue proyectada.

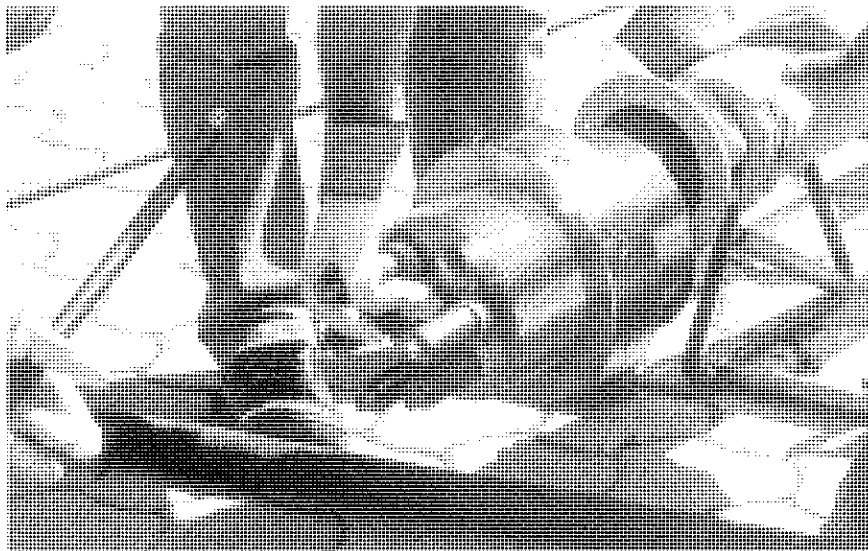


Fig. 8. Detalle del anclaje roscado de los cables.

baricentro coincide con el centro de gravedad de la escultura. Se aplicó a las chapas un tratamiento superficial de incremento de rugosidad mediante chorro de arena, a fin de mejorar el rozamiento entre la placa y la meseta de nivelación dispuesta en el cuerpo de la escultura. Por último, el núcleo de anclajes se vincula al cuerpo de la escultura mediante tres barras verticales pretensadas de 25 mm de diámetro, que atraviesan el núcleo mediante vainas y el cuerpo central de la escultura mediante la ejecución de los oportunos taladros. Los taladros en el cuerpo de la escultura se ejecutaron de 20 cm de diámetro, lo que permitía disponer de una holgura de ± 5 cm para reposicionar el núcleo en cualquier dirección del plano horizontal, a fin de corregir cualquier posible excentricidad del centro de gravedad de la escultura respecto al centro de anclajes.

Las barras verticales se tesaban a 300 kN/barra desde los anclajes activos convencionales dispuestos en la cara superior del núcleo. El anclaje en la cara inferior de la escultura se materializaba, durante las operaciones de suspensión, mediante unos largueros provisionales formados por dos perfiles UPN 180, de 80 cm de longitud que, convenientemente acartelados, permitían puentear el taladro y repartir la fuerza de pretensado. Una vez finalizadas las operaciones de suspensión, las vainas y taladros se inyectan con mortero de cemento de alta adherencia, tras lo cual se destesa el anclaje provisional, se retira el larguero y se corta la barra sobrante, con lo que la fuerza de pretensado se transmite por adherencia directa al hormigón. A efectos de mejorar la transmisión del pretensado se deja embebida en la inyección una placa de

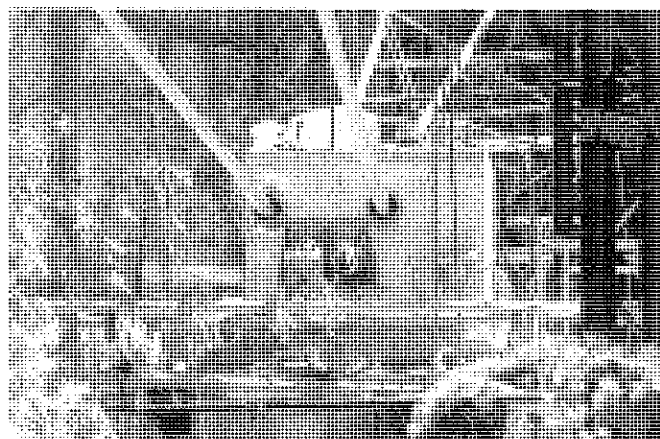
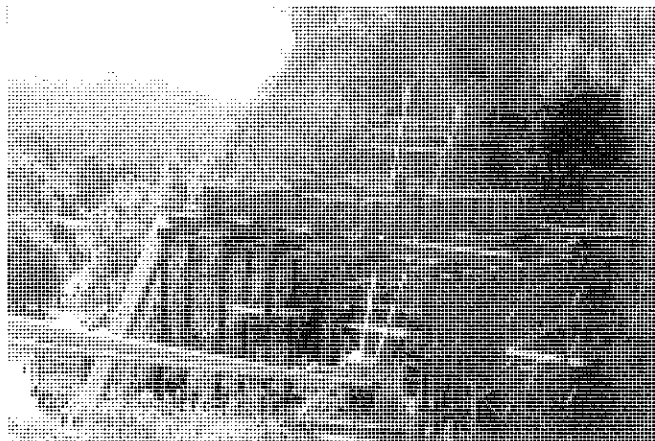


Fig. 9. Vista panorámica y detalle de los cables y núcleo de anclajes.

anclaje estándar para la barra en cuestión. Con este sistema se consigue la mínima alteración posible de la cara vista inferior de la escultura.

Finalmente se hormigonan los muros de cerramiento y la tapa superior, que ocultan por completo el sistema de suspensión a la par que garantizan, como medida precautoria adicional, la estanqueidad del hueco de alojamiento del núcleo.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se describen seguidamente, de forma resumida, las distintas operaciones llevadas a cabo para ejecutar satisfactoriamente el cuelgue de la escultura.

En primer lugar, la escultura se izó y colgó de un castillete provisional para proceder a las reparaciones del brazo roto y a la demolición de la parte superior de la escultura, a fin de preparar una superficie plana sobre la que recibir el núcleo de anclajes (Figura 10). Una operación relativamente complicada, una vez izada la escultura, fue la de desplazarla hasta su posición de cuelgue, para lo que dispusieron dos carriles formados por perfiles metálicos sobre los que se fijaron sendas láminas de teflón, mientras que la escultura, sustentada sobre un bastidor metálico apoyado en teflones, deslizaba sobre la vía así conformada, tirada por trácteles.

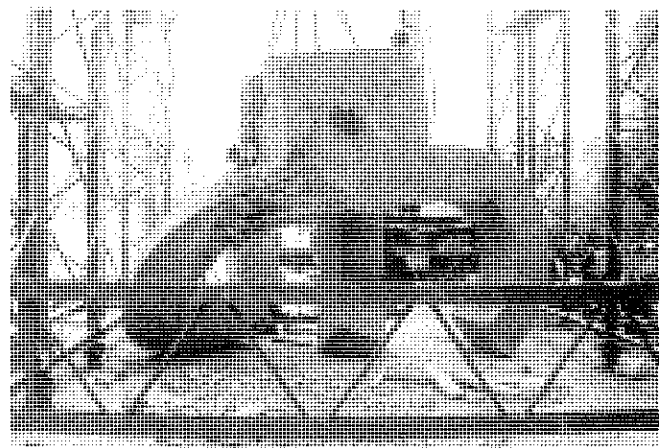


Fig. 10. Izado de la escultura previo a su reparación.

Una vez restaurado el brazo de la escultura se realizó la verificación en obra de la posición del centro de gravedad, que, como ya hemos visto, resultaba determinante para el éxito de la operación. Para ello se dispusieron tres gatos hidráulicos tarados (Figura 11), replanteados con precisión en la cara inferior de la escultura, a los que se aplicó presión hasta que ésta descansaba íntegramente sobre los gatos. De esta forma, midiendo las reacciones en cada uno de ellos y dado que sus coordenadas son conocidas, se determina la vertical del centro de gravedad por una sencilla composición estática de fuerzas. El baricentro así determinado resultó prácticamente coincidente con el calculado mediante el modelo tridimensional de ordenador, por lo que, tras su replanteo definitivo, se procedió a la ejecución de los taladros de pretensado en el cuerpo de la escultura.

Ejecutados los taladros se presentó el núcleo de anclajes y se vinculó a la escultura mediante el tesado de las barras verticales, procediendo seguidamente a enfilar los cables de suspensión, a los que se les aplicó un tesado inicial mínimo de 30 kN para anular su catenaria. Se inició así el paulatino desapeo de la escultura mediante el descenso controlado de los gatos hidráulicos de apeo provisional, los mismos previamente dispuestos para la determinación del centro de gravedad. Cada gato descendía 3 cm, cerrando en ese momento la llave de presión y procediendo de análoga forma con los dos restantes. De esta forma los cables entraban gradualmente en carga a la vez que se controlaban en todo momento los movimientos horizontales de desapeo y la posible tendencia al giro de la escultura por una incorrecta disposición del centro de anclajes respecto al baricentro. Dado que la flecha prevista de desapeo era de 22 cm, superior a la máxima carrera de los gatos, se recurrió a un ingenioso sistema modular para el bastidor de apeo, de forma que, una vez agotada la carrera de los gatos, se colgaba la escultura del castillete provisional de reparación mediante tensores verticales, procediendo seguidamente a retirar uno de los módulos del bastidor, permitiendo recuperar así la carrera máxima de los gatos.

Una vez suspendida por completo la escultura, el proceso constructivo previsto permitía la corrección de las posibles escoras de la cara superior de la escultura. De esta forma, si la escultura quedase con escora longitudinal sería necesario

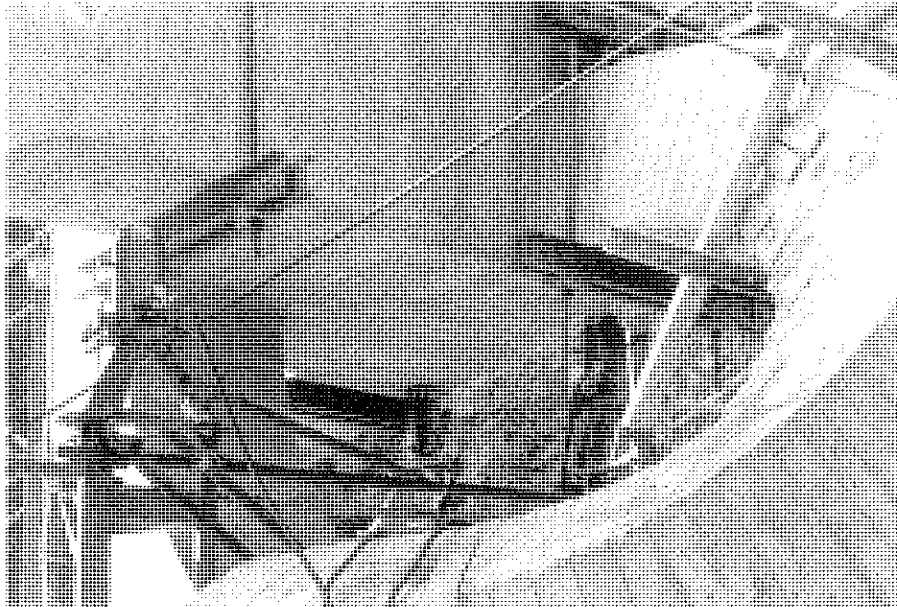


Fig. 11.- Detalle de los gatos hidráulicos para determinación del c.d.g.

proceder nuevamente al apeo de la misma, destesado de las barras verticales de fijación del núcleo de anclajes y reubicación longitudinal de éste, aprovechando para ello las holguras de los taladros en el cuerpo de la escultura. El descentramiento del núcleo respecto al baricentro podría calcularse a partir del valor del giro longitudinal de la escultura medido en su posición de equilibrio. Si, por otra parte, la escultura quedase escorada transversalmente, podría efectuarse una operación de reubicación idéntica a la descrita o bien actuar

sobre las longitudes de los cables mediante retesado de los mismos, siempre que la escora a corregir estuviese dentro de los márgenes admisibles de retesado, como se expuso anteriormente. La precisión de los análisis realizados y de los procesos de puesta en obra descritos, que confirmaron los resultados previstos, permitieron suspender la escultura con horizontalidad prácticamente absoluta de la cara superior, por lo que no fue preciso aplicar ninguna de las operaciones de corrección descritas.

MASTER CONSULTORÍA DE CONSTRUCCION (M.C.C.) EN LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID

La Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, a través del Director del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, D. Javier de Cárdenas y Chávarri, presentó el pasado 23 de octubre a todas las *Entidades y Personalidades del Sector* en nuevo **MASTER EN CONSULTORÍA DE CONSTRUCCIÓN (M.C.C)**, que realiza el Departamento, con el fin de formar técnicos cualificados en empresas de **Organismos y Entidades de Control Técnico**.

Este Master viene a cubrir el espacio entre la formación generalista y la específica que este sector requiere en un nuevo ámbito profesional que se abre para los técnicos dentro de los Organismos de Control Técnico.

El citado Master comenzará en el mes de enero de 2002 y se impartirá en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Para información, dirigirse a la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
Tel.: 913 366 584 - E-mail: consultoría@aq.upm.es

A N E X O

Al acto asistieron las siguientes entidades, que formarán parte del Consejo Asesor de dicho Master:

- ASEMAS
- Asociación de Empresas Gestoras de Cooperativas - AGECOVI
- Asociación de laboratorios de la Comunidad de Madrid - ALACAM
- Asociación de Organismos de Control - ASORCO
- Asociación de Organizaciones independientes de control A.I.C.
- Asociación Española para la Calidad
- Asociación Hipotecaria Española
- Asociación Organismos de Control Técnico Independientes A.O.C.T.I.
- ASPRIMA
- Colegio de Administradores de Fincas
- Colegio de Aparejadores de Madrid.
- Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid
- Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Madrid
- Confederación de Cooperativas de viviendas - CONCOVI
- Confederación Nacional de la Construcción (C.N.C)
- Consejo General de Colegios Oficiales de Aparejadores y Arquitectos Técnicos
- Dirección General para la Vivienda y Arquitectura de Madrid
- Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica
- E.T.S. de Arquitectura de Madrid
- E.T.S de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
- E.T.S. de Ingenieros Industriales
- Federación Nacional de Laboratorios de Construcción - FENALAC
- TECNIBERIA

Conceptos de aseguramientos de la calidad aplicados al control de recepción del Hormigón Estructural adaptado a la EHE

Antonio Garrido Hernández
Coordinador del GGT2
CONSEJO GENERAL DE LA ARQUITECTURA TÉCNICA

Los Grupos Generales de Trabajo de ACHE se crean para una tarea concreta. En este caso el encargo es elaborar una monografía sobre la aplicación de los conceptos de Aseguramiento de la Calidad a las distintas fases del proceso de construcción de estructuras de hormigón. Dada la extensión de trabajo y las distintas especialidades involucradas se decidió separar en monografías distintas los contenidos de cada fase. En concreto las fases de Proyecto, Ejecución y Control. Por razones de oportunidad se decidió comenzar por la última, por lo que el GGT2 se ha dedicado en la primera etapa a elaborar una monografía cuyo título es **concepto de Aseguramiento de la Calidad aplicados al control de recepción del Hormigón Estructural adaptado a la EHE**.

Esta monografía se ocupa del control, pues resulta natural que los expertos en control acepten la idea del control de su propia actividad, dado que la practican con terceros. En ella se encuentran pautas tanto para el control del propio agente controlador como para su acción hacia el exterior.

Cuando se habla de Control del Control se quiere decir que hasta la propia actividad de controlar debe tributo a la calidad de su servicio. Naturalmente, el sentido del primer "control" en la anterior expresión es más global y apunta directamente a las actividades de Aseguramiento de la Calidad y de Gestión de la Calidad, técnicas cuyas diferencias no se tratan en este documento. En cuanto al segundo "control" se refiere a las *"Técnicas y actividades de carácter operativo utilizadas para cumplir los requisitos para la calidad"*. Cuando estas operaciones se aplican a la actividad propia de un agente de la cadena lo denominamos control de producción. Cuando estas operaciones se aplican para comprobar que un producto o servicio recibido cumple los requisitos pactados se denomina control de recepción. Si esas operaciones se realizan en el seno del sistema de control de la organización de un suministrador se denomina control interno y se realizan dentro del sistema de control de un cliente se denomina control externo. Tanto un tipo de control como el otro pueden ser llevados a cabo por el propio agente o cliente del mismo, o bien por un profesional y organización independiente contratada a tal efecto. En el primer caso hablamos de control interior y, en el segundo, de control exterior.

Hechas estas precisiones es necesario dejar claro que esta monografía no se ocupa del control en sí mismo, sino de los aspectos más conspicuos del Aseguramiento de la Calidad, porque no se olvida que estas técnicas tienen que ver, en su integridad, con la acción global de la empresa para conseguir que sus productos sean conformes. En un cierto sentido, son un control interno muy sofisticado, que no sólo se ocupa de los aspectos técnicos de los productos o servicios, sino de todo aquello que en el comportamiento de la empresa estorba al cumplimiento de los compromisos con su cliente.

El Aseguramiento de la Calidad ha ido evolucionando hacia una rápida conversión en una herramienta de la Gestión de la Calidad cuando se quiere proporcionar confianza al cliente. Dar confianza al cliente implica, en general, capacidad de documentar las acciones y de someterse a una auditoría que demuestre que todos los procesos están bajo control.

Pero no se pretende que esta monografía sea un texto genérico de implantación de las técnicas de Aseguramiento de la Calidad en una empresa, porque nos llevaría a un contejido más propia de una organización para la calidad como concepto que para su aplicación al hormigón estructural, que es de lo que se trata. Por ello, su contenido es parcial desde el punto de vista de la integridad del Aseguramiento de la Calidad. Este manual sólo quiere ser una herramienta técnica en la aplicación de un sistema de esas características a las estructuras de hormigón.

El documento, por tanto, está dedicado, en gran medida, a **las acciones preventivas en la actividad de control del hormigón estructural**; aunque ni esta monografía ni ninguna otra pueden sustituir la acción directa de los actores que experimentan aciertos y fracasos en su actividad diaria. En todo caso, sólo se quiere proporcionar una guía para dar contenidos a las acciones previsoras, pero con un carácter tan general, que sólo la experiencia de cada uno puede luego validar.

También es importante dejar claro que, aunque el contenido de esta monografía son listas de chequeo relacionadas con todos los puntos de la norma ISO 9001, en ningún momento se pretende sustituir, simplificando, las acciones organizativas de una empresa que pretenda implantar sistemas de calidad.

Es importante saber que el enfoque preventivo de esta monografía debe ser complementado por la acción retroalimentadora de la experiencia sobre la nueva planificación de la acción, pero esto sólo puede ser llevado a cabo tras la propia experiencia concreta.

En relación con el Aseguramiento de la Calidad, algunas de cuyas técnicas están detrás del enfoque adoptado en esta monografía, hay que decir que su aplicación a la actividad de control no tiene rasgos específicos por lo que, en esta monografía, lo que se pretende es proporcionar los contenidos que pueden ser necesarios para los procedimientos de un sistema de Aseguramiento de la Calidad en la actividad de control; sistema éste cuyo propósito primero es evitar las no conformidades de una actividad profesional. En este caso se trata de la actividad del control del hormigón estructural. De este modo se huye de documentos generalistas sobre hormigón que no mencionan el hormigón ni sus componentes en ninguna de sus páginas.

Hoy en día, para hablar de control de la calidad es imprescindible saber que esta importante actividad no está aislada respecto de los procesos que controla. Ya no es aceptado llevar a cabo actividades de control de recepción para rechazar o aceptar productos o servicios sin que simultáneamente se implanten sistemas que prevean y eviten los errores en su origen.

Además, el punto de vista enunciado en el párrafo anterior es de aplicación tanto a la actividad de construcción de estructuras de hormigón como a la *propia actividad* de una empresa de control de calidad, que no debería, por ejemplo, esperar a que sus certificados sean devueltos por contener inexactitudes o erratas, sino que, igualmente que una constructora, debe contar con sistemas de prevención de errores durante el propio proceso que va desde la planificación a la entrega de informes, pasando por todas las fases intermedias de muestreo, ensayo, etc. Igualmente, ocurre con otros proveedores de servicios al sector, tales como los proyectistas, cuyos trabajos pueden ser sometidos a control, lo que crea interesantes oportunidades de mejora en la relación entre sistemas.

Las listas de chequeo que se ofrecen no pretenden ser exhaustivas, pero sí aproximarse lo mejor posible a la totalidad de preguntas pertinentes que se pueden y se deben hacer antes de cada fase de la actividad de control. Naturalmente, las cuestiones planteadas se hacen en el entendimiento de que no se trata de un agente concreto y, por tanto, tienen un grado de generalidad que puede ser neutralizado por la prudente adaptación al caso.

En cualquier caso, es claro que todas las sugerencias que se hacen en esta monografía de **ache** encajan con naturalidad en las actividades integrales de un sistema de calidad formal implantado en la empresa concreta que se trate; y, al mismo tiempo, en su ausencia puede ayudar a establecer algunas precauciones que, hoy en día, se consideran imprescindibles.

En el transfondo de todo el trabajo actúan los criterios de mejora continua sugeridos por el círculo de Deming (Planificación, Acción, Control y Retroalimentación).

También se toma como referencia implícita la lista de los veinte requisitos de la norma ISO 9001 de Aseguramiento de la Calidad. Ésta es una lista muy depurada en los comités redactores de las normas ISO de calidad que entre la mayoría de las acciones necesarias para una concreta estrategia preventiva. Aunque es sabido que está diseñada para su aplicación mecánica a empresas manufactureras, sus enseñanzas son de aplicación a cualquier actividad con ligeras adaptaciones y, en todo caso, han sufrido una interesante evolución en la edición del año 2000, con una fuerte convergencia hacia los conceptos de mejora continua.

Todos estos criterios se aplican en la monografía a las siguientes fase constructivas objeto de control:

- | | |
|---------------|-------------------|
| 1. Replanteo | 6. Puesta en obra |
| 2. Excavación | 7. Juntas |
| 3. Productos | 8. Curado |
| 4. Encofrados | 9. Desencofrado |
| 5. Armaduras | 10. Documentos |

El GGT2 continuará su labor con nuevos grupos de expertos para la redacción de monografías especializadas en el Aseguramiento de la Calidad en las fases de Proyecto y Ejecución.

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE
Junio 2001

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto (12) <i>Presidente:</i> Fernando Rodríguez García <i>Secretario:</i> Juan Carlos Arroyo Portero	GT1/2 Bases de proyecto para hormigón de alta resistencia (21)	Antonio Mari Bernat
	GT1/3 Bielas y tirantes (12)	José Romo Martín
C2 Materiales (13) <i>Presidente:</i> Antonio Garrido Hernández <i>Secretario:</i> David Fernández-Ordóñez	GT2/1 Armaduras activas (17)	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón para cimentaciones especiales (9)	Julio Vaquero García
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural (30)	Ravindra Gettu
	GT2/4 Control estadístico del hormigón (10)	Juan Carlos López Agüi
C3 Ejecución (12) <i>Presidente:</i> José Emilio Herrero Benítez <i>Vicepresidente:</i> Javier Gil	GT3/1 Cimbras (6)	Luis Villamonte Varela
	GT3/2 Hormigonado no convencional (3)	Fernando Hue García
	GT3/3 Anclajes al terreno (13)	Javier Ripoll-García-Mansilla
	GT3/4 Ejecución de cimentaciones (4)	Francisco Calderón Álvarez
C4 Uso y mantenimiento (13) <i>Presidente:</i> Luis Ortega Basagoiti <i>Secretario:</i> Gonzalo Arias Hofman	GT4/1 Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos (9)	Dolores Gómez Pulido
	GT4/2 Evaluación de la seguridad residual de estructuras existentes (2)	Juan A. Sobrino Almunia
	GT4/3 Pruebas de carga (8)	Rafael Astudillo Pastor
	GT4/4 Sistema de auscultación de estructuras existentes (3)	Jorge Ley Urzaiz
	GT4/5 Evaluación de estructuras mediante métodos semiprobabilistas (7)	Jorge Perelli Botello
C5 Estructuras y elementos estructurales (11) <i>Presidente:</i> José María Arrieta Torrealba <i>Vicepresidente:</i> Concepción Arias Hofman	GT5/1 Puentes de ferrocarril (11)	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Proyecto de elementos estructurales de cimentación (8)	José Calavera Ruiz
	GT5/3 Puentes mixtos (9)	Pilar Crespo Rodríguez
	GT5/4 Estudio de ejemplos de aplicación de la EHE (9)	Juan Luis Bellod Thomas
	GT5/5 Manual de ejemplos de aplicación de la EHE (9)	José M.ª de Villar Luengo
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada (9)	Guillermo Corres Peiretti
GGT1 Prefabricación (11) <i>Coordinador:</i> José Calavera Ruiz <i>Secretario:</i> Antonio Garrido Hernández		
GGT2 Aseguramiento de la Calidad (6) <i>Coordinador:</i> Antonio Garrido Hernández		
GGT3 Tirantes (5) <i>Coordinador:</i> Florencio del Pozo Vindekl <i>Secretario:</i> José E. Herrero Benítez		

C: Comisión Técnica GT: Grupo de trabajo GGT: Grupo General de Trabajo (): Número de miembros

Problemas de vibraciones en estructuras

Juan Carlos Arroyo Portero
Coordinador del Grupo de Trabajo

Desde la aparición del hormigón armado y, posteriormente, del pretensado, la ciencia de este material y su técnica han ido recogiendo las inquietudes de los usuarios para hacer las estructuras, primero, más seguras, luego más funcionales, más estéticas, ahora, más durables.

Entre los requisitos de funcionalidad, el último en incluirse dentro de las necesidades de una estructura es el de impedir vibraciones molestas. Este requisito, unido al de deformación máxima y fisuración admisible, conforma los Estados Límite de Servicio.

Haciéndose eco de la actualidad técnica y científica, el Comité Europeo del Hormigón CEB (ahora Federación Internacional del Hormigón fib) inició en 1985 un Grupo de Trabajo sobre vibraciones dentro de la comisión dedicada a los Estados Límite de Servicio. Como fruto de este Grupo de Trabajo salió a la luz, en 1991, este necesario texto que, de forma sencilla y didáctica, aborda el problema de las vibraciones en estructuras.

El texto aborda las vibraciones diferenciándolas en función de su fuente: personas, máquinas, viento y tráfico. Cada una de estas fuentes de vibración constituye un capítulo y en cada capítulo se enumeran las diferentes estructuras susceptibles de tener problemas funcionales originados por dichas vibraciones. Así, en las vibraciones inducidas por personas se estudian pasarelas peatonales, salas de baile, gimnasios, gradas y otros; en el capítulo de vibraciones inducidas por maquinaria se abordan cimentaciones y campanarios, entre otros; en las vibraciones inducidas por viento se estudian edificios, torres chimeneas, etc; y, por último, en las vibraciones inducidas por tráfico y actividades de construcción se estudian puentes, carreteras, etc.

