

HORMIGÓN y acero

n° 237

Tercer trimestre de 2005



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



Foto de portada: Torre Cube en Zapopan (México)

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.

DIRECTOR:

Luis M^a Ortega Basagoiti

VOCALES:

Juan Luis Alcalá Sánchez
José M^a Arrieta Torrealba
Miguel Ángel Astiz Suárez
Jaime Fernández Gómez
Jaime C. Gálvez Ruiz
Jesús Gómez Hermoso
David Izquierdo López
José Antonio Lombart Jaques
Francisco Morán Cabré
Santiago Pérez-Fadón Martínez
Javier Ripoll García-Mansilla
Jesús Rodríguez Santiago
Julio Vaquero García
José M^a de Villar Luengo

ASESORES:

Angel Aguado de Cea
Ángel Aparicio Bengoechea
Juan Carlos Arroyo Portero
Alex Barbat Barbat
Manuel Burón Maestro
Ramón del Cuvillo Jiménez
David Fernández Ordóñez
Enrique González Valle
Javier León González
Rafael López Palanco
Antonio Marí Bernat
Julio Martínez Calzón
Francisco Millanes Mato
Carlos Siegrist Fernández

SECRETARIO:

Jaime Peribáñez Sebastián

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:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L

HORMIGÓN y Acero

Resultado del Concurso para el diseño del cartel anunciador del III Congreso de ACEH "Puentes y estructuras de Edificación"	5-7
REALIZACIONES	
La Torre Cube en Zapopan (México)	9-22
<i>The Cube Tower in Zapopan (Mexico)</i> <i>L. Bozzo</i>	
Estructura colgada del edificio "Parc de Recerca Biomédica" en Barcelona	25-39
<i>Hanged structure of the building "Parc de Recerca Biomédica" in Barcelona</i> <i>M. Ortega, E. Bordó, J. Pascual y F. Millanes</i>	
INVESTIGACIONES	
Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas	41-60
<i>Specific concepts in the seismic design of structures</i> <i>M. A. Astiz, A. Marí y B. Perepérez</i>	
Corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado en soluciones de bicarbonato	61-73
<i>Stress corrosion cracking of prestressed steels in bicarbonate solutions</i> <i>J. Sánchez, J. Fullera, C. Andrade y C. Alonso</i>	
Modelo simplificado para carriles embebidos. Estudio técnico-experimental con polímero y corcho	75-84
<i>Simplified model for embedded rails. Technical-experimental study with corkelast</i> <i>O. Ait-Salem y C. Huerta</i>	
Método simplificado de cálculo de la respuesta última de elementos de hormigón reforzados a flexión con materiales compuestos. Propuesta y verificación experimental	85-97
<i>Simplified method for prediction bending response of RC members strengthened with FRP composites. Proposal and experimental validation</i> <i>J. Pascual y J. R. Casas</i>	
USO Y MANTENIMIENTO	
Criterios para la evaluación de estructuras de hormigón armado	99-110
<i>Criteria for strength evaluation of reinforced concrete structures</i> <i>M. J. Freire</i>	
RINCÓN DE ACEH	
Las arquitecturas del Madrid 2012	111-115

La Torre Cube en Zapopan (México)

The Cube Tower in Zapopan (Mexico)



Luis Bozzo

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, S.L.