Todos y cada uno de los subcapítulos tienen un tratamiento unificado para que el seguimiento del libro sea tarea fácil; para ello, la organización de cada capítulo incluye una descripción del problema, valores admisibles, reglas simples para proyectar, recomendaciones sobre cómo abordar problemas más complejos y, por último, medidas correctoras.

Por su organización, por los temas tratados y por su redacción, rápidamente se puede observar que el afán del texto no es el de resolver elevados problemas científicos sino, al contrario, intenta acercar el problema de las vibraciones al técnico no experto en dinámica.

En el texto se abordan casi todos los problemas de vibraciones que se pueden dar en nuestras estructuras:

- Vibraciones inducidas por las personas:
 - En pasarelas peatonales
 - En estructuras que soportan personas caminando
 - En estructuras que soportan deportes o actividades de baile
 - En estructuras que soportan asientos fijos
- Vibraciones inducidas por maquinaria:
 - Cimentaciones de maquinaria que vibra
 - Campanarios
 - Ruido de la estructura
 - Vibraciones transmitidas por el terreno
- Vibraciones producidas por el viento:
 - En edificios
 - En torres
 - En chimeneas y mástiles
 - En torres de antenas o líneas eléctricas
 - En pilonos de puentes atirantados o colgantes
 - En puentes atirantados o colgantes
- Vibraciones producidas por el tráfico y por la actividad de la construcción
 - En carreteras
 - En líneas de ferrocarril
 - En puentes
 - En obras

El técnico debe acostumbrarse a tratar con el problema de las vibraciones, si ya no lo estaba, porque, cada vez más, el usuario de las estructuras que proyectamos y construimos demanda comodidad de su construcción y porque, desde la aparición de la nueva normativa de hormigón estructura EHE, las vibraciones han sido incluidas dentro de los Estados Límite de Servicio a considerar.

Este texto, además de una respuesta sencilla a los problemas más usuales de vibraciones en estructuras, procura abrir camino a estudios más profundos sobre los diferentes temas abordados. Así, en cada capítulo, se proponen reglas más avanzadas de proyecto y en los Anejos se abordan, desde un punto de vista más teórico aspectos básicos del análisis dinámico tales como: teoría básica de vibraciones, escalas de decibelios, amortiguamiento, dispositivos de absorción de vibraciones sincronizadas, propagación de ondas, comportamiento del acero y del hormigón jo acciones dinámicas, fuerzas dinámicas debidas al movimiento rítmico del cuerpo humano, efectos dinámicos del viento, respuesta humana a las vibraciones y respuesta de la edificación a las vibraciones. Por ello este libro, también, permite abordar, al menos en una primera fase, problemas más complejos indicando la dirección correcta en la que buscar la solución apropiada.

Ahondando en su vocación de libro práctico, se ha incorporado una introducción original que compendia, de forma pedagógica, las bases de la teoría general de vibraciones y un glosario bilingüe de términos técnicos relativos a los problemas dinámicos.

El libro, fruto del trabajo de un equipo de expertos y miembros de **ache**, se va a publicar conjuntamente con el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos dentro de la colección Estructuras y Edificación que ha albergado ya algunos trabajos de nuestra asociación.

Esperamos que este libro sirva a los técnicos para encontrar soluciones razonadas y sencillas a los problemas de vibraciones en estructuras.

PRIMERAS JORNADAS DE ACHE SOBRE LA ENSEÑANZA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Sesión Técnica 1

Miguel A. Gil Martí

ETS Arquitectura de Sevilla

Antonio Marí Bernat

ETSI Caminos de Barcelona

ASPECTOS CONCEPTUALES EN LA ENSEÑANZA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL: PERSPECTIVAS DESDE LA INGENIERÍA Y LA ARQUITECTURA

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón estructural es una disciplina tecnológica básica en la que se abordan los fundamentos del comportamiento de las estructuras de hormigón a fin de proporcionar al estudiante criterios y herramientas para la correcta concepción, proyecto, construcción, evaluación y mantenimiento de las mismas. El hormigón juega, por tanto, un papel fundamental en la formación en el campo de las estructuras, ya que es el nexo de unión entre asignaturas básicas como son los materiales de construcción y el cálculo de estructuras, incorporando las propiedades de dos materiales concretos, hormigón y acero, en el comportamiento de la estructura y su forma de construcción.

Sin embargo, a pesar del carácter fundamental de esta disciplina, los planteamientos docentes de la asignatura pueden ser muy diferentes según el contexto académico y profesional en que se imparta, debido entre otras razones a su encaje en el plan de estudios. Esto ocurre incluso entre las titulaciones ligadas a la ingeniería civil, en las que la ingeniería estructural es una rama de considerable peso específico. Las diferencias de planteamiento son mayores aún si se compara con otras titulaciones de ingeniería o con la arquitectura, donde la estructura es, aunque importante, una parte relativamente reducida del conjunto del proyecto, o donde los objetivos docentes son proporcionar conocimientos de tipo general sin entrar en detalle o sin pretender formar especialistas.

Por otra parte, la tendencia actual en los planes de estudios es a reducir carga lectiva de tipo presencial, limitar las horas de teoría y fomentar las clases prácticas. Ello, unido a posibles reestructuraciones de las titulaciones para converger con el resto de Europa (según el “modelo de Bolonia”, por ejemplo), traerá como consecuencia la necesidad de reconsiderar los programas de las asignaturas y, entre ellas, del hormigón estructural.

Con estas condiciones, consideramos interesante plantear algunas cuestiones relativas a qué es lo esencial y qué es lo accesorio en la enseñanza del hormigón estructural, de cara a racionalizar la enseñanza en ésta y otras materias de estructuras y a establecer criterios de optimización de los programas. Para ello es necesario analizar el contenido de las asignaturas en el contexto de los planes de estudios y más concretamente del curriculum en las áreas de estructuras y construcción, desde la perspectiva de las titulaciones de ingeniería y de arquitectura, lo que constituye el objetivo fundamental de la ponencia.

2. EL PAPEL DEL HORMIGÓN EN LA FORMACIÓN DEL INGENIERO Y EL ARQUITECTO

2.1. Consideraciones generales

En las titulaciones de ingeniería y arquitectura, los planes de estudios están planteados, generalmente, yendo de lo abstracto a lo concreto, de lo general a lo particular. El estudiante recibe una sólida formación de base matemático-física, de gran importancia porque le inculca la cultura del rigor, le fomenta la capacidad de análisis y le ejercita en el razonamiento lógico, en la

toma de decisiones y en la búsqueda de solución a los problemas. Posteriormente, la formación se centra en materias más concretas de carácter tecnológico básico (hormigón estructural, estructuras metálicas), introduciendo conceptos más próximos a la realidad práctica (coste, facilidad constructiva, durabilidad, mantenimiento, uniones, detalles de armado...), para finalmente incidir (solamente para alumnos de especialidad, en el caso de arquitectura) en temas mucho más concretos y complejos (puentes, edificios de grandes luces o gran altura, estructuras laminares, cimentaciones especiales, naves industriales, silos, etc) donde la experiencia práctica juega un papel más importante en las decisiones de proyecto.

Junto a las virtudes derivadas de esta sólida formación básica existen ciertas disfunciones que deben ser corregidas a fin de conseguir que un profesional estructural sea un buen proyectista y no un mero calculista. Hay que proporcionarle una perspectiva más acorde con las limitaciones del mundo real frente al mundo "ideal" que se le ha planteado. El estudiante se asoma al mundo del hormigón estructural, generalmente, desde una perspectiva académica en la que se idealizan de forma muy simplificada las características geométricas y mecánicas de la estructura, las cargas y los apoyos, en la que generalmente los problemas siempre tienen solución y ésta es única, los datos del problema son conocidos a priori y los detalles estructurales como nudos o zonas de apoyo o de aplicación de cargas, no se contemplan.

El hormigón estructural introduce conceptos nuevos para el estudiante de ingeniería como son la necesidad de incorporar, en la búsqueda de la solución al problema planteado, criterios de estética, economía, facilidad constructiva, rapidez de ejecución, durabilidad y relación con el entorno, la necesidad de resolver adecuadamente los detalles y de tomar decisiones utilizando experiencias previas, datos a veces redundantes y un abanico de posibles soluciones. El estudiante de arquitectura, en cambio, normalmente ya ha manejado algunos de estos conceptos en asignaturas de cursos anteriores, como proyectos o construcción. En todo caso, es imprescindible enseñar al alumno a distinguir lo esencial de lo accesorio, porque de lo contrario pueden cometerse errores significativos. Por ejemplo, debe hacerse hincapié en la importancia de los detalles y en el hecho de que una estructura bien calculada (en cuanto a esfuerzos, por ejemplo) pero mal armada (longitudes de anclaje, solapes, nudos) puede colapsar o quedar fuertemente dañada y que lo contrario es menos probable. En definitiva, se trata de una/s asignatura/s donde lo fundamental es enseñar a proyectar y no solo a calcular. En este sentido, pueden jugar un papel fundamental las tecnologías de la información y las comunicaciones, aspecto que será desarrollado en otra ponencia de estas mismas jornadas (1).

Un concepto muy importante a destacar en la enseñanza del hormigón estructural es el de la incertidumbre. El estudiante debe ser consciente de que toda solución lleva consigo un riesgo (y asociado a él un coste), procedente de la incertidumbre en los datos de partida, en los procesos y en el uso de la estructura. Ello puede ayudarle a valorar hasta qué punto conviene afinar en los cálculos cuando los datos de partida (cargas, por ejemplo) contienen errores a veces muy superiores a los cometidos por un cálculo relativamente simple pero acertado conceptualmente. Y todo ello nos lleva al mundo de la seguridad y a la necesidad de que el estudiante sea consciente de la responsabilidad que el proyectista, el director de obra y el constructor asumen en el desarrollo de sus respectivas profesiones. Un fallo en un detalle de armado como es una armadura de suspensión o el anclaje de un tirante, que parece un detalle insignificante, puede dar lugar a graves accidentes, como es sabido.

Todos estos conceptos no son fáciles de transmitir al estudiante, pues implican un cambio cultural que siempre es lento y requieren multitud de acciones complementarias. Así, es esencial facilitar la visualización de los elementos tecnológicos, aspectos constructivos y detalles de armado, y es fundamental fomentar la propia experiencia a través de prácticas, ensayos de laboratorio, trabajos de proyecto o visitas a obras.

Ligado a los aspectos de seguridad de las estructuras y de las personas que las construyen o utilizan, están, además, los aspectos éticos y sociales. Es importante transmitir al estudiante la necesidad de adoptar una actitud ética en el desarrollo profesional, y responsable en relación al resto de la sociedad y al medio ambiente (ciclo de vida, reciclado de materiales, desarrollo sostenible).

2.2. El hormigón estructural en el contexto de la enseñanza de las estructuras

En grandes rasgos, un programa genérico tipo de hormigón estructural, puede resumirse en:

- Introducción
- Bases del proyecto (seguridad, acciones, análisis estructural, materiales, estados límite últimos y de servicio)
- Elementos estructurales (criterios de diseño, disposición de armaduras, uniones, detalles de armado)
- Construcción (materiales, ejecución y control), mantenimiento y patología.
- Recapitulación y temas especiales (alta resistencia, sismo y otros)

La primera pregunta que nos planteamos en relación a este programa tipo es por qué temas como acciones, seguridad o estados límite, que son generales y en gran medida comunes a todas las estructuras sea cual sea su material o su tipo, se abordan normalmente en la/s asignatura/s de hormigón estructural y no en otras asignaturas. La descripción y clasificación de las acciones, y conceptos como probabilidad de fallo, coeficientes de seguridad, combinaciones de acciones, entre otros, ¿no sería más lógico incluirlos en una asignatura de introducción a las estructuras donde, de paso, se hablase también de formas de sustenta-

ción (no sólo desde un punto de vista teórico sino con algún detalle tecnológico) y de tipología estructural (relación entre resistencia, forma, materiales y construcción)? Ello permitiría, en la/s asignatura/s de hormigón estructural, centrarnos más en aquello que es propio y específico y que, lamentablemente, muchas veces no nos da tiempo a explicar con el detalle suficiente, como el método de las bielas y tirantes, detalles de armado, ejecución, control o patología.

2.3. ¿Qué es mejor, impartir antes los temas de proyecto o los de construcción?

Desde un punto de vista puramente pedagógico, no cabe duda que para que el estudiante aprenda a proyectar es importante que conozca previamente los detalles tecnológicos y constructivos.

En ingeniería, al menos en ingeniería civil, en alguna asignatura previa al hormigón estructural se abordan temas constructivos relacionados con este material (materiales de construcción, procedimientos de construcción, maquinaria y organización, valoración y medición de obras). No obstante en ellas se enseñan los medios y la organización de obra más que los detalles constructivos. Por ello, en ingeniería, lo lógico sería plantear el programa introduciendo primero los temas de construcción y después los de diseño y cálculo. Sin embargo, si se tiene en cuenta la carga docente del alumno en la última parte del curso y la acumulación de exámenes y trabajos, con el cansancio que ello conlleva, puede resultar más interesante introducir los temas de cálculo al inicio del curso. Esta opción, no obstante requiere que los temas de cálculo vayan complementados por aspectos tecnológicos a través de visitas a obras, vídeos, diapositivas, prácticas de laboratorio u otros elementos didácticos.

En arquitectura existen normalmente dos asignaturas dedicadas al hormigón estructural, centradas respectivamente en temas de construcción y de diseño y cálculo. Lo lógico sería que ambas asignaturas se impartieran en el mismo curso de forma paralela y coordinada, complementándose de forma que se evitaran repeticiones u omisiones.

2.4 Hormigón armado y hormigón pretensado: ¿separados, juntos o revueltos?

El hormigón estructural es un concepto general que engloba hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado. El tratamiento conjunto armado-pretensado es una realidad plasmada en la normativa (Código Modelo CEB-FIP (2) desde 1990 y la Instrucción EHE (3) desde 1999), en la enseñanza en algunas escuelas desde hace unos 20 años (4) y en la reciente fusión de las asociaciones científico-técnicas dedicadas al hormigón (CEB+FIP=*fib*, GEHO+ATEP=*ACHE*). En todo ello jugó un papel fundamental el Congreso de Stuttgart sobre Hormigón Estructural en 1989 (5).

Llevado al límite, el tratamiento conjunto significa que el hormigón armado es un caso particular del hormigón estructural en el que la fuerza de pretensado es nula. Sin embargo, este concepto aparentemente tan simple, presenta sus dificultades desde un punto de vista pedagógico. Por una parte existen aspectos cuyo tratamiento no tiene sentido separar, como son los conceptos generales (análisis estructural, concepto de estados límite, acciones, seguridad, materiales), otros en los que es esencial distinguir entre una u otra técnica (ejecución y aspectos tecnológicos, esencialmente) y otros en los que es suficiente identificar la influencia del pretensado en el comportamiento estructural, como es el dimensionamiento o comprobación frente a los diversos estados límite.

El tratamiento separado (hormigón armado en una asignatura y pretensado en otra) lleva a una repetición innecesaria de muchos conceptos y a la percepción errónea de que se trata de dos materiales diferentes, cuando lo diferente es su comportamiento en servicio y la tecnología. En algunos casos ello hace que muchos estudiantes nunca cursen el hormigón pretensado, quedando éste falsamente relegado a un tema de especialistas.

Una vía intermedia es realizar un planteamiento inicial para hormigón armado y en la última parte del curso complementar aquellos aspectos propios del pretensado que no se han impartido. Este planteamiento, aunque menos “elegante” puede ser una solución pedagógicamente aceptable. No obstante tiene la dificultad de que tanto la normativa como muchos textos ya realizan un tratamiento conjunto.

En la arquitectura y en algunas titulaciones de ingeniería es escaso o nulo el contenido docente relativo al hormigón pretensado y en particular al postensado, lo que implica que la inmensa mayoría de los titulados desconocen esta técnica. El postensado es un concepto general que ha permitido diseñar nuevos esquemas estructurales y nuevas formas de construcción, salvar grandes luces, resistir grandes cargas, reducir cantos y reparar, reforzar o remodelar estructuras. El postensado se utiliza no solo en puentes, sino en silos, naves industriales, depósitos, cubiertas, forjados y edificios en general.

Consecuencia del desconocimiento del postensado es, entre otros aspectos, la escasa utilización del mismo en la edificación, lo que conlleva a una limitación innecesaria de las posibilidades creativas del proyectista. Ello contrasta con la situación de otros países como EE.UU, Suiza, Gran Bretaña u Holanda, donde existen muchos millones de metros cuadrados de edificios construidos utilizando el postensado. Consideramos indispensable que una técnica tan universal y que ofrece tantas posibilidades al proyectista se imparta, aunque sea a nivel informativo, en todas las titulaciones relacionadas con la construcción y muy especialmente en arquitectura y en arquitectura técnica.

2.5. El papel de la Normativa

Es indudable que la existencia de una Instrucción de obligado cumplimiento (Instrucciones EHE o EF) puede condicionar la enseñanza del hormigón estructural. ¿Debe/n la/s asignatura/s ser una explicación de las Normas, como si fueran libros de texto? ¿Debe/n, por el contrario, ignorar cualquier Instrucción y basarse únicamente en los principios de comportamiento del hormigón estructural? ¿O debe plantearse una situación intermedia?

Nuestro punto de vista es huir de la normativa como libro de texto, huir de la cita a diversas normativas (EHE, EC-2, CM, ACI) que producen desorientación en el estudiante, y tratar de utilizar la normativa como elemento de referencia esencialmente en tres aspectos: para que conozcan la "ley" que regirá su actividad, los fundamentos científicos de la misma y las simplificaciones que existen detrás de sus fórmulas; para que conozcan aspectos prácticos, cuya formulación teórica no es posible, basados en la experiencia y en el consenso; y como elemento que motive la reflexión y el debate en torno a la práctica profesional.

2.6. Propuesta de un programa de mínimos

Como conclusión de todo lo anterior, y teniendo en cuenta la posible adecuación de las titulaciones a fin de converger con el resto de países europeos, se hace la siguiente propuesta ideal con relación a la formación estructural básica de ingenieros y arquitectos:

- Creación, si no existe ya, de una asignatura de introducción a las estructuras, en la que se impartan conocimientos sobre tipología estructural, estados límite, teoría de la seguridad, métodos constructivos y algún detalle de apoyos y uniones.
- Reorientación de la resistencia de materiales y del cálculo de estructuras, utilizando como referencia la asignatura de introducción previamente impartida.
- Una o varias asignaturas de hormigón estructural, centrada/s en los siguientes aspectos (más o menos extensos y con desarrollos específicos según titulaciones, en función de sus respectivas prácticas profesionales habituales):
 - Propiedades de los materiales de cara al proyecto. Durabilidad.
 - Análisis estructural. Métodos específicos de cálculo: bielas y tirantes.
 - Comprobación y dimensionamiento frente a los estados límite.
 - Elementos estructurales (pilares, vigas, forjados, placas y losas, muros, cimentaciones). Criterios de dimensionamiento y proyecto.
 - Disposición y representación de armaduras: detalles, nudos, despiece.
 - Construcción : materiales, ejecución y control.
 - Patología, reparación y refuerzo.
 - Temas especiales: zonas sísmicas, hormigones/construcciones especiales.
 - Recapitulación. Comparación hormigón armado – hormigón pretensado.
 - Aspectos ambientales, profesionales, socioeconómicos y éticos.

REFERENCIAS

1. Marí, A., Aguado, A., Agulló, L. y Cladera, A. "Las posibilidades de las tecnologías de la información y las comunicaciones en la enseñanza del hormigón estructural", I Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural, Madrid, Octubre de 2001.
2. Comité Euro-International du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte, "Código Modelo CEB-FIP 1990", Lausanne, 1990..
3. Comisión Permanente del Hormigón, "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)", Ministerio de Fomento, Madrid, 1999.
4. Murcia, J. "Tratamiento Conjunto Hormigón Armado-Hormigón Pretensado". Texto de la conferencia impartida en la Universidad de Zaragoza, 1980.
5. IABSE-CEB-FIP-ACI-FIB International Congress "Structural Concrete", Stuttgart, Octubre de 1989.

Sesión Técnica 2

Antonio Aguado

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. UPC

Alfonso del Río

E.T.S. de Arquitectura de Madrid. UPM

EL PROCESO CONTINUO DE FORMACIÓN Y LA INTERACCIÓN ENTRE LA GENERACIÓN DEL CONOCIMIENTO Y LA TRANSMISIÓN DEL MISMO

RESUMEN

En la presente comunicación, en primer lugar se hace una revisión de la evolución de la investigación en el desarrollo del hormigón estructural, para después proponer diversas medidas de futuro, tanto sobre la estructura del sistema como en aspectos específicos del campo del hormigón.

Con posterioridad, se analiza la situación de los temas de doctorado y formación continuada desde el punto de vista general del sistema y su implicación en los temas específicos del hormigón. Todo ello en el marco definido por la organización de estas jornadas para motivar la participación en estos temas

1. INTRODUCCIÓN

Dentro del marco de estas primeras jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural, la presente comunicación constituye la ponencia general de la sesión titulada **Docencia, investigación y formación permanente. Aspectos supranacionales y de futuro.**

Ese amplio título supone un reto, por lo que se ha planteado el mismo a través de la generación de conocimiento (ya sea por la investigación científico técnica o por el desarrollo e innovación tecnológica en el campo profesional) como elemento de conexión en el proceso de aprendizaje continuo (grado, doctorado, postgrado). En este planteamiento se ha tenido en cuenta las condiciones de contorno cada vez más abierto, superando las barreras protectoras de tipo nacionales.

Para alcanzar el objetivo perseguido con la presente comunicación, por un lado, se mira al pasado como enseñanza de futuro y, por otro lado, con el fin de concretar algunas ideas se hacen algunas propuestas y reflexiones de futuro. Algunas de ellas son de carácter general, por encima del hormigón, si bien corresponden a soluciones de la estructura del sistema, cara a disponer de unas condiciones idóneas que optimicen las propuestas posteriores de detalle.

2. EXPERIMENTACIÓN E INVESTIGACIÓN EN EL DESARROLLO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Antes de plantearse aspectos de futuro, parece conveniente analizar las enseñanzas del pasado en lo que significa la generación de conocimiento en este ámbito. Así, los trabajos de experimentación e investigación han jugado un papel determinante en la evolución del hormigón estructural. Analizando su historia, son numerosos los episodios de la misma que evidencian una clara relación entre avances científicos y técnicos, innovaciones tecnológicas y consecución de logros a nivel práctico. El breve recorrido que a continuación se efectúa a lo largo de algunos momentos de la vida del hormigón estructural no pretende cons-

tituir un relato riguroso de su historia, sino sólo hacer patentes las relaciones antes mencionadas y poner en valor la importancia de las actividades de investigación a diferentes niveles.

El espectacular desarrollo que consolidó en unas décadas al hormigón estructural dentro de la construcción requirió vencer con esfuerzo y tenacidad infinidad de dificultades, mejorando las calidades de los materiales constitutivos y desarrollando simultáneamente una tecnología propia y un amplio conjunto de conocimientos sobre su comportamiento y posibilidades de aplicación. Nacido en un momento de entusiasmo por las construcciones metálicas, la extensión de sus aplicaciones se debió además de a la indudable audacia de numerosos proyectistas y constructores, a una considerable labor tanto de experimentación y desarrollo de nuevas tecnologías como de investigación científico-técnica. Esta labor fue llevada a cabo por ingenieros, arquitectos, constructores, empresas y laboratorios, trabajando desde instancias privadas y públicas, y cubriendo múltiples aspectos relacionados tanto con la ciencia de materiales, como con la tecnología constructiva o con el cálculo estructural.

El análisis de las primeras décadas de vida del hormigón estructural, pone de manifiesto la importancia que en las mismas tuvo la investigación y el desarrollo de múltiples patentes que fueron evidenciando sus posibilidades de aplicación. Entre ellas destacan significativamente por su alcance histórico las de *Monier*, quien a partir de sus primitivos diseños para jardineras (1849), desarrolla y patenta otros para tuberías (1868), paneles (1869), puentes (1873), escaleras (1875), vigas (1878) o cubiertas (1880). Estas patentes suponen la base para la introducción del hormigón en diferentes países, sobrepasando incluso el ámbito europeo. Asimismo, alrededor de la explotación comercial de tales patentes se llevó a cabo una labor de experimentación y desarrollo de modelos teóricos que resultaría fundamental para la consolidación del hormigón armado.

En efecto, el desarrollo creciente de realizaciones, así como las posibilidades de aplicación del nuevo material, llevan al ingeniero *Wayss* a adquirir para su empresa las patentes de *Monier*. *Wayss* organiza además la realización de ensayos y pruebas de carga tendentes a evaluar el efecto de introducir barras de acero en el hormigón. En estos ensayos colabora el arquitecto oficial alemán *Matthias Koenen*, encargado por el gobierno prusiano para su supervisión. La publicación de los resultados se produce en 1887 y en ella *Koenen* desarrolla los primeros procedimientos de cálculo para algunas construcciones de *Monier*. El modelo de *Koenen* para flexión se basa en adoptar la hipótesis de deformación plana, despreocuparse de la colaboración a tracción del hormigón y, suponer que la línea neutra coincide con el baricentro de la sección bruta. De este modo, a partir de una labor continuada de investigación tecnológica, experimental y teórica, se establece un procedimiento semi-empírico de cálculo que conduce a resultados satisfactorios en términos prácticos y que evidencia una adecuada comprensión del efecto mecánico de la inclusión de barras de acero.

La existencia de un primer modelo que fundamenta correctamente el cálculo de armaduras influye decisivamente en el empleo creciente del hormigón armado dentro de la construcción. A su vez, la generalización en el uso del hormigón estructural alimenta la aparición de los primeros tratados científicos al respecto que, lógicamente, van perfeccionando los modelos iniciales y realimentan las posibilidades de aplicación del material. Así, en 1894 *Coignet* y *Tedesco* presentan una comunicación a la Sociedad de Ingenieros Civiles que suele ser considerada como el primer estudio técnico sobre el hormigón armado. Alrededor del inicio del siglo, *Mörsch*, trabajando primero para la firma *Wayss* y después como profesor universitario de la *Technischen Hochschule de Stuttgart*, desarrolla las teorías de *Koenen*, complementándolas con múltiples ensayos.

En 1902 *Mörsch* publica su obra *Betoneisenbau*, en la que ya desde un ámbito de investigación universitario desarrolla conceptos como la analogía de la celosía en el comportamiento frente a esfuerzo cortante que han constituido durante décadas la base teórica del hormigón armado y que en gran medida cabe considerar vigentes en la actualidad. En la misma fecha de 1902 aparece el libro del francés *Cristophe*, *Le beton armé et ses applications*. En esta obra se recogen diversos modelos de comportamiento a flexión, entre ellos un modelo no lineal basado en una distribución parabólica de tensiones. Este modelo, muy semejante a los que se adoptarían a partir de 1950, fue sin embargo inicialmente abandonado al imponerse el cálculo elástico en tensiones admisibles utilizando la idea de la sección homogeneizada.

Paralelamente a la aparición de los tratados mencionados se produce el nacimiento de las primeras asociaciones nacionales relacionadas con el hormigón, como la precursora *Chambre Syndicale de Constructeurs en Ciment Armé*, el *American Concrete Institute* o el *Deutsche Ausschuss für Eisenbeton*. De ellas nacerán no sólo importantes impulsos para la investigación y el desarrollo de aplicaciones del nuevo material, sino también los primeros embriones de normativas y códigos, como el reglamento oficial francés de 1906.

Así pues, el inicio del siglo xx coincide con la profesionalización del diseño y la construcción de estructuras de hormigón y supone por tanto el fin de época artesanal o "heroica" de tales estructuras. Ello sólo pudo ser posible desde un continuo trabajo de desarrollo tecnológico, experimentación e investigación que condujo a la consolidación de los conocimientos teóricos y que, en definitiva, permitió la definición de métodos aplicables en la práctica del análisis y dimensionamiento de estas estructuras.

Otro ejemplo paradigmático del alcance práctico de la investigación teórica y experimental en el desarrollo del hormigón estructural puede encontrarse en el nacimiento y consolidación del hormigón pretensado. Desde sus orígenes, uno de los problemas más graves que afectaban a las construcciones de hormigón era el de la fisuración excesiva, que determinaba su prematuro envejecimiento al permitir la penetración de agentes agresivos. De hecho, en 1906, *Labes* exige para las obras de ferrocarril alemanas medidas muy exigentes para evitar la aparición de fisuras por tracción. Tales requisitos conducían a

sobredimensionamientos que en la práctica hacían antieconómico el empleo del hormigón. En estas circunstancias es de nuevo *Koenen* quien en 1907 propone el pretensado de la armadura para evitar la fisuración. En los años siguientes se llevan a cabo diversos ensayos siguiendo esta idea, algunos de los cuales son recogidos por *Bach* en 1910 y sirven de base para que *Koenen* y *Mörsch* constaten en 1912 que tensiones de pretensado reducidas se pierden en el tiempo como consecuencia de problemas de fluencia y retracción.

Con estos antecedentes es *Freyssinet* quien desarrolla a partir de 1911 una serie de estudios teóricos y experimentales que conducirán al desarrollo definitivo del hormigón pretensado. Investigando las pérdidas de esfuerzos de pretensado por retracción y fluencia, *Freyssinet* concluye la necesidad de utilizar elevadas tensiones de pretensado en el acero para poder garantizar efectos duraderos. A partir de 1928 los resultados de la investigación se plasman en diversas patentes de pretensado. Años después, en 1943, *Mörsch* recoge estas y otras enseñanzas y publica un primer texto sobre hormigón pretensado, coincidente en el tiempo con la primera instrucción alemana al respecto. Ulteriores desarrollos teóricos y experimentales conducen en los años siguientes a la técnica de postensado, sistema que se convierte en la base para la construcción de estructuras de hormigón de grandes luces. De nuevo, una conjunción de desarrollo técnico, e investigación teórica y experimental está presente también en la consolidación del hormigón pretensado.

Esta breve aproximación al alcance de la investigación en el desarrollo del hormigón estructural no puede dejar de referirse a la figura de *Eduardo Torroja*. A partir de los años veinte *Torroja* realiza en España aportaciones de primer orden en la ciencia y la técnica de las estructuras de hormigón, innovando y utilizando audazmente tecnologías constructivas todavía no dominadas (por ejemplo, el acueducto de Tempul, la cubierta del mercado de Algeciras, etc). Sus obras destacan tanto por la brillante concepción de los tipos estructurales como por su capacidad de diseño en estructuras de análisis muy complejo. Paralelamente, en el campo teórico, *Torroja* y sus colaboradores en el Instituto que posteriormente tomaría su nombre, realizan aportaciones de primer orden a nivel internacional. Entre ellas son de destacar la redefinición de los conceptos y criterios de la seguridad en las diferentes ramas de la construcción, o la modelización analítica del comportamiento de piezas prismáticas de hormigón que contribuiría a reconducir el dimensionamiento y comprobación de secciones hacia planteamientos de diseño en condiciones de agotamiento.

La figura de *Eduardo Torroja* resulta también fundamental en el desarrollo de la normativa para estructuras de hormigón en España, que se inicia con la publicación en los años 1939, 1941 y 1944 de las primeras normas para proyectistas y constructores de obras de hormigón armado y que continúa con la Instrucción *EH-68* y sus posteriores revisiones *EH-73*, *EH-82*, *EH-88*, *EH-91*, hasta la vigente *EHE*. En este sentido, hay que destacar que la existencia en España de una normativa propia de calidad desde momentos relativamente tempranos ha permitido en muchos casos una relación directa entre la labor investigadora y el proyecto y construcción de obras de hormigón estructural.

Todo lo anteriormente expuesto, lejos de pretender contribución alguna a la historia del hormigón estructural, evidencia el papel incuestionable que la labor investigadora (tecnológica, experimental y teórica), desarrollada desde diversos ámbitos (empresas, instituciones, universidades) ha supuesto en el desarrollo del hormigón estructural. Obviamente dicho papel no se limita a los ejemplos o episodios señalados, ni a las fechas históricas escogidas. Por el contrario debe entenderse como uno de los motores permanentes de la ciencia y la técnica de las estructuras de hormigón.

3. INVESTIGACIÓN

En el apartado anterior se ha podido observar el papel determinante de la experimentación e investigación en el desarrollo del hormigón estructural. El análisis se ha hecho desde el punto de vista de material pero conviene revisar también como ha evolucionado las estructuras y el entorno, para entender mejor la evolución de los temas futuros.

3.1. Aprendiendo del pasado

La investigación en los temas relativos al hormigón, de forma análoga a otros campos ha tenido un gran avance en los últimos años. Pero para entender esa evolución y su proyección futura conviene recordar algunos hitos importantes.

Así hay que señalar que en la primera mitad del siglo xx la investigación científica se concentra en España, al igual que en otros países alrededor de grandes centros de investigación, con un fuerte apoyo institucional asociado al ministerio del ramo.

La desaparición orgánica de las grandes escuelas técnicas del correspondiente ministerio y su inclusión en el Ministerio de Educación y Ciencia, abrió el camino hacia la creación de nuevos centros, que experimentó una importante progresión con el estado de las autonomías aprobado en la Constitución de 1978 y su posterior articulación en diversas leyes, entre ellas, la Ley Orgánica de Reforma Universitaria. Así a manera de ejemplo de esta evolución, cabe señalar que hace 50 años se impartía la titulación de ingeniero de caminos, canales y puertos en sólo 1 centro, dependiente del Ministerio de Obras Públicas (Fomento), mientras que 25 años después ya se impartía en 4 centros, siendo impartida en la actualidad en 9 centros. Algo similar se puede decir para el resto de las titulaciones de este ámbito.

Esa primera oleada de creación de centros, para los que se requería personal, implicó la necesidad de realizar investigación, lo que significó un notable aumento en el número de tesis doctorales leídas. La mayoría de las personas que realizaron esas tesis forman parte, hoy en día, de las plantillas de personal académico de las universidades españolas.

Los temas de investigación desarrollados en ese período tuvieron una gran componente teórica, lo cual no ayudaba a acercar posturas con el mundo profesional. No obstante algunos de aquellos trabajos, sirvieron con posterioridad, para resolver trabajos profesionales de gran envergadura. Así por ejemplo, ahora nadie discute el interés del análisis no lineal para el estudio de diferentes problemas, incluso existen potentes paquetes de programas informáticos al alcance de numerosos estudios de arquitectura e ingeniería. Todo ello tiene que servir de base para mantener aspectos de investigación básica cara al futuro y no sucumbir ante la inmediatez de unos resultados empresariales a corto plazo.

Los años fueron limando asperezas y acortando las distancias entre centros de investigación y empresas, dando lugar a algunos proyectos conjuntos y a la incorporación de ambos, tanto en programas nacionales como europeos. En cualquier caso, la no existencia de programas claramente definidos en los que enmarcar las actividades del sector y la escasa tradición del mismo en temas de investigación ha sido un importante handicap de la investigación en este sector. Hay que recordar que la inversión en I+D del sector de la construcción es del orden del 0,2 % del PIB (COTEC,2000), muy inferior a la media nacional, del entorno al 0,9 % y, a enorme distancia de la media europea, situada en el entorno del 1,8 %.

La investigación se ha centrado fundamentalmente en los temas de:

- métodos numéricos de cálculo de estructuras de hormigón de diferentes tipologías y con distintos comportamientos (lineal, no lineal),
- materiales en distintas vertientes y para diferentes hormigones especiales, destacando entre ellos los hormigones de alta resistencia,
- aspectos relativos a construcción, en general, temas específicos de gran repercusión en la práctica.

La evolución mostrada es consecuente con los medios que se han dispuesto, empezando por ordenadores y, con el paso del tiempo, equipar los laboratorios de las universidades y centros que han ido emergiendo, lo cual ha permitido realizar proyectos experimentales de gran magnitud.

Las medidas asociadas a la LRU sobre evaluación del profesorado, han permitido aumentar de forma significativa la presencia internacional tanto en temas como en número. Esa mayor visualización ha hecho que los centros en que se investiga en hormigón de la universidad española, sean foco de atracción para numerosos estudiantes extranjeros para realizar estudios de grado o de doctorado, lo cual es fácil corroborar en la visita a diferentes centros.

Permítasenos aquí señalar la figura de José Antonio Torroja, Catedrático de Hormigón, como primer director de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (y posteriormente de la de Madrid), que con su visión de la investigación como elemento motor de la citada escuela, supo introducir un nuevo concepto de profesionalización de la universidad que tan buenos resultados ha dado a la misma (IEC,2000) (Agelet de Sarazibar, 2001) y ha sido un ejemplo seguido, con posterioridad, por otros centros.

Un aspecto interesante a señalar es el papel de iniciador de la investigación que ha tenido y tiene las **tesinas de especialidad**. Esta figura aparece en este ámbito en el Plan 78 de la citada Escuela de Barcelona, además de realizar el proyecto fin de carrera en el sentido tradicional. Con posterioridad, esta figura ha sido implantada parcialmente en planes nuevos de otras Escuelas, sí bien como alternativa al proyecto tradicional. La formación que alcanza el alumno a través de ella es de gran profundidad y le permite una importante flexibilidad para abordar temas nuevos de futuro. El inconveniente es que la tesina aparece en un último curso, ya de por sí muy cargado, lo cual va en detrimento de otras actividades, principalmente el proyecto. Por ello la discusión sobre su implantación y en que configuración debe hacerse tras un análisis global de la carga docente y el perfil que se quiere alcanzar con el titulado salido de cada escuela. Así pues, la solución no es única, sino que debe responder a las circunstancias que rodean a un plan de estudios.

3.2. Mirando al futuro

Como resumen de lo anterior y punto de partida de futuro, puede decirse que la situación es positiva en cuanto a capital humano, para realizar investigación, e imagen exterior de los centros, si bien existen problemas de implicación institucional (por parte de las administraciones, las cuales deberían ser los auténticos motores del cambio) y empresarial, atomización de la investigación y excesiva focalización. Un aspecto importante a señalar es la mayor preocupación que evidencian personas significativas del sector (Villar Mir, 2001).

Por todo ello nos atreveremos hacer alguna propuesta de futuro para *mejorar la situación en relación a la estructura del sistema*. Para ello utilizaremos como contraposición de las siglas muy extendidas en el ámbito de las tecnologías de la información (IEEE), unas siglas de futuro para nuestro sector, estas son **EIII**:

- Educación no sólo técnica sino de actitudes frente a los nuevos retos y las necesidades de los ciudadanos, en definitiva las estructuras las hacemos para ellos, como clientes últimos y no para la administración (como cliente intermediario).
- Implicación de los diferentes agentes intervinientes, empezando por el principio. A manera de ejemplo se entiende que es fundamental dotar con financiación el área sectorial del IV programa Marco Nacional de I+D+I sobre Construcción y conservación del patrimonio construido. Otra medida estratégica de gran magnitud en esta dirección sería la valoración de la innovación en la adjudicación de obras públicas (Aguado, 2001)
- Internacionalización para apoyar a nuestras empresas en los mercados internacionales en base a la innovación tecnológica y para abrir la incorporación de investigadores de otros entornos a nuestro sistema.
- Integración de los diferentes agentes intervinientes en la explicación positiva de la investigación del sector a los entornos sociales, para lo que se requiere crear estructuras transversales que aglutinen diferentes puntos de vista y puedan ayudara ordenar internamente las actividades realizadas por los diferentes grupos.

Asimismo se pueden hacer diversas consideraciones sobre los *posibles temas de investigación futura*. Para ello conviene representar el sector mediante el ciclo que se refleja en la figura 1 (Aguado y Casanova, 1997). En ella puede verse que el sector se representa por un ciclo que incorpora todas las etapas, en el que hay que definir la vida útil de la estructura (obra). En el apartado anterior se ha visto que la investigación se ha centrado hasta la fecha, principalmente en la etapa de materialización que engloba las fases de proyecto, materiales y ejecución.

Cara al futuro se entiende que la investigación, sin abandonar estas etapas debería ampliar los límites hacia las etapas de concepción, utilización y reintegración, teniendo en cuenta los temas de durabilidad, dados a través de la vida útil y los temas medioambientales que afectan a todas las etapas. Así esos límites se pueden ampliar en estudios de durabilidad, análisis de ciclo de vida, análisis de valor de las obras, gestión y mantenimiento de estructuras, sistemas constructivos de baja energía y medioambientalmente amigables, etc.,

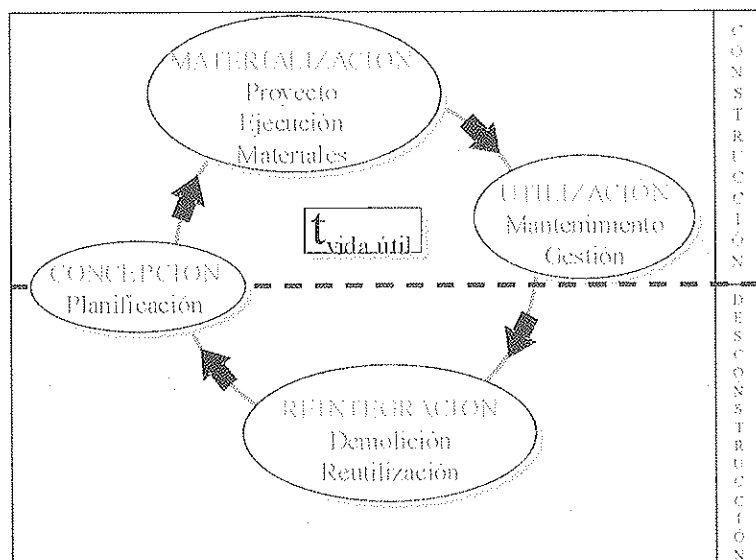


Figura 1.- Ciclo de vida del sector de la construcción

4. DOCTORADO

4.1. Aprendiendo del pasado

El doctorado en la configuración actual de cursos y tesis doctoral, surge con el cambio de las escuelas especiales a depender del Ministerio de Educación y Ciencia, a partir del desarrollo de los planes de estudios denominado Plan 64. La aparición de las nuevas escuelas en diferentes ciudades fue un elemento de promoción e incentivador para los profesionales del entorno, si bien hay que señalar que muy pocos de ellos llegaron a realizar el doctorado (en general, el porcentaje se sitúa entre el 5 y el 10 %).

Así pues, el doctorado (en realidad la tesis doctoral), tal como se ha dicho, se convirtió en la herramienta básica de investigación para formar los cuadros investigadores de los nuevos centros, en las décadas de los años 70 y 80. Mientras que en la década de los años 90 es un foco de atracción importante de estudiantes extranjeros.

Cara a ilustrar mejor la situación del doctorado, nos hemos permitido tomar los datos correspondientes a la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC, 1998). Así, en el curso 1997-98 en número de programas de doctorado que se han impartido es de

44, con un número total de estudiante matriculados, incluido tutoría, de 1.834, de los cuales 521 se incorporaron por primera vez en dicho curso. De los estudiantes totales, 557 eran extranjeros de acuerdo con las siguientes procedencias: Unión Europea (65), Resto de Europa (13), América Latina (428, de los cuales 117 de México, 60 de Brasil, 55 de Colombia y 47 de Argentina), Magreb (38) y Resto del mundo (13)

Con relación a las tesis leídas, en la tabla 1 se presenta la evolución de las mismas en los últimos cursos académicos. En ella, las dos primeras filas corresponden a los planes antiguos de doctorado los cuales dependían de las Escuelas. El resto de filas corresponden a departamentos con implicación en las Escuelas Técnicas Superior de Arquitectura de Barcelona y del Valles y la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Tabla 1. Evolución tesis leídas en la UPC en Ingeniería Civil y Arquitectura

Unidad	92-93	93-94	94-95	95-96	96-97	97-98	98-99	Total
ETS Arquitectura Barcelona	11	14	7	1	--	--	--	33
ETS Ingenieros de Caminos	--	1	1	--	--	--	--	2
Composición Arquitectónica	2	1	3	3	4	4	3	20
Construcciones Arquitectónicas I	1	2	3	5	1	3	3	18
Ingeniería de la Construcción	--	5	2	2	6	5	4	24
Ingeniería del Terreno	6	4	5	4	7	7	9	42
Ingeniería Hidráulica, Mar. y Amb.	6	3	1	4	9	6	3	32
Estructuras en la Arquitectura	--	--	1	--	--	--	1	2
Expresión Gráfica Arquitectónica I	--	1	--	1	1	3	--	6
Infraestructura del Transporte y T	-	1	3	2	1	4	1	12
Matemática Aplicada III	3	1	1	4	6	2	--	17
Proyectos Arquitectónicos	--	6	1	1	1	1	6	16
Resistencia de materiales y E en I	2	2	1	4	3	2	4	18
Urbanismo y Ordenación del T.	--	--	1	--	1	2	--	4
Total Áreas Ing. Civil y Arquitectura	31	41	30	31	40	39	34	246
Total UPC	70	97	111	87	149	157	143	814

Aunque puedan existir algunas disfunciones en esta tabla (a favor o en contra de estos números, debido a que alguna tesis esté contabilizada de forma imprecisa), se entiende que resulta representativa de lo que significa la actividad investigadora, con resultado de tesis, dentro del ámbito de la Arquitectura y la Ingeniería Civil de la UPC.

Puede observarse, que en el total del período, el porcentaje de tesis doctorales en este ámbito es del 34% sobre el total de la Universidad. De este total, las tesis que tienen que ver con temas de hormigón pueden situarse en el entorno de 20 a 25 tesis, lo que representaría del entorno del 10 al 15 % de las tesis del ámbito de Ingeniería civil y arquitectura y, entre un 4 al 5% del total de tesis leídas en la UPC.

4.2. Mirando al futuro

Dentro del actual marco jurídico, a continuación se proponen diversas medidas de mejora sobre la estructura, que se entienden serían generadoras de un aumento en la demanda de alumnos de doctorado, en general y, consecuentemente, en el entorno de la disciplina de hormigón, en particular. Entre estas medidas están:

- *Mejoras en la gestión de los programas*

La cual debería incidir en una *Oferta clara a los alumnos* de las asignaturas, basada en una racionalización de la oferta que se transmite a los mismos, reduciendo la oferta (basada en intereses de los profesores) existente en la actualidad, basada en datos de entradas no en análisis de resultados.

Aglutinar la oferta de los programas existentes en las universidades potenciando los *programas de doctorado por delegación en las Escuelas*. En esta dirección en la UPC, existen dos programas de doctorado (uno de ellos, en el ámbito de la Ingeniería Civil) que por delegación de los departamentos implicados se les ha hecho depender de las Escuelas. Esta voluntad política de actuación conjunta potencia la adopción de medidas estratégicas en esta dirección.

- *Doctorado mixto*

Ante el emergente interés mostrado por algunas propuestas relativas a la realización de programas de doctorado mixtos entre nuestras universidades nacionales y otras extranjeras, entendemos se debe dar respuesta. Para ello se podrían establecer unos *Principios inspiradores* (Aguado 1998) que permitiesen el desarrollo de los cursos de doctorado en sus universidades de origen y la tesis doctoral en la universidad de destino.

- *Doctorado en inglés*

Esta fórmula innovadora viene realizándose en la UPC dentro del programa de doctorado de Ingeniería Civil dependiente, por delegación, de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, desde el curso 1996-97. La singularidad que introduce el mismo es la posibilidad de cursar los estudios y presentar la tesis (tanto en el documento escrito como en la defensa oral de la mismas) en inglés. Con ello se pretende abrir mercados en los países de habla inglesa.

La estructura del programa es la misma que la del resto de programas. Ahora bien, para ser más motivadora, entre los profesores invitados que se incluyen en cualquier programa, en este se hace una especial incidencia en destacadas personalidades del mundo científico del ámbito internacional. Evidentemente el resto de cursos los imparten profesores de prestigio de la Escuela que voluntariamente se ofrecen a impartir los cursos en inglés.

- *Doctorado con empresas*

Tal como se ha dicho, en los últimos años en España, se está produciendo un importante *cambio de mentalidad en el mundo empresarial* del sector de la construcción con relación a la investigación aplicada y las ventajas que representa su implicación. Ese cambio de mentalidad, también se está reflejando en los Centros de Investigación, acuciados por la necesidad de incrementar los recursos externos y la motivación por ser sujetos activos en temas de innovación tecnológica, etc.

Todo ello da pie a pensar en el establecimiento de un *programa conjunto de doctorado* entre universidad y empresa. En este planteamiento, la empresa puede contribuir a definir temas de tesis doctorales y aprovechar las ventajas que incorporan las acciones emprendidas por la Administración, para participar activamente en el desarrollo de la tesis y conocer al doctorando en el transcurso del trabajo. Al finalizar el mismo, la empresa si está contante con el doctorando le puede incorporar a la mismas con becas de incorporación a la empresa que suponen ventajas económicas para la empresa, además de ir sobre seguro (personal formado conjuntamente con la universidad y conocimiento de las actitudes del candidato).

Otro aspecto a destacar, es que en los temas de investigación que se planteasen como temas de tesis, pueden integrarse en proyectos de investigación financiados parcialmente por la Administración a través de diversos programas nacionales o internacionales. Ello de hecho, implica que para el campo de las empresas del ámbito de ingeniería y arquitectura el teórico gabinete de I + D, la parte de Investigación se desarrolla en la Universidad de forma conjunta con el valor añadido de la Imagen y la parte de Desarrollo, se realiza en la empresa con personal formado previamente y de forma conjunta con la Universidad.

5. FORMACIÓN PERMANENTE

La situación actual de la construcción en general se caracteriza por una constante y rápida evolución de las técnicas y de los conocimientos, a la cual los profesionales que en ella trabajan han de ir adaptándose de modo permanente. En tales circunstancias, cabe formular una serie de reflexiones sobre la formación que deben recibir arquitectos e ingenieros durante su paso por las correspondientes Escuelas Técnicas, así como sobre el modo en que la Universidad puede contribuir a la ulterior actualización de sus conocimientos.

En primer lugar parece razonable afirmar que arquitectos e ingenieros deben continuar siendo en una medida importante *profesionales generalistas*, cuya formación universitaria no debe dirigirse de modo prioritario hacia una acumulación de conocimientos y técnicas, cuya vigencia en el tiempo sería más que cuestionable. Por el contrario, en la formación de arquitectos e ingenieros, especialmente en sus primeras etapas, resulta esencial la adquisición de una serie de capacidades básicas que les permitan orientarse en los diferentes campos y técnicas que concurren en sus ejercicios profesionales, profundizar en aquellos aspectos necesarios, y adaptarse a la inevitable evolución de los conocimientos.

Así, aunque pueda resultar paradójico, en un momento en el que en la edificación y en la construcción en general intervienen multitud de técnicas, con niveles de desarrollo, complejidad y especialización las hacen difícilmente abarcables por un sólo profesional, la enseñanza universitaria debe orientarse hacia los aspectos más formativos y de base. Es fundamentalmente desde concepciones generalistas de la enseñanza como es posible formar ingenieros o arquitectos con criterio para adoptar decisiones

fundadas dentro del conjunto de problemas técnicos que deben afrontar, y capaces de adaptarse a la rápida evolución de las técnicas y los conocimientos.

Evidentemente, la opción de una formación generalista, fundamentalmente orientada a la adquisición de capacidades, puede y debe compaginarse con una enseñanza que permita la adquisición de conocimientos directamente aplicables en la práctica profesional vigente. Así la Universidad y muy especialmente las Escuelas Técnicas deben afrontar la demanda social de formar profesionales cuyo bagaje de conocimientos prácticos les permita desarrollar adecuadamente sus funciones. Compaginar adecuadamente los aspectos formativos de carácter básico con la adquisición de conocimientos de aplicación práctica resulta esencial no sólo al definir los planes de estudio, sino también al concretar día a día los contenidos y métodos de las materias a impartir. Esta necesidad es especialmente patente en las asignaturas correspondientes a la enseñanza del hormigón estructural, típicamente situadas en los últimos cursos de los correspondientes estudios.

Igualmente, la Universidad debe afrontar una demanda creciente en el sentido de completar, actualizar y perfeccionar la capacitación de los profesionales que en su día formó, y hacerlo de modo permanente a lo largo de su vida laboral. Centrados en el caso de las enseñanzas vinculadas al hormigón estructural, es un problema común a todas las Escuelas Técnicas la insuficiencia de horas lectivas en comparación con la amplitud de temas a desarrollar. Ello resulta aún más patente si, como se ha señalado, se pretende compaginar una sólida formación de carácter básico con un adecuado nivel de conocimientos prácticos, todo ello abarcando ámbitos tan diferentes como los materiales, el cálculo estructural, el detalle, la puesta en obra o la durabilidad y el mantenimiento.

Son así muchas las materias que no pueden ser abordadas o que lo son sin una profundidad suficiente. Surge de este modo un primer nivel de enseñanza de postgrado que es el que cabría denominar *cursos de especialización*. Se trata de cursos destinados a arquitectos e ingenieros recién graduados, esencialmente orientados a complementar las enseñanzas recibidas, profundizando conocimientos e incidiendo de modo fundamental en cuestiones de aplicación práctica. Evidentemente existen en la actualidad muchos ejemplos de este tipo de cursos, pero en algunas ocasiones presentan carencias o deficiencias que cabe señalar. En primer lugar, en bastantes casos se plantean como cursos aislados, sin responder a un plan ni a una organización coherente que les relacione con otros cursos del mismo o parecido ámbito. La mayor parte de las ocasiones son resultado del trabajo de un reducido grupo de profesores, con escasa o nula relación con otros grupos, departamentos o centros.