RESUMEN

La torre CUBE es un edificio singular de 70 m de altura construido en Zapopan, México. El área total construida es de 17.000 m² para parking y oficinas. Aproximadamente 10.000 m² corresponden a parking y los restantes 7.000 m² a zonas de circulación vertical y oficinas. El promotor privado desde el principio buscó un edificio singular pero manteniendo su coste en valores admisibles. Desde el inicio se coordinó la forma estructural óptima, manteniendo el concepto estético de tres módulos de oficinas ligados entre sí por núcleos de servicios. El desafío era construir en una zona de alta intensidad sísmica un edificio con muchas irregularidades en planta y en altura. Todo el edificio se apoya sólo en tres macro-pilares o núcleos de hormigón que sirven de circulación vertical. Los grandes volados de hasta 10 m, junto con plantas libres de hasta 22 m, fueron resueltos con innovadoras vigas en celosía metálicas y el uso masivo de forjados postensados. Esta solución proporcionó plantas diáfanos y relaciones muy altas de luz/canto (L/55) para elementos simplemente apoyados. La cuantía media de acero activo fue de sólo 3,3 kg/m² (3 cables por metro) y para el acero corrugado fue de 10 kg/m².

1. INTRODUCCIÓN

La torre CUBE es un edificio de 70 m de altura construido en una zona de alta sismicidad en Zapopan, México. El área total construida es de 17000 m² para uso de parking y oficinas. El promotor privado desde el principio buscó un edificio singular pero manteniendo su coste en valores admisibles. Para ello se contrató el proyecto arquitectónico al estudio de Carmen Pinos y el proyecto estructural a nuestra oficina, ambos de Barcelona. Desde el principio se coordinó la forma estructural óptima, manteniendo el concepto estético de tres módulos de oficinas ligados entre sí por núcleos de servicios. La planta de las oficinas es, por tanto, como un trébol de tres hojas con tres núcleos de servicios entre hoja y hoja. Todo el edificio desde la planta baja hasta la cubierta está apoyado en sólo tres macro-pilares, que son precisamente los mencionados núcleos de servicio. El desafío era construir en una zona de alta intensidad sísmica un edificio con muchas irregularidades en planta y en altura, con un costo total de construcción por debajo de los 400 dólares/m² incluyendo instalaciones y acabados hasta cada oficina (es decir las instalaciones y acabados no se construyeron dentro de cada oficina para que cada cliente las disponga y distribuya según su conveniencia y necesidades).

ABSTRACT

The CUBE tower is an office building 70 m height, with a total constructed area of 17.000 m², built in Zapopan, Mexico. From the total area, approximately 10.000 m² correspond to parking areas and the remaining 7.000 m² to offices and vertical circulation areas. The private owner, from the beginning, looked for a singular building but keeping the cost on reasonable limits. From the beginning, we coordinated with the architect the optimal structural shape, maintaining the aesthetic concept of three office modules linked together by the services nucleus. The challenge was to build, in a high seismic intensity zone, a building with many irregularities in plan and in height. The whole building is supported only on three macro-columns or concrete nuclei that are also used as vertical circulation elements. The long cantilevers, up to 10 m, together with up to 22 m slab spans were solved by massive use of posttensioning and innovating steel wall beams. This solution provided diaphanous plants and very high length/thickness relations (only L/55 for simple supported elements). Average steel densities were only 3,3 kg/m² for prestressing steel and 10 kg/m² for deformed bars.

1. INTRODUCTION

Tower CUBE is a 70 m high building constructed in a zone of high seismicity in Zapopan, Mexico. The constructed total area is of 17000 m² for parking and offices use. The private promoter looked from the beginning for a singular building but maintaining its cost in permissible values. To achieve this goal, he contracted the architectural project to Carmen Pinos firm and the structural project to our office, both of Barcelona, Spain. From the beginning the optimal structural shape and materials were coordinated, maintaining the aesthetic concept of three modules of offices linked to each other by a nucleus of services. The plan of the offices is, therefore, like a trefoil with three nuclei of services between leaf and leaf. The whole building from the ground floor to the roof is supported on only three macro-columns, that are the mentioned nuclei of services. The challenge was to build in a zone of high seismic intensity a building with many irregularities in plan and height, with a total construction cost below 400 USD/m² including finishings and installations up to each office entrance (the finishings and installations were not constructed within each office so that each client arranges and distributes according to his/her convenience and necessities).