La falta de regulación existente incide también en muchas ocasiones en el coste de la matrícula de estos cursos, que resulta poco asequible para el común de los arquitectos o ingenieros recién graduados, salvo si están trabajando para alguna empresa que cubra sus costes o algunas ayudas del colectivo profesional. En tales circunstancias, los recién graduados, alumnos naturales de estos cursos de especialización, terminan frecuentemente refugiados en una variedad de cursos de doctorado que, también con demasiada frecuencia, abandonan tan pronto encuentran lugar en el mercado de trabajo. Esta situación es más marcada, en el momento actual, en el campo de la arquitectura, si bien puede ser una tendencia de futuro en otras titulaciones. De este modo, la falta de una organización propia y diferenciada de los cursos de especialización termina en ocasiones por desvirtuar la naturaleza de los cursos de doctorado, que debería estar más directamente relacionada con la formación de futuros docentes o investigadores.

De todo lo anteriormente dicho se concluye la urgencia para establecer una mayor planificación de las enseñanzas de postgrado y especialización, distinguiéndolas de los cursos de doctorado, y estableciendo un marco de programas y titulaciones. Una actuación en este sentido haría este tipo de cursos mucho más atractivos. Asimismo una coordinación a nivel de universidad permitiría sumar esfuerzos desde los diferentes centros y departamentos involucrados, y haría posible la participación de profesores y departamentos correspondientes a centros para los que la organización en solitario de este tipo de enseñanzas resulta sencillamente inabordable.

Evidentemente la formación posterior a la graduación no debe terminar con un tercer ciclo, bien sea de especialización o de doctorado. Como ya se ha señalado, la constante y rápida evolución de las técnicas y de los conocimientos en todas las áreas de la construcción, incluido el hormigón estructural, requieren la permanente formación y adaptación de los técnicos. La periódica aparición de nuevos materiales, nuevas técnicas y sistemas, nuevas patentes y productos comerciales, así como la también periódica modificación o ampliación de la normativa, cada vez más rigurosa y exigente, su adecuación al ámbito europeo, etc., exigen un esfuerzo de formación a través de *cursos de actualización* ante el que la Universidad no debería permanecer indiferente. Evidentemente, en el marco de estos cursos de actualización, la Universidad no es ni el único ni a veces el principal actor. El papel de los Colegios Profesionales, de las empresas constructoras y de proyecto, de las firmas comerciales involucradas en nuevos materiales, nuevas técnicas o patentes, de institutos o fundaciones resulta fundamental no sólo para servir de puente entre la Universidad y la actividad profesional o para contribuir a su financiación, sino también para orientar dichos cursos y hacerlos realmente útiles para la sociedad.

En relación con la formación permanente, se deben comentar algunos peligros que en muchas ocasiones la rodean. De una parte está la tendencia bastante frecuente a rebajar los contenidos, o el nivel de las exigencias de estudio y trabajo de los correspondientes cursos, hasta hacerlos de escasa o nula utilidad. Dicha rebaja se asienta en la suposición de un bajo interés por parte de los asistentes hacia el estudio y el trabajo en nuevas materias, suposición que en muchas ocasiones carece de fundamento y que, en todo caso, se debe suplir con una adecuada programación de los cursos capaz de suscitar el interés de los asistentes. En este sentido cabe destacar el grado de asistencia e interés despertado por numerosos cursos, seminarios, o conferencias debidamente organizadas, entre ellas algunas de las actividades jornadas desarrolladas en torno a la Instrucción EHE.

Otro peligro que envuelve a los cursos y actividades relacionadas con la formación permanente es que queden limitadas a un conjunto de exposiciones magistrales sin un planteamiento docente claro, con una prácticamente nula participación y trabajo de los asistentes y, consecuentemente, con un muy reducido aprovechamiento en términos de aprendizaje. En cualquier caso, una adecuada programación de contenidos y métodos de estas actividades, y un enfoque verdaderamente docente son la mejor alternativa ante los problemas señalados. En tales circunstancias resulta el evidente papel que podemos desarrollar quienes somos profesionales de la enseñanza.

Sin duda son muchos los campos en relación con el hormigón estructural sobre los que se puede actuar en términos de formación permanente o cursos de actualización. Aspectos relacionados con nuevos materiales, nuevas tecnologías, uso de herramientas informáticas, modificación de normativa y adecuación al entorno europeo, control de calidad, o problemas de patología, durabilidad, refuerzo y reparación, encuentran habitualmente una razonable acogida.

6. ASPECTOS SUPRANACIONALES Y DE FUTURO

Durante los últimos años hemos asistido a una notable internacionalización en todos los ámbitos, a la que no ha sido ajeno el mundo del hormigón estructural, ni tampoco la enseñanza o la investigación con él relacionada. La incorporación de España a la Comunidad Económica Europea supuso de hecho una mayor vinculación de los investigadores y especialistas españoles dentro de diversos organismos internacionales (CEB, FIP, etc), así como su participación en la elaboración de normativa de ámbito europeo (Eurocódigos). Se generalizaron asimismo los intercambios entre investigadores de centros españoles e internacionales, lo que permitió desarrollar una trama de relaciones entre centros de investigación y universidades. Dicha trama no quedó circunscrita al ámbito europeo, debiéndose destacar los importantes lazos existentes en el mundo del hormigón estructural a nivel iberoamericano.

Los intercambios internacionales señalados no han quedado limitados a los investigadores o profesores de plantilla. Así, como ya se expuso en un apartado anterior, durante la pasada década se ha producido un notable incremento en el número de estudiantes extranjeros que se han incorporado a los diversos programas de doctorado de las universidades españolas. Tal incremento ha sido especialmente importante en el caso de los estudiantes de América Latina.

También durante los últimos años, se ha producido la aparición y, en cierta medida, la generalización de intercambios a nivel de alumnos de primer y segundo ciclo. Dichos intercambios se encuentran promovidos a través de programas académicamente reconocidos (Erasmus y similares), produciéndose en ciertas circunstancias la convalidación de asignaturas cursadas en la universidad de destino.

En el ámbito de la UPC dentro de los intercambios europeos (programas ERASMUS y SÓCRATES) en el curso 1999-2000 (UPC, 2000), sobre un total de 509 estudiantes recibidos en toda la UPC, la Escuela de Arquitectura de Barcelona, recibió 113, por 43 la de Arquitectura del Valles y 54, la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, lo que totalizan 210 en el conjunto de las 3 escuelas, esto es el 41,25 % del total.

Generalmente los intercambios de estudiantes del programa ERASMUS tienen como punto de referencia asignaturas más "atractivas" que aquellas del área de estructuras. Así, por ejemplo, en el caso de estudiantes de arquitectura los intercambios se planifican generalmente en función de la posibilidad de cursar asignaturas de proyectos o urbanismo con profesores o grupos de profesores prestigiosos. A pesar de ello, los alumnos que realizan el intercambio cursan a menudo alguna asignatura de estructuras del curso correspondiente, produciéndose algunas disfunciones que cabe señalar:

- En primer lugar, la organización de los planes de estudios en lo que concierne a las asignaturas científico-técnicas en general y a las del área de estructuras en particular es poco coincidente entre unas y otras universidades. Debe hacerse notar que con los nuevos planes de estudio este problema ya no aparece exclusivamente con universidades de otros países, sino también entre las universidades españolas.
- También es habitualmente diferente el nivel de conocimientos con que se imparten materias semejantes en universidades diferentes. En este sentido, los alumnos españoles han venido disfrutando de una situación ventajosa en lo que se refiere a las asignaturas del área de estructuras, al ser generalmente mayor el grado de exigencia en las universidades españolas. No obstante, la reducción de horas lectivas que, en general, están suponiendo los nuevos planes de estudio puede terminar por alterar o al menos reducir esta situación de ventaja inicial.
- Finalmente cabe destacar un problema secundario respecto a los anteriores pero que en ciertas ocasiones dificulta la incorporación de alumnos extranjeros en las asignaturas de hormigón estructural, como es la necesidad de un mínimo vocabulario técnico, del que generalmente carecen.

De la situación expuesta se deduce que si se desea fomentar el intercambio y movilidad de estudiantes entre universidades, no sólo a nivel nacional, sino también europeo, es necesaria una mayor coincidencia en los planes de estudio y en las programaciones que los desarrollan. En la misma línea apunta la posibilidad real de una libre circulación de profesionales, directamente ligada al reconocimiento de los correspondientes títulos y a la equiparación a nivel de competencias profesionales. Las disparidades al respecto entre unos y otros países de la Unión Europea, hacen necesario un esfuerzo de armonización, al que

no es ajeno el mundo universitario.

Por último, hay que tener presente, que en el momento actual se está trabajando en un espacio común europeo de educación superior (declaraciones de la Sorbona, Bolonia, Praga). No se trata aquí de hacer futurismo, pero sí se pueden comentar algunas claves. Por ejemplo, con respecto a la ciclicidad directa, ya existen en algunas Escuelas de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Barcelona, Burgos, Santander y Valencia) experiencias en este sentido, con resultados muy aceptables. Asimismo se tiene constancia de la preocupación existente en dicho entorno (comisión en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos), por lo que la implantación de alguno de los modelos existentes (Suarez, 2000, Bonet, 2001), debería ir asociada a la resolución de otra decisión de tipo profesional, como es la constitución de un Colegio profesional único de Ingeniería Civil que integrase, en diferentes capítulos, ingenieros tales como: caminos, minas, obras públicas, geólogos, medio ambiente y otros. En nuestra opinión el sector debería liderar el cambio, en una propuesta de dos ciclos de 4+2 (en años). Con relación al entorno del ámbito de arquitectura, la situación está menos definida y el punto de partida más distante, ya que no existen experiencias previas de la ciclicidad directa. Por ello resulta difícil hacer cualquier predicción

7. CONCLUSIONES

De los apartados desarrollados con anterioridad se pueden extraer diversas conclusiones, algunas de las más significativas son:

- La generación de conocimiento (ya sea desde la investigación científica o bien a través de la innovación tecnológica en el campo profesional) es un buen mecanismo de integración con la docencia.
- La investigación teórica, experimental y tecnológica ha jugado un papel de primer orden en el desarrollo del hormigón armado y pretensado, como puede evidenciarse analizando la historia de estos materiales.
- Hay que plantear los temas de doctorado y postgrado de una forma más integrada e innovadora, para enfrentarse a los retos y circunstancias de futuro. En el texto se revisan algunas de estas medidas.
- La integración en un espacio europeo de enseñanza superior parece una camino sin retorno, propiciándose una actuación de liderazgo en esta dirección. Ello puede implicar cambios en la estructura y actitudes de los colegios profesionales.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguado, A. y Casanova, I. (1997). *Introducción*. Capítulo 1. Demolición y reutilización de estructuras de hormigón. Monografía E-7 Estructuras y Edificación. CICCOP, GEHO-CEB. ATEP. 160 pág.
- Aguado, A. (1998). *Innovaciones en la formación del tercer ciclo (doctorado) análisis concreto de la UPC*. I Biennial Iberoamericana. Arquitectura e Ingeniería Civil, Colegio de San Ildefonso, Universidad de Alcalá. Madrid, 6-9 Octubre 1998, 14 págs.
- Aguado, A. (2001). *Comentarios al artículo I+D+I en el sector de la construcción*. Revista de Obras Públicas nº 3412. Año 148. Julio-Agosto.
- Agelet de Sarazibar (2001). *La Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Referencia internacional de I+D+I*. CAUCE 2000. Mayo-junio. Nº 104. En prensa pág 72-80
- Bonet, F. (2001). *La formación del ingeniero civil en España. Ideas para el futuro*. Revista de Obras Públicas nº 3.408. Año 148. Marzo. Pág: 7-18
- COTEC (2000). *Innovación en Construcción. Informes sobre el sistema español de innovación*. Fundación COTEC para la innovación tecnológica 2000. 158 páginas
- IEC (2000). *Reports de la Recerca a catalunya: Enginyeria civil i enginyeria de la construcció*. Institut d'Estudis Catalans
- Suárez, B. (2000). *Hacia un ingeniero civil europeo. Reflexiones sobre las declaraciones de la Sorbona y de Bolonia*. Revista de Obras Públicas, nº 3.402. Año 147. Octubre pág. 7-10
- UPC (1998) *Dades Estadístiques i de Gestió*. Universitat Politècnica de Catalunya, Maig.
- UPC (2000). *Dades Estadístiques i de Gestió*. Universitat Politècnica de Catalunya, Maig.
- Villar Mir, J.M. (2001). *I+D+I en el Sector de la Construcción*. Revista de Obras Públicas., nº 3.409. Año 148. Abril. páginas 7 a 30

Sesión Técnica 3

Hugo Corres Peiretti
ETSI Caminos de Madrid

Elvira Sánchez Espinosa
ETSI Agrónomos de Madrid

TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA ENSEÑANZA

Enseñanza, practica profesional y entorno social

1. INTRODUCCIÓN

La sesión que nos ocupa trata de la Enseñanza y del acto de Enseñar, de manera que debemos tener presente que significan ambos términos. El Diccionario de la Real Academia de la Lengua define *Enseñanza* como “Acción o efecto de enseñar” y *Enseñar* como “Instruir, adoctrinar, amaestrar con reglas o preceptos”. Si aún queremos centrar más el tema, la *Enseñanza superior* queda definida como “la que comprende los estudios especiales que requiere cada profesión” y *Técnica* como “conjunto de procedimientos y recursos de que se sirve una ciencia o un arte. Pericia o habilidad para usar de esos procedimientos y recursos.”

De acuerdo con las definiciones anteriores la enseñanza de cualquier materia técnica tendrá dos objetivos, el primero instruir en sus conceptos y reglas y el segundo instruir en sus procedimientos y recursos, lo que comúnmente se denomina teoría y práctica de una ciencia.

Para poder centrar el tema de esta ponencia es necesario, en primer lugar, encuadrar el hormigón estructural, abordando la necesidad de coordinar su enseñanza con la de otros materiales estructurales, incluso de forma conjunta y así poder aprovechar las coincidencias y optimizar los resultados. En segundo lugar se plantea la necesidad de que su enseñanza sea de la forma más general posible, partiendo de resultados experimentales para el entendimiento de su comportamiento y el tratamiento general del problema con el estudio de reglas generales de aplicación recogidas en la normativa. Finalmente se debe abordar el problema de la práctica profesional que supone, para el joven técnico que acaba de salir de la Universidad el aprendizaje del oficio.

2. HORMIGÓN ESTRUCTURAL

El hormigón estructural es uno de los materiales más utilizados para la construcción de estructuras de muchos tipos. Constituye no obstante una de las soluciones posibles, no la única, dentro de las que se pueden plantear utilizando los materiales estructurales disponibles en la actualidad.

El hormigón estructural engloba un conocimiento amplio que implica aspectos tecnológicos para su elaboración, aprovechando al máximo las posibilidades que presenta la tecnología actual para producir productos muy específicos para los distintos problemas tratados, aspectos resistentes y de capacidad estructural y aspectos constructivos.

Muchos de los conocimientos relativos al hormigón estructural son comunes a otros materiales estructurales y, por lo tanto, se trata de un conocimiento que debería gestionarse amplia e inteligentemente para multiplicar sus posibilidades. Este campo de conocimiento común es el referido, fundamentalmente, a los aspectos resistentes.

Desde luego para representar el comportamiento del hormigón estructural se utilizan conocimientos relativos al comportamiento de materiales de características ideales, elasticidad, plasticidad, etc., que son los mismos, con pequeñas adaptaciones, que se utilizan para otros los materiales estructurales disponibles. Muchas veces el buen conocimiento del comportamiento del hormigón permite el entendimiento y análisis de otros materiales. Lamentablemente, por distintas razones, históricas, de organización de la enseñanza, culturales, etc. las mismas cuestiones se enseñan múltiples veces sin una concepción integrada lo que provoca un gran esfuerzo y dispersión.

Algunos otros conocimientos son más específicos, los tecnológicos y constructivos, pero aún en estos casos hay parcelas comunes con otros materiales estructurales y su falta de correlación genera asimismo confusión.

El hormigón estructural, desde su invención, ha sido estudiado experimentalmente y esta ha sido la principal fuente para su conocimiento. El conocimiento del comportamiento del hormigón estructural requiere, entonces, un profundo y detallado análisis de la información experimental disponible. Sólo a partir de estas evidencias reales pueden entenderse las limitaciones de las teorías clásicas de comportamiento de materiales y las reglas simplificadas que se proponen para su tratamiento.

3. HORMIGÓN ESTRUCTURAL. ENSEÑANZA-APRENDIZAJE

La enseñanza del hormigón estructural debe perseguir la instrucción del alumno en los fundamentos, procedimientos y recursos de esta ciencia, capacitándolo para la comprensión y utilización de la misma dando el servicio que la comunidad demande.

La enseñanza del hormigón estructural, por lo tanto, debe ser plateada con la mayor amplitud posible, no desde el punto de vista de cantidad de materia sino con amplitud de miras. Debe ser planteada de forma integradora, en total coherencia, con la enseñanza de otros materiales estructurales.

Como ya se ha dicho, existen infinidad de temas, la gran mayoría, que son similares a los que se enseñan en las asignaturas de hormigón estructural.

En las Escuelas en donde se forman los ingenieros estructurales, por tradición, existen distintas asignaturas para el hormigón y el acero y en ambas se explican muchos conceptos y procedimientos idénticos que por distintas razones parecen completamente diferentes.

En otras Escuelas en las que los distintos materiales estructurales se estudian en la misma asignatura, en la que se imparten conocimiento de cálculo de estructuras, el planteamiento podría ser perfectamente integrado, ya que la asignatura es impartida por el mismo profesorado, pero lamentablemente no es el caso.

Por razones históricas y de aparición en el tiempo, los distintos materiales estructurales se platearon de forma diferente. Hasta hace relativamente poco, desde el punto de vista de seguridad, existían distintos procedimientos para los distintos materiales. Incluso existían técnicos dedicados en exclusiva a un material, el acero o el hormigón por ejemplo, que no se acercaban al otro campo.

Por suerte la evolución del conocimiento ha permitido homogenizar mucho ciertos conceptos, desde el punto de vista metodológico por ejemplo, y esto a permitido un acercamiento mucho más abierto y transparente.

Es evidente que el Método de los Estados Límites, inicialmente ideado para el hormigón estructural ha sido implantado en el resto de los materiales estructurales: acero, hormigón, acero+hormigón, madera, bloques, aluminio, telas, etc.

Este procedimiento ha puesto en marcha una cruzada integradora que permite un mejor entendimiento de las estructuras y un mayor integración de los materiales que en ellas se emplean.

No tiene sentido explicar el Método de los Estados Límites cada vez que se estudia un material estructural, conceptualmente hay que enseñarlo-aprenderlo sólo una vez con amplitud de miras.

Las propiedades resistentes de los materiales son similares. El hormigón comprimido en servicio tiene un comportamiento lineal igual que el acero, la madera y otros materiales. Para estados avanzados de carga el comportamiento de los aceros es plástico o no lineal y el del hormigón es claramente no lineal. Esto permite definir también de forma genérica el comportamiento estructural de los distintos materiales utilizando los mismos conceptos y lenguaje de una forma integradora.

En el análisis del comportamiento frente a tensiones normales utilizan las mismas herramientas para casi todo los materiales estructurales: ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas.

El pandeo es el mismo fenómeno en estructuras metálicas que en estructuras de hormigón, especialmente con la utilización de los hormigones de alta resistencia que permite, al menos teóricamente, conseguir tipologías muy esbeltas.

La fisuración del hormigón presenta una peculiaridad, una discontinuidad característica, que introduce ciertas peculiaridades. El tratamiento genérico de este problema ha sido resultado por el método de las bielas y tirantes, que constituye un elemento gené-

rico para el tratamiento de regiones B y D. Este instrumento que parece exclusivo del hormigón estructural se utiliza asimismo en estructuras metálicas para el análisis de las regiones D o para el tratamiento de la capacidad resistente a cortante post crítica.

Como puede verse un planteamiento amplio e integrado del hormigón estructural permite el conocimiento de herramientas y procedimientos válidos para otros materiales estructurales. Asimismo permite una permeabilidad conceptual que evita las exclusividades de expertos en materiales que existían en el pasado y garantiza una mayor aptitud para dar la mejor respuesta estructural a cada problema planteado.

La enseñanza del hormigón estructural debe estar planteada a partir del comportamiento experimental de los fenómenos. Esta ha sido la fuente de la evolución del conocimiento y esta debe ser la fuente de la enseñanza-aprendizaje.

Después de entendido el comportamiento, mostrando y enseñando las respuestas experimentales, debe plantearse la teoría más general para explicar el fenómeno.

Finalmente, deben explicarse los procedimientos simplificados, interpretando su planteamiento a partir de la experimentación y de la teoría general. Este suele ser el nivel normativo que el alumno debe conocer detalladamente.

Actualmente existe un debate sobre la adecuación de la docencia a la norma EHE o introducir, dentro de las aulas, directamente la normativa europea, el Eurocódigo o el Código-Modelo. Hay sectores que se decantan por ceñirse y explicar el manejo y contenidos del Eurocódigo exclusivamente, ya que lo consideran más sencillo y adecuado a la futura incorporación al mercado laboral. Otros, consideran que la EHE responde de forma más completa a sus necesidades.

En un principio, es correcto el que los alumnos se familiaricen con todas las normas vigentes, pero existe la realidad de los programas y la general limitación de tiempo. Es necesario informar sobre su existencia y de forma somera exponer algunos de los contenidos, destacando las diferencias y similitudes que pueden existir entre las normas.

En el pasado, esto constituía un grave problema por la falta de homogeneidad en los criterios adoptados por los distintos códigos. Hoy por hoy los criterios responden a las mismas fuentes doctrinales y las diferencias, que existe, no son significativas. En todo caso una enseñanza como la que se propone, con el conocimiento de las fuentes permite una fácil interpretación de las distintas propuestas.

No se debe olvidar que, en ocasiones, los alumnos asumen que el simple manejo de algunos epígrafes de las normas le capacitan como conocedores de los conceptos en los que estos se basan. Las normas son indiscutiblemente una herramienta fundamental en el conocimiento del hormigón pero en ningún caso, saber que existen, les hace expertos.

Las normas no pueden ni deben ser el libro de texto del que se deba valer el docente. Lo reflejado y recogido en la norma es fruto de conocimientos y experiencias de verdaderos expertos en la materia que ponen a disposición de los profesionales una herramienta que facilita la práctica profesional. Por lo tanto el docente deberá conocer y entender los fundamentos en los que se basan dichas normativas a fin de poder transmitir al alumno el correcto uso de las mismas.

En este aspecto, la nueva EHE, ha introducido, de forma explícita, la utilización del método de las Bielas y Tirantes. Desde los primeros esfuerzos para explicar el comportamiento del hormigón estructural en Estado Límite Último el método de las Bielas y Tirantes fue adoptado como una herramienta idónea para representar distintos fenómenos. La evolución del conocimiento ha conducido naturalmente a imponer este sistema como el más idóneo para representar el comportamiento de este material frente a los distintos esfuerzos.

¿Porque, entonces, no explicar el comportamiento del hormigón estructural utilizando exclusivamente este método?

Con las metodologías clásicas se explicaban las tensiones normales utilizando el procedimiento ortodoxo de los materiales ideales, equilibrio-compatibilidad-ecuación constitutiva, pero luego el tratamiento de los distintos fenómenos se planteaba de una forma más o menos oscura y poco transparente si no se quiere abordar, de un forma seria y directa, el método de las Bielas y Tirantes.

Un planteamiento moderno y consistente debería partir explicando el comportamiento del hormigón con el Método de la Bielas y Tirantes y mostrar, en su momento, que los resultados son compatibles con los obtenidos utilizando las formulas simplificadas al uso.

4. LA ENSEÑANZA-APRENDIZAJE DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL EN DISTINTOS ÁMBITOS

Otro problema que se presenta en la enseñanza de hormigón estructural es que ésta debe plantearse con diferente alcance en distintas Escuelas, acorde con la formación que se requiere en cada caso y en función de los medios disponibles, número de horas, profesorado, número de alumnos, formación, etc.

En principio no es posible, por la experiencia de los autores de este trabajo, abordar este tema con generalidad suficiente y mucho menos en detalle, excepto en los ámbitos a los que se refieren sus respectivas experiencias.

En cualquier caso, como principio, es evidente que un planteamiento general de la enseñanza del hormigón debería ser esencialmente el mismo con diferentes niveles de detalle.

No parece que existan buenas razones para que la enseñanza del comportamiento estructural a flexión de una viga de hormigón armado sea diferente en distintos ámbitos. Los conceptos de equilibrio, de comportamiento a tracción y compresión de los materiales que intervienen son idénticos. La diferencia puede estar en la profundización de los fenómenos, estudio de problemas con mayores alternativas.

Un planteamiento de este tipo además, permite tener el conocimiento básico necesario para garantizar una evolución cuando se requiera. *"No hay nada más factible que una teoría buena"* (Mörsch). Además, la realización de un edificio, de un puente, de un silo o de un alojamiento ganadero necesita el uso y la coordinación de conocimientos y técnicas que no sólo se ciñen al ámbito del hormigón estructural, sino que engloban muy diversos terrenos.

Es por todos admitido que las ingenierías de caminos y obras públicas son las que por los programas y contenido de las asignaturas que cursan poseen un conocimiento más profundo y completo de esta materia. Sin embargo, el hormigón estructural, es una materia que aparece dentro de casi todos los programas de ingeniería y por lo tanto, su enseñanza, tanto teórica como práctica, es materia de consideración para los docentes encargados de esta materia en las distintas escuelas.

Uno de los objetivos de la presente jornada es reflexionar sobre la profundización de la enseñanza-aprendizaje del hormigón estructural, teniendo en cuenta las posibles cuestiones con las que se podrán encontrar los futuros técnicos, las distintas titulaciones en las que aparece como materia el hormigón y que deben capacitar a los futuros profesionales para abordar obras y/o edificaciones, ya que pueden realizar proyectos según la habilitación que le otorga el título.

La Ley de Atribuciones de los Ingenieros Técnicos de 1 de Abril de 1986 no limita las Atribuciones y Facultades Profesionales, salvo las que se deriven de su formación y los conocimientos de la técnica de la propia titulación.

Esto no supone que cualquiera de las ingenierías en las que se cursan estudios de hormigón estructural capacite a los futuros profesionales para abordar cualquier proyecto, pero tampoco debemos excluir a ninguno de ellos sólo por el hecho de tener una titulación que a priori nos pueda parecer poco especializada.

En muchos casos es la propia legislación quien no especifica la titulación limitándose a la expresión Técnico Competente. Ahora bien, existe una relación biunívoca entre las competencias profesionales y la formación recibida, y así la Ley 38/1999 de Ordenación de la Edificación limita el tipo de obras para las que se considera competente cada titulación por lo que la universidad, y en concreto la enseñanza del hormigón estructural, no puede desvincularse de lo legislado y demandado por la sociedad, y con esa medida, debe encajar los conceptos y técnicas asociados con el hormigón que satisfagan las necesidades básicas que puedan tener los futuros técnicos en el desarrollo inicial de su profesión.

Abordar que contenidos mínimos debe de tener un programa tipo de hormigón estructural es realmente difícil y aún más si tenemos en cuenta la diversidad de centros donde se imparte esta materia. Es necesario entender que el número de créditos, en el mejor de los casos, relacionados con las estructuras y la construcción, en la formación final de un Ingeniero Agrónomo en la escuela de Madrid es de 30, siendo 6 los créditos dedicados exclusivamente al cálculo de estructuras de hormigón. Esta carga supone solo un 13% del total de la titulación. Por lo que la formación no puede ni debe ser la misma que la de un Ingeniero Industrial o de Caminos, aunque cualquier futuro técnico debe tener los conceptos para, al menos, entender el comportamiento básico del hormigón estructural.

Otro factor a tener en cuenta en la enseñanza y desarrollo de los conceptos teóricos de una materia son los conocimientos básicos que posea el alumno. No sólo en el campo puramente estructural, como puede ser intentar explicar deformaciones de segundo orden cuando el concepto de flecha aún no se tiene claro, sino en materias más básicas como las matemáticas, física o expresión gráfica. En algunos planes se da la paradoja que asignaturas relacionadas con cálculo de estructuras se encuentran situadas, en el plan de estudios, paralelas a asignaturas de expresión gráfica, aumentando las dificultades inherentes a esta materia y que fácilmente se solventan con un traslado dentro de la sucesión de asignaturas en el plan de estudios.

Todos estos aspectos son de consideración ya que, en ocasiones y por mero afán de transmitir conocimientos, se puede caer en el grave error de intentar formar en las teorías más recientes sin tener en cuenta que la comprensión de las mismas queda muy lejos de los conocimientos adquiridos anteriormente por el alumno y en los que se deberían asentar estos conceptos.

La tendencia de los nuevos planes de estudio, con la desaparición de las especialidades y con la libre elección de asignaturas hace que sea necesario, por parte del docente, un esfuerzo en adecuar las enseñanzas al nivel mínimo exigido en los requerimientos que se necesita para cursar materias científico-técnicas tales como el hormigón. La falta de esta adecuación puede provocar un desinterés por la materia e incluso un desánimo por la falta de seguridad que se crea en el alumno al no sentirse capacitado para comprender ciertos conceptos.

No se debe confundir, lo antes expuesto, con dar al alumno conceptos elementales y básicos repetidos lo largo de su formación, pero sí se debe de tener presente que los conceptos nuevos, en ocasiones abstractos, deben de ir asociados a ejemplos prácticos que muestren la aplicación del modelo desarrollado teóricamente. Estos ejemplos, sería deseable, que fueran reales y que suscitara en el alumno la reflexión y la discusión de tal forma que se relacionaran dichos conceptos con soluciones viables.

Por lo tanto, la enseñanza del hormigón estructural debe constar de un desarrollo teórico de conceptos, modelos y técnicas junto a una parte práctica en consonancia con dichos contenidos. *“Largo es el camino de la enseñanza por medio de teorías, breve y eficaz por medio de ejemplos” (Séneca).*

Este desarrollo ideal de cualquier enseñanza técnica viene sujeto al tiempo disponible, al número de horas en donde se tiene que impartir la asignatura o asignaturas, a las materias que la preceden y a las posteriores, a los medios materiales de que se dispone y sobre todo a los objetivos finales que se pretenden conseguir.

Intentar abordar demasiada materia, sin un planteamiento general y básico del comportamiento del hormigón, puede hacer que la formación pase a ser una simple descripción de términos y métodos incomprensibles (método catequético con actos de fe), que son olvidados inmediatamente por el alumno o, en el mejor de los casos, se convierten en una información sobre esta materia.

5. PRÁCTICA PROFESIONAL. EL APRENDIZAJE DEL OFICIO

En ocasiones surge la polémica sobre la preparación que debe poseer un docente, planteándose si es posible enseñar sin tener práctica profesional ó si un profesional puede ser un buen docente. Este debate sugiere alguna reflexión.

El docente sin experiencia profesional, no debe circunscribirse exclusivamente al mundo universitario, debe de estar en permanente contacto con el mundo profesional, pulsando las necesidades y requerimientos de una técnica en constante avance. Esto lleva consigo una formación actualizada que le permitirá transmitir y explicar los conceptos que académicamente le son demandados y que le capacitan perfectamente para la docencia.

Por otro, en el profesional debería existir interés por la enseñanza para poder trasladar su experiencia a los alumnos. También es necesario que se centre en el temario evitando llevar un desarrollo del programa errático y confuso, por lo que requerirá la preparación de las clases y de los ejemplos prácticos de forma que los alumnos reciban una formación completa y una visión profesional de los contenidos y así puedan aprovechar su experiencia.

En cualquier caso la docencia debe estar ligada a la realidad social y al desarrollo de las nuevas técnicas y herramientas de forma que capaciten al alumno para realizar futuras tareas relacionadas con la materia objeto de estudio.

Aún cuando en la Universidad se puedan adquirir conocimientos ordenados, con ejemplos de aplicación y con una visión profesional de los contenidos, como se ha planteado anteriormente, se considera imprescindible el aprendizaje del oficio.

Los jóvenes técnicos deben, de la mano de técnicos más experimentados que hayan tenido la oportunidad de haber recibido unas enseñanzas como las que deben impartir, aprender a gestionar los conocimientos para la solución de problemas. Deben someterse a un aprendizaje distinto, indispensable, de la mano de otro tipo de maestro para completar su formación.

Lamentablemente, por muchas razones en nuestros tiempos, los jóvenes técnicos no disponen nada más que de problemas que resolver sin una ayuda, orientación ni modelo para hacerlo.

Vivimos en un mundo paradójico, en el que se habla mucho de formación continua pero en el que se le da muy poca importancia, y si se le da, no se toma ninguna medida para que pueda funcionar. La formación que se puede obtener del archivo de las empresas y de la mano de sus técnicos más experimentados no se tiene en cuenta, ni se demanda.

Una de los mayores patrimonios de las empresas es su archivo y su material humano. Ambos han sido menospreciados en los últimos tiempos. Si esto no se transmite con una metodología pensada a los jóvenes técnicos bien formados se pierden todas sus posibilidades.

Estamos llenos de jóvenes técnicos con un nivel de formación que puede ser suficiente pero que deben ser autodidactas desde el punto de vista del oficio.

La universidad no dispone del tiempo ni es el sitio para aprender el oficio. En nuestras carreras es evidente que se puede y se deben presentar los distintos problemas con la mayor vinculación a la práctica, sobre todo por un problema de motivación y de optimización del aprendizaje, pero no se puede pretender pensar que se pueda estar enseñando el oficio.

Aprender el oficio es aprender a enfrentarse a un problema, darle una solución adecuada, ordenar las actividades para la producción del trabajo, ejecutar el trabajo en todas sus partes con el mismo interés y grado de profundidad y controlar la producción realizada. Esto se aprende de la mano de alguien que ya lo haya hecho y que a su vez haya tenido algún maestro del que haya visto la importancia de tal aprendizaje y enseñanza.

Los autodidactas de aprender el oficio, no por culpa propia sino por no tener ni la conciencia ni la posibilidad de tal aprendizaje, descubren la pólvora, actúan miméticamente sin el entendimiento necesario de los problemas y, por lo tanto, con un nivel de superficialidad impropio de la calidad que la sociedad exige en este momento.

Muchas veces se cree que unas practicas de verano pueden resolver este problema. Esto es una ilusión. Muchas empresas contratan a jóvenes de los últimos cursos para conocerles más que para enseñarles. Otras veces los jóvenes inexpertos de los últimos cursos constituyen una mano de obra barata que sustituye en verano a otros técnicos graduados con poca experiencia también. En ese caso, no hay mucha diferencia entre un joven que ha terminado la carrera y que esta resolviendo problemas sin haber aprendido el oficio y otro que no ha terminado que es igualmente inexperto y además no titulado.

Hay que invertir en la formación de los jóvenes graduados. Hay que dedicar un presupuesto y unos medios idóneos. Hay que tomárselo en serio. Lamentablemente las prejubilaciones y la tendencia a la sustitución de un veterano por muchos o pocos jóvenes no ha ayudado en este proceso de transmisión y formación. Tampoco ha ayudado la evolución de las características de las empresas del sector: tamaño, subcontratación, experiencia, etc.

Lamentablemente a una situación tal deplorable también han contribuido los propios jóvenes técnicos por su inconciencia. A veces no existe la conciencia de la necesidad de tal aprendizaje y la capacidad de algunos conduce a tal autovaloración que se pierde la perspectiva. Difícilmente se pueda aprender algo de lo que se cree que se dispone. Es necesario difundir un cierto grado de humildad y la necesidad de este tipo de aprendizaje y esta si es responsabilidad de la Universidad.



Sesión Técnica 4:

Fernando Fargueta Cerdá

E.U. Arquitectura Técnica. Universidad Politécnica de Valencia

Miguel A. Fernández Prada

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia

“ASPECTOS GENERALES DE LAS ESTRATEGIAS METODOLÓGICAS EN LA ENSEÑANZA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL”

1. INTRODUCCIÓN

La Ley de Reforma Universitaria, en su artículo 1º del Título Preliminar establece que *“El servicio público de la educación superior corresponde a la Universidad, que lo realiza mediante la docencia, el estudio y la investigación”*.

Desde un punto de vista general, la docencia en el marco de enseñanza de una titulación técnica, como en el caso que nos ocupa, debe orientarse a conseguir que los alumnos obtengan una adecuada *“preparación para el ejercicio de actividades profesionales que exijan la aplicación de conocimientos y métodos científicos...”* (LRU, Título Preliminar, Artículo 1º, punto 2, apartado b).

En el marco concreto de la enseñanza de una determinada asignatura de las que configuran un plan de estudios, debe contemplarse una serie de aspectos que determinan la manera de conseguir que el alumno adquiera los conocimientos planteados como objetivo a cubrir por la asignatura. Los métodos y las técnicas docentes a emplear serán diferentes en función de los objetivos a cubrir, de las necesidades docentes, del entorno en el que se desarrolla la actividad docente, y de la disponibilidad de unos medios u otros.

La palabra método proviene del griego *metá* (hacia) y *hodós* (via, camino). Esto es, se podría decir que, etimológicamente hablando, método es el camino que se recorre para llegar a alguna meta, a algún fin. Se puede ampliar esta definición precisando que la *metodología docente es el conjunto de medios y técnicas que el profesor utiliza para dirigir el aprendizaje*.

Es evidente que la metodología docente aplicada a una disciplina en particular debe contemplar distintas técnicas, métodos y medios docentes, en función de los objetivos, del tiempo disponible, de la actitud y aptitud de los alumnos... En fin, no existe una solución perfecta y única, sino que es tarea del profesor acomodarse, con su buen criterio y saber, a las condiciones existentes en cada momento, para elegir la mejor manera de guiar a sus alumnos en el camino del aprendizaje de su asignatura.

En este documento se repasan los diferentes métodos docentes, los medios habitualmente disponibles y las técnicas de enseñanza más habituales, así como los medios y las actividades más comunes con las que se desarrolla un curso ordinario. Por último, se ha incluido un apartado dedicado a la evaluación.

2. MÉTODOS DOCENTES

Se pueden establecer diferentes clasificaciones que agrupen los métodos docentes de acuerdo con determinadas características, no necesariamente excluyentes. Sin pretender ser exhaustiva se plantea en este documento la siguiente clasificación de los métodos docentes:

- Según el modo de razonamiento

- Según la ordenación de la materia
- Según el modo de presentación
- Según la programación de la materia
- Según la actividad del alumno
- Según la globalización de los conocimientos
- Según la relación profesor-alumno
- Según la aceptación por parte del alumno

2.1. Métodos docentes según el modo de razonamiento

Se denomina **método deductivo** aquél por el cual el profesor transmite el conocimiento siguiendo la línea que va de lo general a lo particular. Mediante este método, el profesor presenta los conceptos y principios generales sobre un determinado problema, para luego particularizarlos a cada caso concreto.

Este método es el que históricamente se ha utilizado en la mayoría de las enseñanzas universitarias, por su ligazón con la técnica expositiva de la lección magistral. El razonamiento deductivo se considera un bien muypreciado en la formación de los alumnos de las Escuelas de Ingeniería y Arquitectura y, en general, la mayoría del profesorado sigue este método hoy en día.

Cuando el asunto objeto de estudio se presenta por medios de casos particulares para que se descubra el principio general que los rige, nos encontramos ante un método inductivo, en el que el aprendizaje va de lo particular a lo general. La inducción se basa en la observación de los hechos para orientar al alumno hacia la generalización, lo que lleva a la definición de una determinada ley científica. Este método tiene mucha aceptación en la enseñanza de las ciencias, pero puede ser utilizado con éxito en muchas disciplinas, sobre todo en conjunción con el método intuitivo. La utilización de este método en la docencia de asignaturas de cálculo de estructuras de hormigón se puede ilustrar mediante un ejemplo sencillo. A partir de los conocimientos de los que dispone el alumno, tanto del hormigón como material, así como de cálculo de estructuras, se induce la necesidad de disponer armaduras en las zonas traccionadas de un elemento estructural, mediante la utilización de un ejemplo sencillo que, posteriormente, se generaliza.

Cuando se presentan una serie de casos particulares que permiten establecer comparaciones y llegar a una conclusión por semejanza se está utilizando el método **analógico o comparativo**, mediante el cual el aprendizaje sigue la senda de lo particular a lo particular. Muchas veces se utiliza este método para introducir al alumno algún concepto aprovechando sus conocimientos previos, como cuando se dice *“de manera análoga a lo visto en el tema tal, vamos a plantear hoy ...”*

2.2. Métodos docentes según la ordenación de la materia

El **método lógico** es aquél por el cual los hechos son presentados siguiendo el orden de causa-efecto, bien mediante un razonamiento deductivo, bien con un razonamiento inductivo. Cuando la presentación de los hechos parte de las experiencias más cercanas al educando, es decir, se va de lo concreto a lo abstracto, el **método** se denomina **psicológico**.

Según los expertos, el método psicológico se muestra más adecuado para la enseñanza a alumnos de edades jóvenes —en los colegios e institutos—. En los niveles de enseñanza universitarios suele ser más habitual el empleo del método lógico.

2.3. Métodos docentes según el modo de presentación

El método basado en el uso de la palabra —o en su caso de la escritura— se denomina **método simbólico**. Este método utiliza, casi exclusivamente, la técnica expositiva de la lección magistral. Por el contrario, cuando la docencia se lleva a cabo observando directamente las cuestiones tratadas, se está hablando de método intuitivo. En general, lo ideal sería que todas las clases se realizasen a través de la experiencia directa, como ocurre en una práctica de laboratorio o en una visita de obra. Sin embargo esto no siempre es posible por múltiples razones. La utilización de potentes medios audiovisuales permite, hoy en día, encontrar un punto de equilibrio adecuado entre uno y otro método. Más en la enseñanza de una disciplina como el Hormigón, en la que es impensable la utilización exclusiva del método simbólico en temas como los de construcción. La combinación de diversas técnicas docentes basadas en lo simbólico y en lo intuitivo, para explicar una determinada lección resulta ideal, cuando ello es posible.

2.4. Métodos docentes según la programación de la materia

El **método sistemático** es aquél en el cual la programación de la materia a impartir está predefinida de antemano. Este método no permite ningún tipo de flexibilidad en cuanto a los temas a tratar, los cuales se organizan en una serie de lecciones que hay que impartir en su totalidad para cumplir los objetivos programados.

El método ocasional aprovecha los hechos coyunturales o las sugerencias de los alumnos para abordar un tema que pueda resultar de interés en un momento dado.

En las Escuelas Técnicas, en general, el tiempo disponible para impartir las diferentes asignaturas siempre es más escaso de lo que los profesores quisieran. Los contenidos que se pretende impartir desbordan el escaso número de créditos asignados, por lo que los programas están definidos con una total y absoluta rigidez. Algunas actividades ocasionales o coyunturales, cuando ha lugar, es posible programarlas de forma optativa fuera del horario habitual.

2.5. Métodos docentes según la actividad del alumno

Se denomina **método pasivo** al que acentúa la actividad del profesor, permaneciendo los alumnos en actitud pasiva, como meros receptores de la información que aquél suministra, generalmente a través de una exposición dogmática, con el objetivo de desarrollar las lecciones programadas.

El **método activo** requiere de la participación del alumno en la tarea docente. Es evidente que con grupos numerosos este método requiere de más dosis de imaginación que en asignaturas de últimos cursos u optativas, en las que el reducido número de alumnos matriculados permite otro tipo de actividades. No obstante, todas las técnicas de enseñanza pueden ser más o menos activas. La cuestión consiste en cómo aplicar la técnica, lo que depende fundamentalmente de la actitud didáctica y pedagógica del profesor. No obstante, es posible potenciar la actividad del alumno mediante, por ejemplo, las preguntas abiertas dirigidas a la clase durante una exposición, los trabajos en grupo, las exposiciones públicas de trabajos con debate y discusión o las prácticas en aula informática y en laboratorio.

2.6. Métodos docentes según la globalización de los conocimientos

Según esta clasificación se distingue entre **método exclusivo** y **método global**. El método se denomina exclusivo cuando una asignatura o una parte de ella se trata de un modo aislado, pasando a ser un curso en sí misma, sin articulación con el resto de temas o materias. En general, una materia de un plan de estudios no puede abordarse bajo este prisma, por cuanto no es posible entender una asignatura totalmente desligada y sin conexión con las demás. El método global es el que se utiliza, o al menos debería utilizarse, en la docencia de todas las asignaturas de cualquier plan de estudios, para relacionar, no sólo los contenidos de una asignatura entre ellos, sino también para relacionarlos con los de otras asignaturas. En último extremo, el Proyecto Fin de Carrera es el paradigma del método global.

2.7. Métodos docentes según la relación profesor-alumno

El **método individual** es el que se utiliza en la formación de un único alumno. El método recíproco es aquél mediante el cual el profesor "utiliza" algunos de sus alumnos –los más aventajados, por lo general– para que enseñen a sus condiscípulos. El **método colectivo** es el que se utiliza cuando el profesor atiende a la vez a un número más o menos amplio de alumnos.

El método colectivo es el más empleado actualmente, por razones de economía fundamentalmente, si bien la utilización de diversas técnicas, como las tutorías o los trabajos individuales o en grupos reducidos, permiten individualizar la enseñanza colectiva. Cabría señalar que la enseñanza exclusivamente individual tampoco es la panacea, puesto que limita las relaciones sociales y el desarrollo personal del alumno. Como en tantas otras ocasiones, en el punto medio se encuentra la virtud. La utilización de técnicas que permitan el desarrollo de métodos individuales debe combinarse con métodos colectivos, no ya por razones de economía, sino para acostumar a los alumnos a desarrollar su actividad en el entorno de colectivos más o menos amplios, que es como normalmente se desarrollará su labor profesional. El problema estriba en que la mayoría de las veces, cuando se habla de enseñanza colectiva, implícitamente se hace referencia a grupos excesivamente numerosos. El problema no se la enseñanza colectiva, sino la enseñanza masificada.

El método recíproco no es de uso muy habitual en el entorno universitario aunque sí se utiliza en algunos casos. Un ejemplo de este método lo encontramos en las exposiciones públicas de los trabajos desarrollados, individualmente o en grupo, a la totalidad de alumnos de una asignatura.

2.8. Métodos docentes según la aceptación por parte de l alumno

El **método dogmático** es el que impone al alumno aprender sin discusión alguna aquello que el profesor le enseña. Aunque pueda parecer algo totalmente antipedagógico, todos los profesores necesitan en alguna ocasión recurrir a este método. Por ejemplo, cuando se explica a los alumnos que determinada fórmula debe ser corregida para tener en cuenta aspectos experimentales, que no considera el modelo teórico, no estamos sino utilizando el método dogmático.



No obstante, en general, el método habitualmente utilizado es el **método heurístico**, que implica que el alumno desarrolle todas sus capacidades lógicas y teóricas, basadas en sus conocimientos previos, para comprender algún nuevo concepto.

3. TÉCNICAS DE ENSEÑANZA

Para alcanzar sus objetivos, los métodos docentes, necesitan utilizar una serie de técnicas. Es decir, el método docente se aplica y se hace efectivo a través de las técnicas de enseñanza. Se puede decir que las técnicas de enseñanza son formas particulares de organizar el proceso de aprendizaje del alumno, con el fin de alcanzar los objetivos docentes de la manera más eficiente posible.

Los métodos son más amplios que las técnicas, de manera que un determinado método docente, normalmente, hace uso de diversas técnicas de enseñanza. No obstante, existen técnicas que por su exclusivo grado de utilización pueden ser tratadas como métodos. Esto es lo que ocurre, en muchas ocasiones, con la técnica expositiva, de ahí que normalmente se la conozca como método expositivo.

Las técnicas de enseñanza se pueden clasificar, en función del número de alumnos al que afectan, en: técnicas individuales y técnicas grupales, para pequeños y para grandes grupos. No obstante, esta clasificación no es excluyente entre sí, ya que técnicas pensadas para su utilización en pequeños grupos pueden ser empleadas con éxito en la docencia en grupos numerosos, y viceversa. Un ejemplo claro de esta afirmación es el de la técnica expositiva, ideal para la docencia de grupos numerosos pero que, en mayor o menor medida, se emplea también en grupos reducidos, como es el caso de la actividad de prácticas de laboratorio.

En general, el profesor universitario suele utilizar diversas técnicas condicionado por el tipo de actividad docente que realiza y por el tamaño del grupo al que se dirige. A continuación se describirán algunas de las técnicas más representativas y empleadas en el ámbito docente universitario.

3.1. Técnica expositiva

En la enseñanza universitaria la metodología docente sigue básicamente centrada en la labor del profesor en el aula. Se trata de enseñar, de mostrar unos contenidos que hacen referencia a una determinada materia, para que sean aprendidos por un grupo de alumnos y ello se lleva a cabo mediante la exposición por parte del profesor, es decir, mediante la presentación, narración y análisis de los contenidos que son objeto de aprendizaje. Esta técnica, conocida como técnica expositiva o lección magistral, sigue siendo uno de los pilares básicos en que se apoya el sistema metodológico del profesor universitario, no en vano, como tal método de enseñanza, nació en la propia universidad.

Más allá de las corrientes de renovación pedagógica que defienden la actividad del alumno como medio principal para el aprendizaje, la técnica expositiva presenta suficientes argumentos que justifican su utilización, siempre que se emplee, evidentemente, de forma adecuada. Aunque en el apartado dedicado específicamente a las clases de teoría, dentro de las actividades docentes, desarrollaremos con más amplitud las características generales de la lección magistral, realizaremos aquí algunas consideraciones sobre la misma.

Podemos resaltar tres aspectos básicos para conseguir una eficaz utilización de la técnica expositiva: motivar al alumno, organizar los contenidos y facilitar información.

El tema de la motivación en la exposición del profesor debe ser un objetivo prioritario. Mediante la explicación del objeto de estudio el profesor debe, no solo transmitir información, sino tratar de crear en el alumno intereses e inquietudes. Aprovechando su experiencia, su capacidad científica y su capacidad de comunicación, el docente debe intentar conseguir en el alumno una actitud de interés por el aprendizaje.

Junto con la motivación, la organización de los contenidos y la comunicación de dicho contenidos de forma lógica y comprensible, son también aspectos fundamentales en la técnica expositiva.

De diferentes estudios realizados sobre la técnica expositiva cabe resaltar algunos aspectos que los alumnos destacan en su opinión sobre la actividad expositiva del profesor. Los alumnos, por regla general, prefieren poder tomar apuntes, mientras que, por parte del profesor, valoran la claridad en la exposición y una actitud que muestre interés y convicción en lo que transmite. Por otra parte, los alumnos dan más importancia a la presentación en sí misma que a los contenidos, es decir, prefieren que la exposición sea clara, estructurada y resaltando los aspectos importantes.

Con todo, el profesor debe aprovechar la utilización de la técnica expositiva para orientar a los alumnos en su aprendizaje y ayudarles a desarrollar capacidades intelectuales que mejoren su rendimiento.

Junto con la transmisión de conocimientos hay otro aspecto que justifica la técnica expositiva y que todo docente debe tratar de conseguir: **enseñar a aprender**. Es decir, tratar de lograr en el alumno una capacitación para profundizar en las materias estudiadas y una actitud que le lleve a conocer el objeto de estudio más allá del periodo de aprendizaje.

3.2. Estudio de casos

Una de las técnicas de enseñanza que contribuyen a integrar teoría y práctica y, además, acercar el proceso de enseñanza-aprendizaje a situaciones reales de la vida profesional es la técnica del estudio de casos.

El estudio de casos es una técnica de aprendizaje donde el alumno se enfrenta a un problema concreto (caso), que le describe una situación lo más cercana posible a la práctica profesional, y debe ser capaz, analizando y valorando una serie de hechos referentes a un campo específico del conocimiento, de llegar a una solución razonada individualmente o, más frecuentemente, a través de un proceso de discusión en pequeños grupos de trabajo.

Se trata, por tanto, de una técnica de aprendizaje en grupo que fomenta la participación del alumno y desarrolla el espíritu crítico. Las principales características que todo estudio de casos debe reunir son las siguientes:

- Los casos deben ser ejemplos de aspectos concretos de la práctica profesional.
- La descripción del caso debe ser clara y comprensible y, a la vez, abierta a diferentes interpretaciones.
- Los aspectos principales y secundarios de la información deben estar entremezclados.
- Debe facilitar la participación y el espíritu crítico de los alumnos.
- El planteamiento del caso debe basarse en una fundamentación teórica.
- El tiempo para la discusión y toma de decisiones debe ser limitado.

Desde un punto de vista general y partiendo de una misma situación, los casos pueden ser de tres tipos diferentes:

– Tipo 1. La descripción de la situación tiene los datos suficientes como para que los alumnos realicen un “diagnóstico de la situación” o una “identificación del problema” y de sus causas. Las cuestiones que se formulan al final del caso son del tipo: ¿cuál es el problema?, ¿cuáles son las causas del problema?

– Tipo 2. Además de describirse la situación, se identifican también el problema y sus causas. Se trata de “determinar las posibles soluciones” y analizar sus ventajas e inconvenientes. Las preguntas que se realizan son: ¿cuáles son, a su juicio, las soluciones al problema?, ¿cuál es la mejor solución y por qué?

– Tipo 3. Se describe la situación, se presenta el problema de forma clara, se dan soluciones y se justifica la selección de una de ellas. Se trata, en este caso, de “analizar la aplicación de la solución elegida” que no tiene, necesariamente, por qué ser la solución más satisfactoria. Las cuestiones que se formulan a los alumnos son: ¿fue correcto el diagnóstico realizado?, ¿era buena la solución elegida?, ¿ha sido correcta su puesta en práctica?, ¿qué se debería haber hecho?, ¿por qué?

En el estudio de casos se pueden distinguir las siguientes fases: preparación, desarrollo y evaluación.