The building consists of 21 levels, four of which are parking areas (levels from -12,90 to -4,35 m) and the rest are offices (levels -1,50 to +57,05). The structure includes the totality of the lot (50x60 m) in the levels of the parking, whereas from the first level of offices, the building is conceived like three modules of offices independent but linked to each other by means of the three macro-columns or nuclei of services that contain all the vertical circulations. The architectural project contemplates a very particular disposition of the space of the three modules of offices, suppressing one or two modules in some levels. This is shown in Figures 1, 2 and 3.

The parking area has a distribution of vertical elements different from the one for the elements of upper plants for offices. Each plant of the parking is inclined less than 4% to optimize the space, avoiding zones of exclusive use for ramps. That is to say, instead of having high slope isolated ramps (where parking space is lost), all the plan is inclined a $\pm 4\%$, a sufficiently low value to park comfortably throughout the whole parking, changing the level. Its structure is formed by the surrounding wall, the nuclei curved

El edificio consta de 21 niveles, cuatro de los cuales serán utilizados como estacionamiento (niveles -12.90 a -4.35 m) y el resto será oficinas (niveles -1.50 a +57.05). En los niveles del estacionamiento la estructura incluye la totalidad del solar (50 x 60 m), mientras que desde el primer nivel de oficinas, el edificio es concebido como tres módulos de oficinas independientes pero ligadas entre sí dos a dos mediante los tres macro-pilares o núcleos de servicios que contienen todas las circulaciones verticales. El proyecto arquitectónico contempla una disposición muy particular del espacio de los tres módulos de oficinas, suprimiendo en algunos niveles un o dos módulos según se aprecia en las figuras 1, 2 y 3.

El área de estacionamiento, como es habitual dado su uso, tiene una distribución de elementos verticales distinta a la de los elementos de plantas superiores para oficinas. Cada planta de estacionamiento está inclinada menos de 4% para optimizar el espacio evitando zonas de uso exclusivo para rampa. Es decir, en lugar de disponer forjados planos y rampas aisladas de pendiente pronun-



Figura 1. Vista en planta que muestra 2 módulos de oficinas, 3 núcleos de servicios y el área central interior para iluminación natural. En el módulo inferior se aprecia, además, la dirección de las viguetas postensadas paralelas a su fachada.

Figure 1. Plan view of CUBE Tower under construction showing the three services nuclei cores, two office modules, and the open central space for natural illumination. The lower office module also shows the post-tensioning direction parallel to the facade.

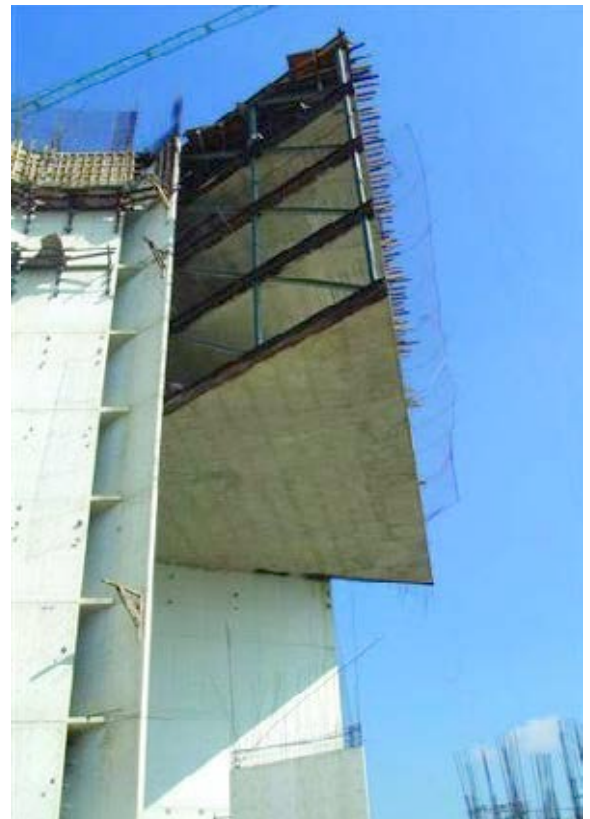


Figura 2. Vista lateral de módulo de oficinas con el voladizo principal de, aproximadamente, 8m y vista por debajo de la dirección de las viguetas postensadas.