En la etapa de preparación el profesor debe definir los objetivos de aprendizaje que el alumno debe alcanzar, debe elaborar el caso que va a ser motivo de estudio y debe configurar los grupos de trabajo. En este sentido, debe apuntarse que el tamaño ideal del grupo es en torno a seis personas; con más de ocho existe el riesgo de que el grupo se fraccione en subgrupos y con menos de cuatro puede que no haya el suficiente contraste de opiniones para enriquecer el debate.

El desarrollo de la técnica del estudio de casos se inicia con la exposición, por parte del profesor, del caso a estudiar, que puede ser el mismo para todos los grupos o presentar a cada grupo un caso diferente sobre el mismo tema. El profesor debe, igualmente, comentar las normas a seguir en el desarrollo (medios, ayudas, documentación, distribución del tiempo, etc.). A continuación, los alumnos pasan a estudiar el caso, primero de forma individual y después de forma grupal. El grupo analiza el caso con las aportaciones de cada uno de sus miembros, intercambiando ideas y debatiendo los distintos aspectos del problema. Por último, el grupo elabora sus conclusiones.

La última fase del estudio de casos es la evaluación que se realiza con la puesta en común del trabajo de los diferentes grupos. El representante de cada uno de los grupos expone al resto de la clase las conclusiones elaboradas, razonando el análisis efectuado. Posteriormente se abre un debate general, moderado por el profesor, con el objeto de llegar a las soluciones óptimas, valorando las aportaciones de cada grupo. El profesor puede valorar tanto el trabajo individual, como el grupal.

Como principales ventajas del estudio de casos podemos, entre otras, destacar las siguientes:

- Desarrolla las capacidades de análisis y de síntesis.
- Fomenta la capacidad de toma de decisiones.
- Potencia el trabajo en grupo.
- Favorece la motivación del alumno.
- Favorece la adquisición de cierta experiencia práctica, al enfrentar al alumno a situaciones semejantes a las que deberá afrontar en la vida profesional.

- Permite que los alumnos aprendan a aprender, ya que deben identificar e interpretar los problemas, buscar soluciones, evaluar y resolver los posibles obstáculos que conllevan las soluciones, etc.

Frente a estas ventajas la técnica del estudio de casos presenta algunas limitaciones:

- Requiere un interés y preparación del profesor en la aplicación de la técnica.
- Consume más tiempo que el requerido por otras técnicas.
- Precisa un cambio de actitud del alumno frente al comportamiento pasivo que muestra en el aula.

El estudio de casos no debe entenderse, dentro del proceso de enseñanza-aprendizaje, como la única técnica a emplear, sino como un complemento de otras técnicas, que ayuda al alumno a relacionar la teoría y la práctica, a interpretar soluciones problemáticas y buscar soluciones que faciliten la toma de decisiones.

3.3. Método de Proyectos

El Método de Proyectos es una técnica de enseñanza-aprendizaje basada en la propia creatividad del alumno, mediante la cuál se pretenden conseguir objetivos de resolución de problemas de alto orden (análisis, síntesis y evaluación).

En la realización de un proyecto lo importante no es, por extraño que parezca, el problema objeto de estudio en sí mismo, sino la aplicación de un conjunto variado de conocimientos, a través de una determinada metodología, a un proyecto lo más cercano posible a la realidad profesional. Evidentemente, para conseguirlo los alumnos deben analizar el problema objeto del proyecto, proponer y aplicar una solución, así como evaluar la propuesta.

Por otra parte, el Método de Proyectos es una técnica de enseñanza que combina el trabajo individual y en grupo de los alumnos, lo que favorece a su vez el desarrollo de capacidades afectivas como, por ejemplo, integrarse en un grupo, responsabilizarse de la realización de su trabajo individual, respetar la opinión del resto de miembros del grupo, etc.

En el Método de Proyectos se pueden distinguir tres etapas: preparación, elaboración y control.

En la etapa de preparación el profesor debe elegir el tema, formular los objetivos correspondientes y establecer las fases del proyecto, esto es, fijar los pasos a seguir por los alumnos, estructurando todo el desarrollo del plan a realizar. Así mismo, el profesor debe formar los grupos y asignar las responsabilidades correspondientes a cada uno de los miembros. En este sentido, cabe señalar que algunas tareas pueden asignarse de manera individual y otras, en cambio, deben ser responsabilidad del grupo.

La etapa de elaboración es aquélla en la que el alumno desarrolla las tareas asignadas y se elabora el proyecto. Normalmente esta fase suele abarcar una búsqueda de información concreta referente al problema en estudio, una serie de reuniones grupales para comprobar la necesidad o no de datos adicionales y para ir coordinando y elaborando las distintas partes del proyecto y, por último, la preparación del informe final con las conclusiones obtenidas.

La labor del profesor en la etapa de elaboración resulta fundamental, tanto para orientar y solucionar los problemas que pudieran ir surgiendo, como para comprobar la evolución y el desarrollo de los trabajos.

En la etapa de control cada grupo debe exponer el trabajo realizado al resto de la clase, defendiéndolo razonadamente. Al finalizar la exposición debe abrirse un coloquio en el que tanto el profesor como el resto de los alumnos puedan intervenir realizando preguntas o comentando diversos aspectos sobre el trabajo desarrollado.

Entre las dificultades que presenta la aplicación del Método de Proyectos destacan las siguientes:

- Es muy difícil su aplicación en grandes grupos.
- Exige un cierto ritmo común entre los diversos grupos, que no siempre es fácil de conseguir.
- Resulta complicado lograr un buen control de su desarrollo.
- Los alumnos deben estar iniciados en ciertas técnicas de trabajo intelectual para saber indagar, recopilar, esquematizar, etc.

No obstante, desde el punto de vista docente, presenta múltiples ventajas:

- Permite desarrollar la creatividad del alumno.
- Conecta perfectamente la teoría y su aplicación.
- Integra conocimientos diversos y, por tanto, permite relacionar materias.
- Ayuda al alumno a conseguir una formación más globalizada.
- Motiva al alumno al enfrentarlo a situaciones muy próximas al ejercicio profesional.
- Acrecienta el desarrollo de capacidades afectivas.

3.4. Estudio Dirigido

El Estudio Dirigido es una técnica de enseñanza tendente a conseguir involucrar al alumno de manera más directa en su propio proceso de aprendizaje. En concreto, el Estudio Dirigido es un proceso regular de enseñanza-aprendizaje que a través de una serie de pasos lógicos intenta conseguir unos determinados objetivos de adquisición de conocimientos y habilidades y de desarrollo de capacidades para la resolución de problemas.

La técnica del Estudio Dirigido se concreta en tres fases, de manera similar a lo comentado en el Método de Proyectos o en el Estudio de Casos: preparación, elaboración y control.

En la fase de preparación, el docente deberá formular los objetivos de aprendizaje que se pretende conseguir, seleccionar los contenidos que el alumno debe aprender y, finalmente, producir una guía de estudio. Esta guía no es otra cosa que una "ficha" en la que se incluirá, al menos, una introducción, un plan de actividades, una relación de fuentes de información y el método y alcance de la evaluación.

La fase de elaboración comienza una vez el profesor traslada al alumno la guía de estudio previamente preparada. En esta fase es en la que se desarrolla el trabajo por parte del alumno y se pueden diferenciar tres etapas. En la primera el alumno se acerca al planteamiento del problema de forma global, haciéndose una idea general de las actividades a realizar. Posteriormente, el alumno realiza el aprendizaje del contenido, para lo cual se pueden emplear diferentes métodos o técnicas (técnica expositiva, lectura de textos, realización de una práctica, etc.). Finalmente, cabe la posibilidad de que el alumno deba acudir a las fuentes de información establecidas con el fin de resolver las dudas que hayan surgido durante la etapa anterior.

En la fase de control se lleva a cabo la evaluación del aprendizaje alcanzado. Esta evaluación puede realizarse mediante cualquiera de las técnicas que se utilizan habitualmente.

Entre los aspectos positivos a destacar de esta técnica se encuentran:

- Favorece la relación profesor-alumno.
- Estimula la participación activa del alumno.
- Incentiva el desarrollo de las capacidades creativas al tiempo que posibilita el autoaprendizaje.
- Favorece la evaluación formativa.
- Potencia el desarrollo de la responsabilidad del alumno.

También se pueden señalar algunos inconvenientes con los que hay que contar para desarrollar este tipo de técnica:

- Se precisa una preparación específica por parte del profesor para la aplicación de esta técnica.
- Exige un convencimiento por parte del profesor tanto en lo referente a la utilidad de la técnica como a la hora de aplicarla.
- Exige un mayor grado de implicación por parte del alumno.
- El ritmo de aprendizaje es más lento que con otras técnicas, como la expositiva.
- Favorece la desigual secuenciación del aprendizaje de los diferentes alumnos de un grupo.

La utilización de esta técnica permite no sólo el desarrollo de temas nuevos, sino también la ampliación de conocimientos e incluso la integración de contenidos de diversos temas.

4. MEDIOS DIDÁCTICOS

Los medios didácticos son aquellos recursos materiales que utiliza el profesor para agilizar y facilitar la transmisión de sus conocimientos a los alumnos. Es evidente que existen otros tipos de recursos no materiales que son imprescindibles para conseguir el objetivo docente del aprendizaje de los alumnos, que tienen que ver más bien con los rasgos de personalidad y las habilidades personales del docente. No obstante, en este apartado se tratará exclusivamente de recursos tangibles disponibles habitualmente en las aulas universitarias.

4.1. Libros y apuntes

La utilización de un libro de texto único o unos apuntes editados tiene una innegable ventaja en el hecho de que el alumno queda liberado de la tarea de transcribir directamente en sus propias notas lo expuesto por el profesor, lo cual, necesariamente, conduce a disminuir el factor de distracción que la toma de dichas notas conlleva, permite al alumno concentrarse exclusiva-

mente en la explicación y deja su mente más libre para seguir los razonamientos expuestos por el docente, pudiendo de esta manera encontrarse en mejor disposición para realizar una crítica de lo que le está siendo explicado y, en definitiva, lograr una mayor efectividad de la actividad docente. Además, el alumno dispone de un mejor material de estudio que el que le puedan proporcionar unas notas mejor o peor tomadas.

Sin embargo, el uso de este material supone una desventaja en el sentido en que el alumno, agobiado habitualmente por la carga docente propia de un curso, se limite a contentarse con el contenido del libro o apuntes perdiendo la costumbre de manejar otros libros de consulta que le permitan ampliar el tema y lograr con ello una más amplia visión de la asignatura. Este aspecto de la búsqueda de otras opiniones o la ampliación de los conocimientos, mediante la consulta de otros textos, es algo que debe ser especialmente cuidado en el caso de la utilización de un texto o apuntes editados como elemento básico de la docencia.

En todo caso, tampoco puede abrumarse al alumno recomendando una bibliografía exageradamente amplia. Una bibliografía reducida, escogida y seleccionada, válida para cubrir la mayor parte del programa de la asignatura resultará de gran ayuda para el alumno. Un exceso de bibliografía, que puede resultar imprescindible para preparar una lección o profundizar en la investigación de un determinado tema por parte del profesor, no hará sino desanimar al estudiante, que se refugiará en la familiaridad y accesibilidad de sus apuntes.

La utilización de textos o apuntes debe suponer un especial esfuerzo por parte del docente para actualizarlos periódicamente pero, además, debe ponerse un cuidadoso empeño en hacer la clase atractiva y que ésta no se convierta en una mera lectura de lo contenido en los apuntes, puesto que, de ser así, la consecuencia sería la falta de interés por parte del alumno que encontraría sumamente oneroso —en tanto en cuanto la pérdida de tiempo que le supondría— la asistencia a unas clases que no le van a reportar ninguna ventaja más de la que supone la propia lectura de esos apuntes por él mismo, pudiendo fácilmente caer en la tentación de dejar de asistir a esas clases con la consiguiente merma de calidad docente que ello supone.

Cuando se habla, hoy día, de libros y apuntes deben tenerse en cuenta las posibilidades técnicas disponibles. Esto es, la presentación de información puede hacerse no sólo a través de medios impresos tradicionales, sino también utilizando las tecnologías informáticas. En este sentido, es importante diferenciar el empleo del soporte electrónico como mero sustituto del soporte-papel, de la utilización combinada de tecnologías de impresión, junto con tecnologías audiovisuales e informáticas, que facilitan la disponibilidad de medios didácticos altamente interactivos, permitiendo integrar en un único documento, no sólo texto, sino también imágenes fijas o en movimiento y sonidos. Estos sistemas permiten al alumno decidir qué temas y en qué orden deben ser tratados de una manera eficiente, facilitando el autoaprendizaje.

4.2. Pizarra

La pizarra sigue siendo, a pesar de la irrupción de los modernos medios audiovisuales, un elemento indispensable en la labor del docente. Se trata de un medio fácil de manejar y del que pocos docentes suelen prescindir.

La principal desventaja de la pizarra como medio didáctico es que no permite la elaboración previa de la información presentada, lo que puede conllevar una notable pérdida de tiempo en determinadas ocasiones. Es el caso de aquellas situaciones que requieran la elaboración de figuras más o menos complejas o largas deducciones teóricas, cuando no aportan ningún elemento formativo añadido. No obstante, este razonamiento no puede tomarse como regla general, puesto que se dan circunstancias en las que la gestación de un elemento gráfico o la deducción de una determinada expresión constituyen un objetivo docente en sí mismo. En este sentido, el docente debe encontrar el punto medio adecuado que, en cada caso, le permita conjugar la eficiencia docente con el tiempo empleado.

En todo caso, la pizarra es un elemento imprescindible para la improvisación de una explicación no programada o la aclaración de ideas no bien comprendidas.

En general, una adecuada combinación de transparencias, pizarra y libro de texto o apuntes debe permitir mantener un ritmo adecuado en el aula para que el alumno siga las explicaciones sin que el profesor tenga que plantear todas las deducciones, necesariamente, en la pizarra. Asimismo, la preparación de figuras en transparencia, en muchos casos, debe complementarse con el uso de la pizarra para hacer ver al alumno la gestación de la figura.

En cualquier caso, dada la escasez de tiempo disponible para impartir una asignatura, resulta imprescindible hoy día la utilización de otros medios visuales o audiovisuales que complementen el uso de la pizarra.

4.3. Transparencias

Del mismo modo que no resulta comprensible la ausencia de una pizarra en un aula, desde hace ya unos cuantos años la transparencia se ha convertido en un elemento indispensable en el ámbito docente.

En realidad, se podría discutir si el medio es la transparencia o el retroproyector que se utiliza para exponerla. En un principio ambos elementos han estado unidos indisolublemente pero, hoy día, el retroproyector ha sido superado por el ordenador, por lo que en breve plazo, el ordenador desplazará de las aulas al retroproyector, del mismo modo que la cocina eléctrica o de gas eliminó del ámbito doméstico la cocina de carbón. La utilización de medios informáticos permite substituir con éxito el uso del retroproyector, por cuanto aquéllos tienen las mismas capacidades técnicas y docentes que éste, añadiendo además la posibilidad de generar animaciones simples, sin llegar a hablar de aplicaciones multimedia.

Se tratará aquí, por tanto, del uso de la transparencia en cualquier formato, entendiendo que el medio es la transparencia y no el soporte utilizado para exponerla.

Las transparencias aportan una serie de ventajas entre las que cabe destacar:

- Ofrecen información dinámica
- Son fáciles de usar
- Son fáciles de confeccionar
- Permiten la elaboración previa del tema
- Se pueden utilizar en grandes grupos
- Ordenan los contenidos
- Agilizan los desarrollos tediosos

No obstante, mal utilizadas, presentan algunos riesgos, como son:

- Acelerar la transmisión de los contenidos
- Ofrecer una información excesivamente acabada
- Hacer un uso indiscriminado

En todo caso, la bondad o perversidad no está nunca en el medio empleado, sino en el uso que se haga de él. Las grandes ventajas que aporta el empleo de las transparencias no pueden ser empañadas por las posibles desventajas, que el docente debe evitar. Además de la ventaja que supone para la estructuración de la clase, puestas en manos de los alumnos con antelación a la explicación de la lección, pueden servirles a estos como ayuda para la toma de apuntes.

La utilización de transparencias en soporte electrónico, junto con la disponibilidad de acceso a redes informáticas internas en una Universidad, facilita el acceso de los alumnos a documentación docente con una cierta calidad de acabado, superior a la que representan las transparencias en soporte papel.

Es cierto que el uso generalizado de transparencias editadas para ser utilizadas con ordenador requiere una importante inversión en medios audiovisuales, al precisar un equipo informático y un equipo de proyección de datos con una adecuada resolución. No obstante, el abaratamiento de todos estos medios y el acceso generalizado a los medios informáticos necesarios, hace pensar que en muy poco tiempo el ordenador y el cañón de proyección serán un mueble auxiliar habitual en las aulas.

En definitiva, el uso de la transparencia utilizando el ordenador y los programas de presentación como soporte, son y lo serán en el futuro, el medio didáctico por excelencia como en los años 80 y 90 lo fue el retroproyector y anteriormente la pizarra.

4.4. Diapositivas y Vídeo

El dicho de que una imagen vale más que mil palabras resulta de absoluta vigencia para la docencia de los temas relacionados con los aspectos constructivos, sobre todo cuando la masificación de las aulas no permite con comodidad el empleo de los viajes programados de prácticas. En este caso, la utilización de las diapositivas o los vídeos resultan un excelente substitutivo.

También este medio didáctico se ha beneficiado de la universalización del empleo del ordenador. Los actuales medios digitales de grabación audiovisual, tanto en fotografía como en vídeo, junto con los programas de edición de los mismos y los programas audiovisuales, están postergando a un segundo plano la utilización del proyector de diapositivas y los reproductores magnéticos de cintas de vídeo.

Las aplicaciones informáticas que permiten incorporar a las presentaciones, no sólo texto y figuras creados por el profesor, sino incorporar fotos y vídeos grabados digitalmente, no viene sino a abundar en lo dicho en el punto anterior acerca de la utilización del ordenador y el cañón de proyección como soporte por excelencia de los distintos medios didácticos en los próximos años.

5. ACTIVIDADES DOCENTES

Desde el punto de vista de la organización de la docencia, pueden distinguirse diferentes actividades docentes. En general, en la docencia universitaria, sobre todo en las carreras técnicas, se utilizan todas o algunas de las siguientes actividades a lo largo de un curso académico:

- Clases de teoría
- Prácticas de aula
- Prácticas de laboratorio
- Prácticas informáticas
- Prácticas de campo
- Conferencias, seminarios, mesas redondas , etc.
- Tutorías

En lo que sigue se van a analizar las características propias de cada una de las actividades mencionadas.

5.1. Clases de teoría

Las clases de teoría son, generalmente, el eje fundamental alrededor del cual se articula la programación de cada asignatura. Todas las demás actividades docentes se supeditan a ésta.

En el actual contexto universitario español, los grupos de clase de teoría suelen ser numerosos, sobre todo cuando se trata de asignaturas troncales u obligatorias. Obviamente, en los cursos superiores y, sobre todo, en las asignaturas optativas de los últimos cursos, el tamaño de grupo suele ser más reducido.

En estas condiciones, las técnicas empleadas en las clases de teoría varían en función de la asignatura, aunque en todas se hace uso de la técnica expositiva o lección magistral.

La lección magistral presenta una serie de ventajas, a saber:

- Permite la transmisión de numerosos conceptos ahorrando tiempo en la impartición del programa de una asignatura.
- Permite sintetizar información proveniente de diversas fuentes que en ocasiones puede ser de difícil acceso para el alumno.
- Facilita la comprensión de los conceptos, gracias a una adecuada estructuración de la información.
- Tiene una innegable capacidad de motivación, siempre que el profesor sea un entusiasta y tenga amplios conocimientos de su materia.
- Permite introducir a un grupo más o menos numeroso de alumnos en el conocimiento profundo de conceptos intrincados.
- Sirve de apoyo para desarrollar otro tipo de actividades docentes más individualizadas, al presentar el trabajo a realizar a un grupo numeroso que, posteriormente, trabaja individualmente o en grupos reducidos.

La lección magistral presenta una serie de desventajas:

- Reduce las fuentes de información a las palabras del profesor.
- Favorece la pasividad del alumno.
- No existe control del aprendizaje.
- La transmisión del conocimiento gira en torno a la enseñanza (participación activa del profesor) frente al aprendizaje (participación activa del alumno).
- Dificulta la relación entre el profesor y el alumno.

En cualquier caso, la lección magistral es una técnica de enseñanza ciertamente eficaz, cuyas connotaciones negativas pueden reducirse teniendo en cuenta una serie de puntos básicos:

- No se debe preparar más material del que razonablemente pueda desarrollarse en el tiempo asignado.
- Utilizar un lenguaje correcto y preciso, sin abusar de tecnicismos, tanto literarios como científicos, que no estén al alcance de los alumnos.
- Utilizar adecuadamente los medios didácticos disponibles.
- Mantener vivo y activo el interés del alumno mediante el empleo de diversos recursos (realizar preguntas colectivas o individuales, favorecer y provocar la discusión tras una pregunta, introducir anécdotas o experiencias personales, etc).

- Relacionar los contenidos expuestos con conocimientos previos o futuros de la propia asignatura o de otras, y también con posibles aplicaciones profesionales.

Las clases de teoría tienen una estructura muy clara, en la que cabe distinguir la fase de introducción, la de desarrollo y la de conclusiones.

La introducción tiene por objeto presentar al alumno de forma global el tema a tratar, su estructura y las conexiones con lo ya explicado en temas anteriores, haciéndole ver la necesidad del mismo así como sus aplicaciones posteriores y adelantando de forma somera las dificultades que se van a plantear y las posibles soluciones que se van a adoptar. Se trata, en definitiva, de plantear el tema y mostrar los objetivos finales del mismo. Cuando la sesión suponga una continuación de la lección iniciada en sesiones anteriores, la introducción debe servir de recordatorio a lo visto previamente y de resumen de lo que queda por completar de la lección.

El desarrollo del tema forma el núcleo de la exposición y durante ella se introducen los nuevos conceptos, se plantean con profundidad los problemas que se derivan del tema en cuestión y se explica la metodología y las técnicas para resolver tales problemas.

Al final del tema se realizará una recapitulación que permitirá un mejor asentamiento de las ideas expuestas. Tal recapitulación consistirá en un resumen del tema, destacando las conclusiones y resultados obtenidos así como una crítica de los mismos. En esta fase se indicarán al alumno fuentes complementarias de información que le permitan completar o profundizar los conocimientos expuestos. Además, cuando haya lugar, se aprovechará para motivar y hacer reflexionar al alumno sobre las lecciones inmediatamente posteriores.

5.2. Prácticas de aula

Las clases prácticas de aula, o de problemas, son el complemento necesario de las clases teóricas en asignaturas de marcado carácter tecnológico y aplicado como las que nos ocupan. La función primordial de las clases de problemas es la de enseñar la aplicación concreta de los conocimientos generales adquiridos en las clases teóricas. Cubre, por tanto, una parcela importante en el equilibrio teoría-práctica que debe regir la docencia de asignaturas de este tipo, y estimula al alumno a mantener su interés por el curso en general al vislumbrar cómo sus conocimientos abstractos pueden verse plasmados en la realidad de una aplicación práctica concreta. Además, en muchas ocasiones, la aplicación práctica descubre aspectos que en las clases teóricas pudieran quedar ocultos o confusos dentro de un tratamiento global y abstruso. De esta forma, la clase práctica supone también un ejercicio de recapitulación sobre las propias clases teóricas, reforzando los conocimientos adquiridos.

Para el desarrollo eficaz de las clases prácticas, se hace indispensable que cualquier aspecto teórico, al cual se vaya a hacer referencia, sea conocido por el alumno con anterioridad. Esto obliga a una necesaria sincronización entre las clases teóricas y las clases prácticas, de forma que éstas deben quedar supeditadas a aquéllas en su distribución temporal a lo largo del curso.

La docencia de las clases prácticas a cargo del mismo profesor que imparte las clases teóricas asegura esta perfecta sincronía comentada en el párrafo anterior y, además, aporta otro elemento positivo derivado del hecho de que entre lo expuesto en teoría y lo explicado en problemas existirá una perfecta concordancia. Sin embargo, la impartición de la docencia de las clases prácticas por distinto profesor del que imparte las clases teóricas presenta un importante aspecto positivo, ya que permite ampliar el campo de visión del alumno al analizar el mismo problema bajo dos puntos de vista diferentes. Esta situación, en problemas en los que no siempre existe una única solución práctica que resuelva de forma adecuada cada determinada cuestión que se presenta, no deja de ser ventajosa para el alumno. Por otro lado, esta solución conlleva evidentes riesgos justamente en los aspectos que, sin embargo, quedan asegurados cuando la docencia es impartida por el mismo profesor, esto es: descoordinación de la docencia y discrepancias en la exposición. Estos riesgos son fácilmente subsanables. La coordinación queda asegurada siempre y cuando las disponibilidades horarias del profesorado permitan plantear la clase de problemas supeditada a las explicaciones teóricas, lo cual es sencillo de lograr cuando la dedicación del profesorado es a tiempo completo. La concordancia en la exposición también es posible mediante periódicas reuniones del profesorado para evaluar la marcha del curso y la definición de una unidad de criterios no sólo en la programación sino incluso en los contenidos y alcance de las clases.

De manera similar a lo expuesto en las clases teóricas, se pueden observar tres fases en las clases prácticas: planteamiento del problema, resolución y discusión.

La fase de planteamiento del problema comprende no sólo la definición del problema que se ha de resolver, sino que sirve para centrar al alumno en dicho problema. En tal sentido, previo a la resolución propiamente dicha, conviene adelantar a grandes rasgos aquellos aspectos más importantes con los que haya que enfrentarse, relacionándolos con los conocimientos que el alumno tiene de las clases teóricas, así como, en algunos casos, situar el problema en el contexto de alguna aplicación práctica real con la que éste tenga relación, sobre todo cuando del propio enunciado del problema no quede explícitamente clara esta relación, situación que puede darse cuando, en aras a una mayor eficacia didáctica, se hayan de resolver aspectos parciales extraídos de un contexto más general.

La resolución es la fase de mayor duración, aunque no por ello más ni menos importante que las otras dos. Durante dicha fase se exponen y plantean de forma ordenada los razonamientos, ecuaciones y demás consideraciones que conducen a la solución del problema planteado. En cada momento se debe poner especial cuidado en que el alumno logre comprender la relación entre lo que se le explica y los conocimientos teóricos que ya posee y, en los casos en que ello sea conveniente, resaltar las aproximaciones entre la realidad y los modelos teóricos aplicados, para lo cual la clase práctica es realmente adecuada. Cabe destacar que, durante la resolución del problema, se pasa del nivel abstracto que suponen las explicaciones teóricas al ámbito práctico, para aplicar los conceptos teóricos al caso concreto que se está resolviendo y, precisamente por eso, en un problema no pueden tratarse, en general, todos los aspectos que envuelve cualquier teoría o método general de resolución. En muchas ocasiones, esto implica llevar a cabo ciertas simplificaciones, las cuales conviene dejar bien claro que forman parte de la resolución del problema en concreto y no pueden ser extrapoladas a otros casos. Es un hecho conocido que el alumno medio utiliza la información recibida durante las clases como un manual de usuario para la resolución de problemas tipo. El profesor debe ser especialmente cuidadoso para evitar posibles extrapolaciones incorrectas de lo concreto de cada problema al caso general.

El final de la clase práctica debe ser una discusión del problema realizado, donde se establecerá un diálogo abierto entre los alumnos y el profesor acerca, tanto del método utilizado, como de posibles soluciones alternativas, con sus ventajas e inconvenientes. También es importante resaltar, cuando haya lugar, ciertos aspectos relativos a los resultados obtenidos, tales como órdenes de magnitud de los mismos y coherencia con los planteamientos del problema. Por otra parte, es el momento de apuntar posibles variaciones del problema que supongan alguna modificación esencial en su resolución para, de esta forma, excitar la curiosidad del alumno y, al mismo tiempo, poner de manifiesto la particularidad o generalidad del caso estudiado. En definitiva, extraer de la resolución del problema el mayor número posible de matices que éste permita.

Es imprescindible que los alumnos dispongan, con anterioridad a la explicación del problema, de la documentación más completa posible acerca de los razonamientos, los modelos y la estrategia que conduce a la resolución del mismo. Todo ello con el fin de que quede completamente liberado de notar notas o apuntes, salvo puntuales y escuetas aclaraciones, evitando las distracciones y la pérdida del hilo argumental. En caso contrario, las clases prácticas se convierten en un mero trabajo de copia por parte del alumno de los números que el profesor va haciendo aparecer ante su vista, impidiéndole esta labor tener despejada su mente para asimilar y razonar lo que se le explica. Liberado el alumno de esa tarea, puede seguir el problema con mayor atención, lo que le permitirá analizarlo críticamente, exponer sus puntos de vista cuando encuentre algo que le resulte chocante o le parezca discutible y, en definitiva, participar activamente, con las ventajas que de esto se derivan.

En otro orden de cosas, en muchas ocasiones la realización de un problema de hormigón precisa el uso de tablas o ábacos para su resolución, y los resultados deben plasmarse de modo gráfico en forma de dibujo o croquis. También en estos casos parece mucho más aconsejable que el alumno disponga de esta información por adelantado, utilizando su tiempo en reseñar, de su propia mano, aquellas explicaciones que considere oportunas sobre tales dibujos, croquis o tablas, y no tener que copiarlos, perdiendo el hilo de la explicación. Asumiendo, por tanto, la necesidad de proporcionar al alumno información detallada del problema planteado, queda claro que la utilización de un libro de problemas o apuntes que recojan la resolución de los problemas que han de desarrollarse a lo largo del curso, se muestra como una solución perfectamente adecuada.

En estas condiciones, la utilización de la transparencia como medio didáctico de apoyo fundamental para la impartición de estas clases, aparece como una alternativa razonable. El uso de este medio en las clases de problemas debe tener especialmente en cuenta las consideraciones generales que se hicieron en relación con el peligro de imprimir un ritmo muy alto a la clase. No obstante, cuidado este extremo, supera con creces a la pizarra en efectividad docente. Efectivamente, la transparencia permite estructurar mucho mejor la clase, destacar las partes más relevantes mediante colores, distintos tipos de fuente u otros efectos y, sobre todo —y contando con que el alumno dispone de la información escrita del problema— permite centrarse en los aspectos más conceptuales del mismo, ahorrando tiempo que puede ser empleado en el fomento de la participación activa del alumno mediante discusiones y debates acerca de la solución obtenida. Es en este punto cuando la utilización de la pizarra, no obstante, se convierte en elemento esencial, puesto que durante el debate deben surgir sugerencias o incluso errores de los alumnos que no estarán programados, resultando la pizarra el medio más adecuado para ordenar la explicación.

La técnica docente normalmente empleada en esta actividad es la técnica expositiva o lección magistral, matizada con los aspectos ya comentados. No obstante, si las condiciones lo permiten, es posible el empleo con éxito de técnicas alternativas más participativas como seminarios, estudio de casos, estudio dirigido, trabajos en grupo, etc.

5.3. Prácticas de laboratorio

Las prácticas de laboratorio tienen una doble misión docente. Por una parte, suponen un importante elemento de motivación para el alumno. Por otra parte, despiertan el sentido crítico de los estudiantes, mediante la observación del comportamiento real de estructuras o elementos de hormigón y su comparación con los modelos teóricos.

Los grupos de prácticas de laboratorio tienen un tamaño reducido, lo que permite un mayor nivel de participación por parte del alumno. No obstante, en general, los medios necesarios para desarrollar prácticas de laboratorio en asignaturas de hormigón, no permiten la individualización de cada práctica. En este sentido, la práctica de laboratorio no está pensada para que el alumno “actúe” directamente, sino para que sea un “observador activo”.

Una clase de prácticas de laboratorio comienza con una exposición de los objetivos, una descripción del ensayo y equipo utilizado, así como una explicación de las mediciones que se van a efectuar.

Durante el desarrollo de la práctica el profesor va explicando los distintos fenómenos que se observan, relacionándolos con los conocimientos teóricos de los alumnos, al mismo tiempo que se van tomando medidas de los datos más relevantes del ensayo. La disponibilidad de sistemas automáticos de adquisición de datos durante el ensayo, libera al profesor de esta labor, permitiendo concentrar sus esfuerzos en las pertinentes explicaciones del fenómeno estudiado. No obstante, resulta conveniente involucrar al alumno en el ensayo, haciéndole participar en la toma de medidas de determinadas magnitudes manualmente.

Para un mejor aprovechamiento de las prácticas de laboratorio, esta actividad debe concluir con la realización de un trabajo individual por parte del alumno en el que debe recoger los objetivos pretendidos con la práctica, las posibles incidencias que hayan ocurrido, los resultados experimentales obtenidos, los modelos teóricos que serían de aplicación para predecir el comportamiento del fenómeno analizado y una comparación entre estos resultados teóricos y los experimentales.

La programación de las prácticas de laboratorio se someterá, en su distribución temporal a lo largo del curso, al ritmo marcado por las clases teóricas. Ahora bien, existen dos maneras de acomodar la programación de las prácticas de laboratorio a las clases teóricas. Una de ellas, basada en el método inductivo, consistirá en programar las prácticas con antelación a las explicaciones teóricas correspondientes. En este caso, la explicación teórica general se beneficia de la experiencia que el alumno ha adquirido sobre el fenómeno a través de la observación directa del mismo. La segunda, basada en el método deductivo, consistirá en programar dichas prácticas con posterioridad a las clases teóricas. En este caso, la práctica de laboratorio se convierte en un complemento y una confirmación a las explicaciones teóricas. No puede argumentarse tajantemente la ventaja de uno sobre otro método. En cada caso, y dependiendo del tipo de práctica a desarrollar, la utilización de uno u otro método deberá ser valorado por el docente.

5.4. Prácticas informáticas

La utilización del ordenador como herramienta de cálculo hace ya mucho tiempo que ha dejado de ser un lujo al alcance de unos pocos elegidos, para convertirse en algo totalmente habitual en el trabajo cotidiano de las oficinas de cálculo, bien mediante el uso de programas comerciales o mediante programas propios o desarrollos particulares tomando como soporte herramientas ofimáticas como las hojas de cálculo. En consecuencia, una docencia de calidad adaptada a las necesidades de los futuros profesionales, debe contemplar la realización de actividades relacionadas con el empleo de medios informáticos.

En función de la disponibilidad de medios, las prácticas informáticas se realizan en grupos más o menos reducidos, lo permite el empleo de metodologías que fomenten la participación activa por parte de los alumnos.

Las prácticas informáticas presentan, al igual que las de laboratorio, un componente motivador muy importante. En este caso el alumno percibe como altamente gratificante la programación de este tipo de actividades. La sensación de acercamiento al mundo profesional se acentúa más que en las prácticas de aula. Sin embargo, conviene tener presente que, para obtener un adecuado rendimiento de esta actividad, no puede plantearse como sustituto de las prácticas de aula. En una práctica informática los procedimientos elementales de cálculo quedan ocultos en la propia programación. Es necesario, por tanto, programar actividades en las que el objetivo no sea tanto resolver un problema concreto, como el obtener alguna conclusión acerca de los resultados obtenidos.

La clase de prácticas informáticas comienza con la explicación del funcionamiento del programa, las hipótesis y modelos de cálculo que utiliza –haciendo hincapié en las limitaciones que la asunción de estas hipótesis conllevan–, el entorno de trabajo y el modo de introducir los datos. Una vez que el alumno está en condiciones de operar por él mismo, se pueden proponer diversos ejercicios a resolver. Normalmente, los primeros ejercicios serán los que se han resuelto en las clases de problemas, lo que permite comparar los resultados obtenidos mediante la utilización de distintos procedimientos de cálculo, a la vez que facilita al alumno habituarse al uso del programa. En algunos casos se puede solicitar al alumno que simule con el ordenador los ensayos experimentales realizados en las prácticas de laboratorio. En todos los casos, en fin, se debe proponer la resolución de ejemplos específicamente diseñados para estas prácticas.

Por otro lado, durante estas clases se debe incidir en la necesidad de tomar las debidas precauciones en el uso indiscriminado de programas de cálculo sin tener conocimiento preciso de las capacidades y limitaciones de los mismos.

5.5. Visitas a obra y viajes de prácticas

Las visitas a obras son una actividad docente que complementa al resto de actividades básicas ya comentadas y completa la formación de los futuros profesionales permitiéndoles, por un lado, ampliar el punto de vista academicista que proporcionan, en mayor o menor medida, las clases teóricas y prácticas, y, por otro lado, tomar contacto con la realidad de la obra.

Las visitas a obra suponen un elemento idóneo para la percepción a escala real de los problemas derivados de la construcción y ejecución de obras de hormigón, visión que difícilmente puede lograrse de otra manera bien sea a través de la clase teórica, la clase práctica o, incluso, las prácticas de laboratorio.

Para un mayor beneficio docente, las visitas a obra se realizarán mientras se encuentren en fase de ejecución, lo cual permitirá al alumno tomar contacto no sólo con la obra en general, sino también con algunos aspectos constructivos y maquinaria de la cual no se puede disponer en un laboratorio.

Las visitas a obra se llevarán a cabo, al igual que las prácticas de laboratorio, en grupos reducidos de alumnos para, de esta forma, incentivar en la mayor medida posible el interés y aumentar el grado de participación de los mismos.

El grave problema que plantean las visitas a obra viene derivado de la distorsión que ocasionan en el horario docente habitual, por lo que su empleo en grandes grupos resulta muy dificultoso. En la actualidad, los horarios de los alumnos, como resultado de la proliferación de clases prácticas de laboratorio e informáticas en grupos reducidos promovidas por la reforma de los planes de estudios, resultan especialmente caóticos. Cada alumno matriculado en una asignatura lo está a su vez en otras, pero no todos los alumnos de una asignatura están matriculados en las mismas asignaturas, ni del mismo curso ni de otros cursos superiores o inferiores, por lo que una visita de obra afecta a muchas asignaturas. En grupos grandes, no es posible llevarse a todos los alumnos en un mismo viaje, lo que requiere la realización de varias visitas para completar la actividad en un grupo. Además, una visita a obra, por muy próxima que esté a las instalaciones universitarias, requiere el empleo de una mañana o una tarde (cuando no ambas), lo que supone suspender la actividad docente durante esa sesión. Por todo ello, la programación de visitas de obra crea enormes distorsiones en la actividad docente ordinaria.

La realización de estas actividades debe ser coordinada por el Centro, estableciendo fechas específicas, para evitar los problemas comentados. En todo caso, cuando no sea posible llevar a cabo actividades de este tipo, la utilización de medios audiovisuales se convierte en un adecuado sustituto de las mismas.

5.6. Conferencias

Las conferencias, seminarios o mesas redondas, son actividades docentes programadas por los profesores de una determinada asignatura en las que se da cabida a otro tipo de profesionales, docentes o no, que aportan una visión diferente sobre determinadas cuestiones de interés general.

Estas actividades, en general, no tienen una programación sistemática a lo largo del curso ni igual en todos los cursos, sino que se realizan en función de situaciones coyunturales determinadas y de la disponibilidad de los participantes.

Así pues, la labor propia de estas actividades debe quedar a cargo de personas ajenas a la docencia de la asignatura, siendo el cometido del profesorado el de la selección, organización y publicidad de las diferentes eventos que se considere oportuno programar durante el curso.

Normalmente deben ser programadas fuera del horario docente para permitir que otros alumnos de cursos inferiores o superiores interesados en el tema puedan asistir, favoreciendo así la posibilidad de un auditorio más numeroso y facilitando, por tanto, el coloquio consiguiente, que permitirá a los asistentes preguntar las dudas y solicitar las aclaraciones sobre aspectos puntuales que hayan resultado de su interés.

5.7. Tutorías

La tutoría es, obviamente, la actividad docente más individualizada, al mismo tiempo que la que más participación activa requiere del alumno, en tanto en cuanto la iniciativa de su utilización depende expresamente del propio alumno.

En la tutoría el profesor puede extender su papel de guía en la adquisición de conocimientos, impulsando la adquisición de determinadas aptitudes por parte del alumno, además de poder servir de apoyo y de consejo en determinadas situaciones, tanto desde el punto de vista académico como profesional.

Las limitaciones horarias impuestas por los planes de estudios y la tendencia innata del profesor a abarcar el mayor campo posible de aspectos que cubren cada asignatura, hacen que en muchas ocasiones la labor docente no pueda quedar limitada a las estrictas horas de las clases, sino que exige un esfuerzo individual por parte del alumno para profundizar en los temas que le han sido explicados. Incluso, en otras ocasiones, el propio ansia de conocimiento del alumno hace que éste trate de ampliar sus conocimientos más allá de lo que se le exige. En estos casos suele ser normal que el alumno tropiece con dificultades que, en último término, le llevan a recurrir a su profesor para que le sean solucionadas. Esta importante actividad docente, que debe cubrir no sólo a los alumnos del curso, sino también a otros alumnos que, realizando trabajos de otras disciplinas (por ejemplo

el proyecto fin de carrera), se encuentren con problemas relacionados con el hormigón, debe ser cubierta mediante las tutorías fuera del horario de clases.

La efectividad de esta actividad está en relación proporcional con la dedicación y atención que el profesor presta a sus alumnos.

Para poder llevar a cabo esta labor, cada profesor fija el horario de sus tutorías de acuerdo con las normas vigentes en el Centro. Dichos horarios son hechos públicos para el conocimiento general del alumnado y resulta importante su estricto cumplimiento para que el alumno haga uso de ellos. No obstante, los procedimientos a seguir dependen, como en tantas ocasiones, de los tamaños de los grupos. En asignaturas con pocos alumnos, es posible organizar un sistema de atención de tutorías muy flexible, mediante cita previa con los estudiantes. Este sistema tiene, evidentemente, muchas ventajas. Para el profesor porque puede organizar mejor su tiempo. Para el alumno porque le asegura la atención cuando la demanda.

También para la realización de tutorías, el ordenador aparece como una herramienta muy adecuada para facilitar el contacto entre el profesor y el alumno, mediante el uso del correo electrónico o la creación, por parte del profesor, de foros de debate interno entre él mismo y los alumnos matriculados en su asignatura.

Por desgracia, la asignatura pendiente de esta actividad sigue siendo su irregular utilización por parte del alumnado, que sólo hace uso de ella en las fechas previas al examen. En general, los alumnos son conscientes de las grandes ventajas docentes que las tutorías representan, dado que supone aprovechar el tiempo de dedicación del profesor exclusivamente a sus problemas. El que no hagan uso de ellas con la profusión que sería deseable es consecuencia de los exagerados horarios docentes que el alumno padece normalmente durante el curso, junto con un sistema de exámenes que dificulta enormemente el estudio pausado del alumno. El alumno establece un orden de prioridad que sitúa en primer lugar la asistencia a las aulas y, en segundo lugar, la preparación de sus exámenes. La proliferación de estos no deja tiempo disponible para seguir al día la totalidad de las asignaturas que componen el curso. En consecuencia, el alumno medio no hace uso de la tutoría hasta que no llega el momento de preparar el examen de cada asignatura.

6. EVALUACIÓN

Evaluar, según el diccionario de la Real Academia Española, es:

- Señalar el valor de una cosa
- Estimar, apreciar, calcular el valor de una cosa
- Estimar los conocimientos, aptitudes y rendimientos de los alumnos

Cabría pensar que la última acepción se ajusta con exactitud al objeto de este punto. No obstante, es preciso señalar que cuando se hace referencia a la evaluación educativa se pueden considerar diferentes objetos a evaluar: instituciones (Centros o Universidades), programas educativos y personas (alumnos o profesores).

6.1. Evaluación del aprendizaje

La evaluación del aprendizaje sirve para que el profesor juzgue el nivel de conocimientos y destrezas adquirido por el alumno. Esto es, su objetivo debe ser valorar los cambios o resultados producidos en la adquisición de conocimientos o habilidades de los alumnos como consecuencia del proceso educativo.

Mediante la evaluación se lleva a cabo la tarea reseñada, al mismo tiempo que supone, en sí misma, un estímulo para el estudio. De hecho, la evaluación condiciona e influye sobremedida en el proceso educativo y en el resultado obtenido. El profesor enseña –y el alumno estudia– lo que se ha de evaluar.

La importancia que, como condicionante del proceso instructivo, tiene la evaluación la convierte en un poderoso elemento al servicio de la mejora de la calidad educativa, al mismo tiempo que posibilita la generación de serias disfuncionalidades en dicho proceso, en función del uso que se haga de esta herramienta.

En un principio, la palabra evaluación evoca la realización de un examen que permita conocer el nivel de conocimientos adquiridos sobre una determinada materia. Sin embargo, la evaluación del aprendizaje puede ser mucho más amplia. Además de los conocimientos, pueden ser objeto de evaluación las destrezas, habilidades, actitudes o comportamientos del alumno. En definitiva, se trata de evaluar los objetivos de aprendizaje planteados, lo que conduce a la necesidad de saber, de antemano, qué es lo que se va a evaluar, tanto por parte de los alumnos, como por parte de los profesores.

En todo caso, el proceso de evaluación conlleva la necesidad de recoger una serie de información (medir), a partir de la cual realizar una determinada serie de juicios de valor sobre el objeto de la evaluación –característica fundamental de la evaluación– para finalmente tomar una serie de decisiones.

Las decisiones a tomar dependen de lo que se pretenda evaluar. Así, se puede hablar de:

- Evaluación inicial, en la cual se trata de tomar el pulso al nivel de partida de un grupo de alumnos, con el fin de adaptar los objetivos de aprendizaje a las circunstancias del grupo.
- Evaluación formativa, mediante la cual se pretende controlar el grado de adquisición del aprendizaje, tanto por parte del profesor, como por parte del alumno. Este tipo de evaluación, realizada a lo largo del tiempo, permite modificar conductas erróneas con el fin de mejorar el proceso enseñanza-aprendizaje
- Evaluación sumativa, mediante la cual se certifica la adquisición de los niveles exigidos. Este tipo de evaluación es el que se utiliza cuando se trata de decidir sobre la posible promoción del alumnado. De alguna manera, se puede decir que este tipo de evaluación es similar al control de calidad sobre el producto acabado.

Sea cual sea el objetivo de la evaluación, un elemento primordial es la recogida de información. Dependiendo de lo que se trate de evaluar, para esta recogida de información se utilizarán técnicas de prueba –adecuadas para evaluar conocimientos– o técnicas de observación –idóneas para evaluar actitudes–.

Existen diferentes instrumentos para desarrollar las técnicas citadas. En las técnicas de prueba, los instrumentos más habitualmente utilizados son los exámenes –escritos u orales– de tipo objetivo o de desarrollo, realizados de forma continua o de manera discreta. La utilización de unos u otros dependerá de aquello que se pretende evaluar pero también, como en tantas otras actuaciones del proceso educativo, del número de alumnos.

Cuando el número de alumnos es reducido, cobran especial importancia aspectos en los que interviene la relación directa entre el alumno y el profesor, como la asistencia a clase, el grado de implicación durante la exposición, la realización de trabajos individualizados, la exposición de los mismos. En estos casos la evaluación del aprendizaje suele ser mucho más sencilla, permitiendo prácticamente eliminar del proceso evaluativo el denostado examen final, o convertir éste en un elemento más –y no el más importante, ni mucho menos– del proceso de evaluación.

En las asignaturas con una notable masificación no es posible realizar este seguimiento continuo del alumno. Suele plantearse en estos casos, como alternativa, la realización de varios exámenes a lo largo del curso. A tal punto que, actualmente, suele identificarse la evaluación continua con este sistema de evaluación, en el cual se establecen diferentes “exámenes parciales”.

La programación de varios exámenes parciales a lo largo del curso permite extender el proceso de evaluación a lo largo del tiempo y evita al alumno la necesidad de demostrar el nivel de conocimientos en una única prueba. No obstante, la proliferación de varios exámenes parciales en todas las asignaturas de un curso distorsiona la actividad docente en gran medida, favoreciendo el absentismo en las aulas. De esta manera, la ventaja que puede suponer la realización de los exámenes parciales se convierte en un grave perjuicio para la actividad docente.

En cualquier caso, e independientemente de los instrumentos de evaluación empleados, es preciso asegurar la calidad de los mismos, entendiendo por calidad la adecuación de los instrumentos para medir correctamente aquello que se pretende evaluar. Dicha adecuación se sustenta sobre la validez y sobre la fiabilidad del instrumento. La validez del instrumento depende del grado en el que mida correctamente aquello que se quiere evaluar, proporcionando la información necesaria para poder enjuiciar cabalmente. La fiabilidad define el grado de precisión del resultado obtenido.

6.2. Evaluación de la calidad del profesorado

La evaluación periódica del rendimiento docente –así como del investigador– se contempla en la LRU en el artículo 45.3, responsabilizando a los Estatutos de cada Universidad de la definición de los procedimientos para llevarlo a cabo, señalando que dichos méritos deberán ser tenidos en cuenta a los efectos de la promoción y continuidad del profesorado.

En estos momentos la herramienta básica para evaluar la calidad docente, en lo que a la actividad del profesorado se refiere, es la encuesta de profesorado, muy extendida en toda la Universidad española, mediante la cual se consulta al alumno su opinión acerca de diferentes aspectos de la actividad docente del profesorado.

Aunque el formato y la organización de dicha encuesta varía en las distintas Universidades, se incluye aquí, a modo de ejemplo, el cuestionario al que contestan los alumnos de la Universidad Politécnica de Valencia. En dicha encuesta se plantean una serie de preguntas estructuradas en cinco dimensiones, a las que el alumno puede responder según una graduación de cinco niveles que va desde el “totalmente de acuerdo” hasta el “totalmente en desacuerdo”.

La organización del pase de encuestas es responsabilidad de la Jefatura de Estudios de cada Centro, que dispone de la colaboración de un grupo de becarios encargados de personarse en las respectivas aulas para efectuar el pase de la encuesta. Cada profesor es evaluado en cada asignatura y grupo en los que imparte docencia. Una vez recogidas todas las encuestas, el Instituto de Ciencias de la Educación de la Universidad se encarga de mecanizarlas y trasladar los resultados individuales a cada profesor. Además, los Centros y los Departamentos reciben la información que afecta a sus profesores adscritos. Los resultados se escalan en una graduación de 0 a 10.

En la Tabla 1 se recogen las preguntas formuladas en la encuesta.

Tabla 1

DIMENSIÓN 1: DOMINIO DE LA ASIGNATURA/ORGANIZACIÓN Y CLARIDAD EN LA EXPOSICIÓN/DESARROLLO DEL PROGRAMA
<ul style="list-style-type: none">• El profesor explica en clase con orden y claridad• Da la sensación de tener bien preparadas las clases• El ritmo de las clases permite seguir el hilo de las explicaciones• Sintetiza y subraya los conceptos que considera importantes• Cuando responde una pregunta, lo hace realmente a lo preguntado con claridad y precisión• Los contenidos más importantes del programa se han desarrollado suficientemente en el curso• Da a la asignatura un enfoque aplicado, ofreciendo ejemplos, demostraciones y transferencias a la vida real y profesional• Establece conexiones con los contenidos de otras asignaturas
DIMENSIÓN 2: INTERACCIÓN PROFESOR-ALUMNO/MOTIVACIÓN
<ul style="list-style-type: none">• Anima a los alumnos a plantear problemas y dudas en clase• Dialoga con los alumnos sobre la marcha de las clases, tomando en cuenta sus opiniones• Tiene una actitud receptiva hacia los alumnos• Consigue que los alumnos estén motivados por la asignatura
DIMENSIÓN 3: EXÁMENES
<ul style="list-style-type: none">• Los exámenes se centran en lo fundamental de la asignatura y no en aspectos poco tratados• En general, es justo calificando• El alumno tiene la posibilidad de comentar y revisar los resultados de los exámenes
DIMENSIÓN 4: RECURSOS UTILIZADOS/PRÁCTICAS
<ul style="list-style-type: none">• Los materiales utilizados y/o recomendados (apuntes, bibliografía, etc.) han sido de gran ayuda para preparar la asignatura• Utiliza adecuadamente los medios didácticos disponibles para ayudar a comprender mejor las explicaciones• Los contenidos teóricos se aplican adecuadamente en ejercicios, problemas, trabajos, etc.
DIMENSIÓN 5: SATISFACCIÓN GENERAL CON LA LABOR DEL PROFESOR
<ul style="list-style-type: none">• Teniendo en cuenta las limitaciones, pienso que el profesor que imparte esta asignatura debe considerarse un buen profesor

En un principio, el planteamiento del pase de la encuesta era que ésta constituyera una herramienta de autoevaluación para el profesorado. Posteriormente, esta encuesta ha servido como herramienta para juzgar las posibilidades de renovación de contratos y de promoción del profesorado de la Universidad. Aunque no era esta la única herramienta disponible, recibió muchas críticas por alguna parte influyente del colectivo de profesorado, por lo que el Rectorado ha decidido limitar el uso administrativo de la encuesta.

Si bien es cierto que pueden plantearse algunas críticas razonables, derivadas fundamentalmente del procedimiento del pase de la encuesta, no es menos cierto que ésta debería ser una herramienta básica para juzgar la calidad de la docencia. En cualquier caso, no debería ser la única herramienta. Sin entrar en excesivos detalles, la calidad de la docencia impartida por el profesor universitario debería medirse a partir de cuatro actuaciones principales:

- Opinión del alumnado
- Opinión de los alumnos egresados
- Opinión de los empleadores de los alumnos egresados
- Evaluación objetiva de la producción docente

El procedimiento para llevar a cabo estas actuaciones debe estudiarse con mucho detenimiento puesto que puede ser un elemento distorsionador de la actividad docente. No debe olvidarse que, del mismo modo que la evaluación del aprendizaje condiciona el modo de enseñar del profesor y de estudiar del alumno, en la medida en que de los resultados de la evaluación del profesor se deriven consecuencias importantes para él —nada más importante que la renovación de contratos y la promoción— se condicionará la actuación docente del profesor, para bien y para mal.