Figure 2. Lateral view of a module of offices with the main 8 m cantilever solved using a steel truss. This view also shows the direction of the slab post-tensioning.



Figura 3. Entrada principal del edificio con luz libre en fachada de 22 m resuelto con forjados postensados de canto 40 cm (relación L/55) simplemente apoyados en las vigas celosía metálicas laterales. Las pletinas metálicas frontales están embebidas en los forjados para la posterior sujeción de la estructura de fachada.

Figure 3. Main entrance of the building with 22 m spans using 40 cm depth unidirectional postensioned slabs (L/55 ratio) simply supported in the lateral vertical trusses. The frontal metallic plates are for supporting the exterior wood facade.

walls (that are cut considerably for the cars circulation), and additional interior columns. The slabs are mainly unidirectional supported on the perimeter and for the -1,5 m level only also on special variable section elements shown in Figures 4 and 5. In this figure the variable section of the vertical element is appreciated, being reduced considerably to diminish its impact in the circulation of the cars. This minimum dimension in the base was calculated numerically matching inertia in its upper end (without the collaboration of the adjacent wall) and in the base (with the collaboration of a wall width of 45 degrees from its upper end). Since in many zones of the level -1,5 m the slab does not reach the curved nuclei wall, these special elements work like cantilevers with a constant bending moment in the vertical element. For that reason the concept was to reduce to the minimum the depth of the vertical element but maintaining a constant inertia that provides a resistant structural logic.

ciada en las que se pierde espacio de estacionamiento, toda la planta se inclina un $\pm 4\%$, valor suficientemente bajo como para poder estacionar cómodamente a lo largo del parking y cambiar

de nivel. Su estructura está formada por el muro perimétrico, las pantallas curvas, que se recortan considerablemente para la circulación de coches, y pilares adicionales. Los forjados son principal-

Figure 4 shows the ground floor and level -1 illustrating the necessity of the special vertical structural elements because in many zones the slab does not get to lean in the three macro-columns