6.3. Evaluación de la calidad de las universidades

6.3.1. Antecedentes

En la década de los ochenta varios sistemas universitarios occidentales, entre los que se incluye el español, experimentaron variaciones en sus respectivos marcos jurídicos caracterizadas, entre otros aspectos, por la autonomía de la universidad. Un argumento fundamental para esta transformación lo constituyó el hecho de considerar que la autonomía universitaria permite la innovación, incrementa la eficiencia y eleva la efectividad. En definitiva, la autonomía de la universidad constituye un instrumento decisivo para la consecución de objetivos de calidad y progreso de la educación superior en dichos países.

En contraprestación a este principio de autonomía universitaria, los gobiernos han exigido una rendición de cuentas por parte de las universidades, a fin de demostrar que las decisiones y las acciones de la universidad van dirigidas a la mejora de la calidad de la institución. A través de los procesos de evaluación institucional es posible satisfacer esta demanda.

Según los expertos, entre las principales razones o factores que justifican la necesidad de desarrollar procesos de evaluación universitaria se encuentran las siguientes:

- La sociedad demanda una mayor y mejor información sobre las actividades que desarrollan las universidades, a la vez que exige al sistema universitario una mayor aportación al desarrollo nacional.
- Todo usuario/cliente tiene derecho a conocer datos y especificaciones acerca de la calidad ofrecida por la institución en la que ingresa y desarrolla su formación.
- Las universidades, como todo servicio público, han de ofrecer evidencia a la sociedad de la calidad de su acción y gestión.
- La internacionalización de la producción y de la formación superior reclama niveles de calidad contrastados y contrastables.
- La expansión de los sistemas de enseñanza superior (centros y titulaciones) ha puesto de manifiesto significativas debilidades de los mismos.
- La naturaleza de las funciones y actividades de las instituciones universitarias reclama la existencia de procesos internos y externos de evaluación, como procedimiento para garantizar la pertinencia, eficacia y eficiencia de las mismas.

Un modelo de evaluación institucional ha de contribuir a garantizar la calidad de la universidad y debe ser coherente con las características del sistema universitario. El sistema universitario español persigue, por una parte, asegurar que todos los programas tengan una calidad suficiente y, por otra, incrementar la calidad del conjunto de las instituciones y programas universitarios. Todo ello a través de un proceso de evaluación que debe contribuir a garantizar los siguientes aspectos:

- La eficacia y la eficiencia de las inversiones en enseñanza superior.
- El cumplimiento de estándares internacionales de calidad en los programas de formación que permitan la movilidad y competitividad internacional.
- Satisfacer las demandas de formación de la sociedad.
- Responder a las necesidades de titulados que la sociedad demanda.

6.3.2. El Plan Nacional de Evaluación de la Calidad de las Universidades

Previamente a la implantación del Plan Nacional de Evaluación de la Calidad de las Universidades (1995-2000) se desarrollaron dos actividades. De una parte, el Programa Experimental de Evaluación de la Calidad del Sistema Universitario (1992-94), cuyo objetivo fue poner a prueba una metodología de evaluación institucional inspirada en las experiencias internacionales. De otra parte, el Proyecto Piloto Europeo (1994-95), que reunió en una misma orientación metodológica la evaluación de la enseñanza superior de diecisiete países participantes.

El Plan Nacional de Evaluación de la Calidad de las Universidades jugó el papel promotor de impulsar el desarrollo de la evaluación institucional de la calidad en las universidades españolas y elaboró una metodología común para el desarrollo de los procesos de evaluación de las titulaciones, de los departamentos y de los servicios. Esta metodología se articula en tres fases:

1. **Autoevaluación.** La autoevaluación es el mecanismo a través del cual la comunidad universitaria, mediante un proceso de reflexión participativa, describe y valora su realidad. La autoevaluación es esencial para implicar a la comunidad universitaria en la mejora de la calidad.

Los encargados de la autoevaluación son los Comités de Autoevaluación, formados por un número reducido de miembros de la unidad evaluada (titulación, departamento o servicio) y cuya composición refleje la organización interna de dicha unidad (responsables académicos, profesores, personal de administración y servicios y alumnado).

El proceso de autoevaluación comienza con la recogida y sistematización de información sobre la unidad evaluada y culmina con el Informe de Autoevaluación que debe recoger, por un lado, un análisis riguroso y objetivo de la realidad de la unidad evaluada y, por otro, una propuesta razonada y fundamentada de una serie de mejoras en las que se definan, además, la prioridad, los procedimientos para llevarlas a cabo y los niveles institucionales implicados en cada una de ellas.

Las características fundamentales que definen el Informe de Autoevaluación son:

- Debe apoyarse en evidencias.
- Debe contar con un amplio consenso de la comunidad que pertenece a la unidad evaluada.
- Debe explicitar las principales fortalezas y debilidades de la unidad evaluada en cada una de las dimensiones analizadas.
- Debe concluir con una propuesta detallada de acciones de mejora.

2. **Evaluación externa.** La segunda fase del proceso de evaluación es llevada a cabo por un equipo de expertos externos a la universidad evaluada. Este comité, nombrado por la Comisión Técnica del Plan Nacional de Evaluación, se compone de académicos del área evaluada pertenecientes a otra universidad, un profesional procedente del mundo empresarial y un experto en técnicas de evaluación que actúa de apoyo técnico.

El comité de expertos externos, después de analizar el Informe de Autoevaluación, realizará una visita a la unidad evaluada, se entrevistará con los distintos colectivos y elaborará el Informe de Evaluación Externa, en el que expresará la valoración de la organización y el desarrollo del proceso de evaluación en relación a los objetivos de la unidad evaluada, a fin de estimar su calidad y proponer acciones de mejora.

Las características fundamentales que debe reunir el Informe de Evaluación Externa son las siguientes:

- Debe apoyarse en evidencias.
- Debe reflejar la opinión del comité en su conjunto.
- Debe subrayar las fortalezas y debilidades más significativas de la unidad evaluada.
- Debe proponer acciones de mejora pertinentes.

3. **Informe Final de Evaluación de la unidad evaluada.** El Informe Final de Evaluación es un documento informativo sobre el proceso de evaluación llevado a cabo en la unidad evaluada. En este sentido es esencial aclarar que no se trata de un punto final del proceso de evaluación, antes bien al contrario, representa el punto de arranque para el proceso de mejora de la institución.

El responsable de la elaboración del Informe Final de Evaluación de la unidad evaluada es el Comité de Autoevaluación, que deberá resolver los posibles conflictos o divergencias que hubieran surgido entre el Informe previo de Autoevaluación y el Informe de Evaluación Externa. Dicho Informe deberá contener una síntesis de la valoración de las diferentes dimensiones de la unidad evaluada, una relación de los principales puntos fuertes y puntos débiles y, como elemento fundamental del documento, una identificación de las acciones a emprender que permitan la profundización en los puntos fuertes y la resolución o mejora de los puntos débiles.

Las principales características del Informe Final de Evaluación son las siguientes:

- Debe ser global, en el sentido de abarcar todas las dimensiones objeto de evaluación.
- Debe ser reflexivo y crítico.
- Debe ser integral, en la medida en que se basa en dos fuentes de información: Autoinforme e Informe de Evaluación Externa.
- Debe contar con un amplio consenso de los miembros de la comunidad de la unidad evaluada.
- Debe ser útil y comprometido, en el sentido que debe servir para tomar decisiones que han de ser ejecutadas por diferentes agentes.
- Debe ser preciso, bien estructurado y no extenso.

El Informe Final de Evaluación debe ser ampliamente difundido en la unidad evaluada y remitido a la Comisión de Calidad de la Universidad correspondiente y al Consejo de Universidades, todo ello a fin de cumplir cuatro funciones principales:

- Rendición de cuentas ante el órgano superior del desarrollo y resultados del Plan de Evaluación.
- Servir de referencia para que la Comisión de Calidad de la Universidad elabore el Informe de Calidad de la Universidad.
- Implicar a la comunidad de la unidad evaluada para que ejecute adecuadamente el conjunto de acciones de mejora propuestas en el Informe.
- Lograr que la Comisión de Calidad de la Universidad se comprometa con las mejoras propuestas, facilitando y apoyando las medidas que en cada caso se consideren necesarias.

Así mismo, debe remitirse a cada miembro del Comité de Expertos Externos para que conozcan el impacto de su informe en el Informe Final de Evaluación.

Como ya se ha apuntado, la metodología de evaluación descrita, implantada por el Plan Nacional de Evaluación de la Calidad de las Universidades, es aplicable tanto a los procesos de enseñanza como a los de investigación y a las unidades de administración y servicios universitarios (biblioteca, servicio de alumnado, etc.).

La Comisión de Calidad de la Universidad tiene entre sus funciones y responsabilidades la de elaborar un Informe de Evaluación Global de la Calidad de la Universidad. En dicho Informe se realizará una síntesis de los Informes Finales de Evaluación elaborados por las diversas unidades evaluadas y de lo que ha supuesto el proceso de evaluación para la Universidad.

El Informe Global de Calidad de la Universidad constituye un documento de referencia para dar a conocer la política de calidad que la Universidad se plantea, al tiempo que representa un elemento fundamental para profundizar en la cultura evaluativa de la calidad y dar credibilidad a los procesos de evaluación institucional.

Por otra parte, el Informe Final de la unidad evaluada y el Informe Global de la Universidad constituyen el punto de arranque para el establecimiento del pertinente **plan de seguimiento** que permita comprobar periódicamente la ejecución interna y externa del plan de mejora, controlar y evaluar las acciones de mejora implantadas, diseñar y desarrollar nuevas acciones de mejora y garantizar la continuidad del sistema de calidad implantado.

Es conveniente, así mismo, planificar una re-evaluación (**evaluación cíclica**) transcurridos unos años desde la aprobación del Informe Final.

6.6.3. El II Plan de la Calidad de las Universidades

El II Plan de la Calidad de las Universidades, establecido por el Real Decreto 408/2001 de 20 de abril de 2001, tiene una vigencia de seis años y, siguiendo la línea iniciada por el Plan Nacional de Evaluación de la Calidad de las Universidades, pretende fomentar la implantación de sistemas de calidad en la institución universitaria que aseguren la mejora continua, al tiempo que pone su énfasis en la transparencia y la información al ciudadano y, en consonancia con los países europeos, abre una vía hacia la acreditación de las titulaciones.

Los objetivos específicos del II Plan de la Calidad de las Universidades son los siguientes:

1. Continuar con la evaluación institucional y fomentar la implantación en las universidades de sistemas de calidad integral para la mejora continua.
2. Promover la participación de las Comunidades Autónomas en el desarrollo de la gestión del Plan, apoyando la creación de entidades autonómicas dedicadas a tal fin, con el objeto de propiciar una red de Agencias de la Calidad Universitaria coordinadas por el Consejo de Universidades.
3. Desarrollar metodologías homogéneas con las existentes en la Unión Europea, que permitan establecer estándares contrastados para la acreditación de la calidad alcanzada.
4. Implantar un sistema de información a las Universidades, a las Administraciones Públicas y a la sociedad, basado en la evaluación por resultados y apoyado en un catálogo de indicadores, que pueda servir de base para la toma de decisiones en el ámbito de sus respectivas competencias.
5. Establecer un sistema de acreditación de programas formativos, grados académicos e instituciones que permita garantizar la calidad de conformidad con estándares internacionales, abarcando también programas de doctorado y formación de postgrado.

CONCLUSIONES DE LAS PRIMERAS JORNADAS DE ACHE SOBRE LA ENSEÑANZA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

CONCLUSIÓN DE CARÁCTER GENERAL

Se destaca que ha sido un acierto organizar estas Primeras Jornadas sobre la Enseñanza del Hormigón Estructural, se subraya el éxito de las mismas y se expresa el deseo de que, pasado un tiempo prudencial, se organicen unas Segundas Jornadas sobre la misma materia.

Sesión Técnica número 1

- 1.1 No puede darse una regla de carácter general acerca de qué orden conviene seguir, *si explicar primero la ejecución y después el proyecto y cálculo, o al contrario*. El orden puede venir condicionado por el plan de estudios. En consecuencia, cada profesor deberá organizarse a su criterio, teniendo en cuenta que, cualquiera que sea el orden que se siga, siempre que el tema lo permita cada una de las fases deberá ligarse a la otra en las explicaciones de clase.
- 1.2 Análogamente, tampoco puede darse una regla general sobre si conviene *enseñar el hormigón armado y el pretensado de forma conjunta o separada*, cuestión que se deja a criterio de cada profesor.
- 1.3 Se estima que sería muy conveniente *intensificar el conocimiento del hormigón pretensado en las escuelas de arquitectura*.
- 1.4 *Proyecto y cálculo son dos aspectos de análoga importancia* en la enseñanza del H.E. Es deseable dar una formación equilibrada en ambas áreas, *sin olvidar los aspectos constructivos* cuyo conocimiento es igualmente necesario.
- 1.5 La seguridad de una estructura de H.E. reside en un buen cálculo y una buena disposición de las armaduras. Hay que hacer ver a los estudiantes de forma muy clara que *de nada vale calcular bien si luego se arma mal*.
- 1.6 Se recuerda que *la normas (EHE, EC-2, CM, ACI, etc) van dirigidas fundamentalmente a los profesionales y no son, por tanto, un libro de texto*. En todo caso, se aconseja su utilización como elementos de referencia.
- 1.7 Ante la disminución del número de créditos dedicados al H.E, en los nuevos planes de estudio, es un error que se pretenda dar la misma cantidad de materia en menos tiempo. Hay que abandonar lo que se estima como ideal y dedicarse a lo que es posible. *Hay que concentrarse en lo que el alumno puede aprender y no en lo que el profesor puede enseñar*.
- 1.8 Dada la diversidad de titulaciones en las que se estudia el H.E. sería conveniente *caminar hacia una homogeneización de criterios en la enseñanza de esta disciplina*.
- 1.9 Es conveniente incorporar a estos debates *el punto de vista de la formación profesional*, cosa que debe tenerse en cuenta al organizar las Segundas Jornadas.

Sesión Técnica número 2

- 2.1 Las dos formas de generación de conocimiento, *experiencia profesional e investigación*, deben convivir y ser cultivadas por quienes se dediquen a enseñar H.E.
- 2.2 *El nuevo espacio europeo de educación* requerirá hacer un esfuerzo de *compabilidad entre las titulaciones* (entre otras razones, para facilitar la movilidad) lo cual debería ser ya tenido en cuenta por las autoridades competentes.
- 2.3. *Los estudios de postgrado* deben diseñar sus programas dentro de un marco general de titulaciones, deben ser liderados por la universidad y *deben orientarse a la demanda y no a la oferta*.

- 2.4 Hay que destacar que *el doctorado no debe ser visto como un refugio para quienes no encuentran empleo*. Por otra parte, es cada día más conveniente que los estudios de doctorado se planteen utilizando fórmulas mixtas universidad-empresa y teniendo muy presentes los aspectos supranacionales.
- 2.5 *las nuevas tecnologías de la información y las comunicaciones* como herramienta docente están provocando un cambio conceptual de la enseñanza en general y *constituyen un potente impulso a la formación personal individualizada*. Merece destacarse, además, que estas técnicas permiten la sustitución de un discurso lineal por otro de carácter transversal en el que la ordenación de los diversos ítems queda a criterio del usuario.
- 2.6 No obstante lo anterior debe subrayarse que tales técnicas *por sí solas no pueden proporcionar la necesaria formación básica* en materia de H.e.

Sesión Técnica número 3

- 3.1 Conviene *hermanar la enseñanza del H.E. con la de otros materiales*, proporcionando al alumno una concepción integral con base científica y empleando una metodología similar en el tratamiento de los mismos.
- 3.2 Importa subrayar que, con independencia de la mayor o menor amplitud de los programas, es preciso *enseñar conceptos básicos* y no olvidar que *hay que enseñar bien lo que se enseñe, aunque sea poco*.
- 3.3 Debe destacarse, por un lado, *la importancia de la experimentación como fuente de conocimiento* y, por otro lado, la conveniencia de *potenciar las prácticas de laboratorio* como una de las más potentes herramientas para la enseñanza del H.E.
- 3.4 *La finalidad de la enseñanza es formar y no informar*. Es muy importante motivar a los alumnos hacia el conocimiento del H.E. con objeto de despertar su interés y moverlos a que amplíen conocimientos por su cuenta.
- 3.5 *el conocimiento del oficio tiene un papel primordial en la vida profesional pero la universidad no es el lugar adecuado para enseñarlo o fondo-* El oficio debe aprenderse fuera de la universidad y dentro de ésta deben desecharse planteamientos que se basen exclusivamente en “la enseñanza del oficio”.
- 3.6 Si bien la enseñanza del H.E. habrá de ser diferente según las distintas titulaciones, es preciso manifestar que *la formación de los alumnos no debe estar condicionada por las competencias profesionales ligadas a cada titulación*.
- 3.7 Se subraya *la importancia del control de calidad* como materia de enseñanza, referido no solamente a los materiales y la ejecución sino también y fundamentalmente al *control del proyecto*.

Sesión Técnica número 4

- 4.1 Parece necesario contar con la opinión de los alumnos en las próximas ediciones de estas jornadas. Se arguye en este sentido la dificultad de sintetizar una aportación coordinada de este colectivo. Un buen primer paso sería la contestación a la encuesta enviada a los profesores, que incluye preguntas acerca de la valoración del alumnado.
- 4.2 el amplio abanico de métodos y de herramientas didácticas puestas al alcance del docente no pueden sustituir su creatividad y habilidad para comunicar.
- 4.3 Sería muy conveniente circular los vídeos de los ensayos experimentales realizados. Es en efecto muy conveniente que se compartan medios e iniciativas (páginas web, programas informáticos, presentaciones, texto,...) para aunar esfuerzos.
- 4.4 Se llama la atención sobre la conveniencia de utilizar la justa evaluación del trabajo del alumno como elemento motivador. Al alumno se le motiva reconociéndole su trabajo, señalando sus carencias y, en definitiva, siguiendo su labor de forma individualizada y estimulante.
- 4.5 Sería útil *incorporar los métodos numéricos al catálogo de herramientas docentes* y ello en un doble sentido: como simple medio de facilitar el aprendizaje mediante la simulación de comportamientos (se cambia un parámetro de la estructura y se ven inmediatamente las consecuencias) y, en sentido más amplio, como instrumento didáctico de carácter básico.
- 4.6 *Es conveniente evaluar la eficacia de cada método/herramienta docente*. Si bien todas las metodologías presentadas (uso de los laboratorios, de métodos, de visitas a obras, etc.) son positivas, es claro que también resultan costosas (especialmente en dedicación, tanto del profesor como del alumno). Sería por ello muy interesante que se evaluase su eficacia relativa.
- 4.7 Se recuerda por último que dos condiciones necesarias para la eficacia de la enseñanza del H.E. son, por un lado, *la dedicación del profesorado*, y por otro, *un esfuerzo constante por parte del alumno*.

RESUMEN DE LA COMISIÓN 5 DE LA FIB (Structural Service Life Aspects)

En primer lugar, Steen Rostam, presidente de la Comisión, presenta la actualización de los objetivos de dicha Comisión, que son:

1. Diseño basado en el comportamiento en servicio y en base probabilista.
2. Gestión de ciclo de vida y optimización de coste a nivel de elemento (puente) o a nivel de redes (líneas de transporte, redes de carreteras...) considerando los aspectos medioambientales.
3. Inspección, evaluación y validación del comportamiento estructural.
4. Mantenimiento, reparación y refuerzo.
5. Desarrollo y validación de mecanismos de deterioro a nivel mesa y macro, partiendo del nivel microestructural y considerando el ambiente exterior.
6. Materiales para mantenimiento, reparación y refuerzo.
7. Identificación de las técnicas actuales de diseño y construcción que no son óptimas para un correcto funcionamiento en servicio.

A continuación, cada responsable de los distintos Grupos de Trabajo (Task Groups, TG) presenta el estado de los trabajos dentro de su grupo.

TG-5.1. "Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures" (Convenor: Konrad Bergmeister)

Se está ultimando un documento sobre el estado del arte relativo a la monitorización de estructuras de hormigón, tanto a corto como a largo plazo, el cual estará terminado durante el año 2002. A continuación, se preparará otro documento sobre modelización estructural y su actualización a partir de los resultados de la monitorización para uso en la evaluación de la seguridad. En la actualidad existe un puente instrumentado en el norte de Italia del cual se están obteniendo datos para ver la posibilidad de la utilización de distinto tipo de sensores para la instrumentación a largo plazo en el seguimiento de la durabilidad de estructuras de hormigón.

TG-5.2. "Service life design concepts" (Convenor: Eugen Brühwiler)

El responsable del grupo presenta las posibilidades de los estudios de permeabilidad, juntamente con el recubrimiento para el seguimiento de la vida útil residual de las estructuras. Presenta los resultados de un estudio que permite concluir que para conseguir vidas útiles del entorno de los 100 años con poco o nulo mantenimiento es necesario ir a recubrimientos mayores a los utilizados hoy en día en el caso de aceros normales. Una alternativa es mantener los recubrimientos actuales pero utilizando aceros mejorados frente a la corrosión, producto intermedio entre los aceros normales y el acero inoxidable.

TG-5.3. "Assessment, maintenance and rehabilitation" (Convenor: Steen Rostam)

Este grupo de trabajo está dividido en 2 subgrupos (Working Parties, WP):

WP-5.3.1: "Assessment and residual service life evaluation" (Convenor: Gro Markeset)

Se está preparando un documento en el cual, además de presentar las técnicas y métodos actuales de evaluación, se tratarán también temas relacionados con la determinación de la vida residual a partir de la definición de un estado límite al respecto, al tiempo que se darán una serie de recomendaciones para la correcta evaluación, mantenimiento y reparación de estructuras.

WP-5.3.2: "Maintenance and rehabilitation methods, materials and systems" (Convenor: Stuart Matthews)

Está preparando 3 documentos:

- "Métodos de mantenimiento y reparación, materiales y sistemas para estructuras de hormigón".
- Especificaciones técnicas para la reparación de estructuras de hormigón.
- Estructuras de hormigón. Guía del propietario para el mantenimiento y reparación, métodos, materiales y sistemas.

Este último, con aspectos muy claros y concretos para los responsables de la gestión de las estructuras.

TG-5.4. “Construction for service life, including specifics for prestressed concrete structures” (Convenor: Jean-Philippe Fuzier).

Este grupo se encuentra también dividido en 2 working parties:

WP-5.4.1: “Construction for service life” (Convenor: Christian Munch-Petersen)

Se deja muy claro que el término construcción se refiere a todo el proceso constructivo y no sólo al pretensado, aunque se apunta que las estructuras pretensadas pueden tener mecanismos o puntos críticos de durabilidad específicos.

WP-5.4.2: “Durability specifics for prestressed concrete structures” (Convenor: Jean-Philippe Fuzier)

Está preparando un documento sobre los aspectos específicos de durabilidad en estructuras pretensadas, con especial énfasis en el tema del postesado. Se informa también de la realización de un workshop celebrado durante el año 2001 en Ghent, del cual se han publicado los proceedings “Durabilidad de tendones postesados” en forma de Technical Report por parte de FIB.

TG-5.5. “Fundamentals for service life prediction” (Convenor: Lars-Olof Nilsson)

Informa de los resultados de un workshop celebrado en Gotheborg durante el mes de mayo sobre modelización de la entrada de cloruros dentro del hormigón e iniciación de la corrosión. Existen muchos modelos teóricos, tanto de tipo empírico como de tipo físico, que aplicados a un problema concreto muy sencillo dan predicciones con una gran variabilidad, de manera que se concluye que lo mejor es intentar ir a un modelo lo más simple posible, con posibilidad de actualización, y tratar de que sobre el mismo se llegue a un cierto consenso dentro de la FIB como modelo válido. También se concluye que de la misma manera que se han desarrollado gran cantidad de modelos para predecir el ataque por cloruros, prácticamente no se ha avanzado nada en la modelización de otros ataques de tipo químico, llegándose a la conclusión de que es el momento de empezar a desarrollarlos.

Una vez finalizada la exposición del estado de los trabajos dentro de los diferentes TG, el presidente de la Comisión informa de la creación de un nuevo TG-5.6: “Model code for Service Life Design of Concrete Structures”, cuyo Convenor será Peter Schiessl cuyo objetivo es el desarrollo de las bases teóricas para el diseño de vida útil, en la forma de un “Model Code for Service Life Design of Concrete Structures”. Dicho documento deberá estar terminado en 2 años para poder ser presentado tanto a CEN como ISO de cara a sus trabajos de estandarización. Asimismo, la actividad de este TG se englobará en un nuevo objetivo de la FIB que es el desarrollo de una nueva generación del Código Modelo para el diseño de estructuras de hormigón, que deberá estar preparado para el año 2005.

La mayoría de los documentos presentados durante la reunión y que se encuentra en fase de elaboración se espera que estén listos para su presentación y aprobación durante el primer congreso de FIB a celebrar en Osaka en Octubre próximo.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se ponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A conti-

nuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos o croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1.75mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja

de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación: el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre

NIF Calle

Ciudad Código Postal País

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas)

Teléfono Fax E-mail

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante Personal Colectivo Protector Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de

Agencia

Calle

Ciudad Código Postal

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular

NIF

Código cuenta cliente: Banco Sucursal Dígitos control

Número cuenta



MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

- COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.**—José Abascal, 20-1.º
28003 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—Santa Eugenia,
19. 17005 Gerona.
- COL·LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.**—Arcs, 1-3. 08002 Bar-
celona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Marqués de
Murrieta, 71. 26071 Logroño.
- DRACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.**—Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores,
2.ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid)
- DYWIDAG - SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Mataga-
llegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.
- FERROVIAL AGROMAN, S.A.**—Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042
Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3.
17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**—Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.
- FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.**—ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040
Madrid.
- G.O.C., S.A.**—Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Luis Montoto, 105, 4º K.
41007 Sevilla.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).**—Príncipe de Vergara 103. 28006
Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Can Pantiquet, 47 - 3.ª-1.ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- O.H.L.**—Gobelias, 35-37. 28023 Madrid.
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño
(Pontevedra).
- PREVALESA, S.L.**—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.
- SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas
(Vizcaya).
- SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.**—Manuel Tovar, 1-6.º.
28034 Madrid.
- TECPRESA, S.A.**—Avda. del Partenón, 4. 28042 Madrid.
- TIERRA ARMADA, S.A.**—Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBÉRICA, S.A.**—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públi-
camente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan,
con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene enco-
mendados.



**A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l**

Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. Tif. y fax: 91 766 07 03 ♦ N.I.F.: G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tif.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02