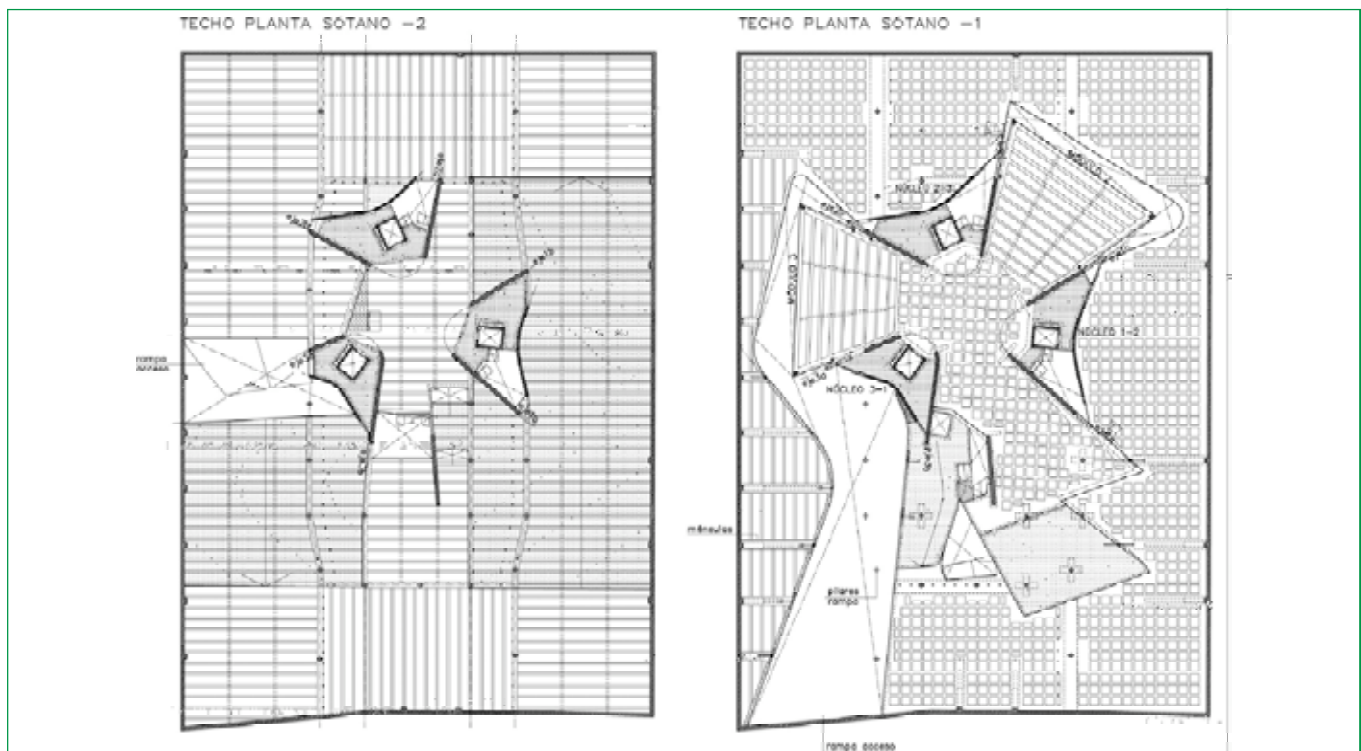


Figura 4. Plantas baja y sótano -1 mostrando la rampa de acceso y la necesidad de las ménsulas escultóricas en gran parte del perímetro por la irregularidad entre plantas.

Figure 4. Ground floors and level -1 showing access ramp and the necessity of the variable section special structural elements to a large extent of the perimeter due to the irregularity between plants.



Figura 5. Zona del estacionamiento planta sótano -1 con los apoyos de sección variable y luces libres de aproximadamente 13 m.

Figure 5. Variable section special supports for the -1,5m parking level.

or nuclei of circulation. This condition together with the necessities of free circulation and parking spaces were solved with the cantilevered elements shown in Figure 5 where a zone of circulation without intermediate columns is appreciated. One of the office modules, with temporary supports, is shown at the back of the image. Below it the cars circulate, parking throughout the smooth ramps.

In the previous figures the building singularity can be appreciated along with the disposition of the space of the office modules, referred in previous paragraphs. A mixed structure combining reinforced concrete, posttensioning concrete and laminated steel allowed to construct this very singular building with a cost below 7 million USD including finishings and installations up to each office.

2. STRUCTURAL SCHEME

The final cost of a building is the result of diverse factors, above all the adopted scheme of transmission of loads, along with its spans and materials. In general, a building will be economic if its loads transmission mechanism is clear and defined. This is so because the analysis model will be more exact and effective, resulting in an optimization of sections and members. On the other hand, the correct selection of the material and the structural shape

determine the final cost. The function and the form must go together as far as it is possible. On the other hand, perhaps these basic aspects of the project are now a little in disuse due to the massive use of computers. This has a remarkable increase in the analysis capacity but gives as a result, paradoxically, the present increase of steel and concrete ratios per m^2 in comparison with years ago.

The proposed building is evidently singular in its concept but it has well defined load transmission mechanisms. The concrete is present in a large extent of the building, but the laminated steel is located in the cantilever steel trusses, to decrease considerably its own weight in comparison to a similar concrete beam. These steel trusses beams behave, structurally, as the so called wall or great depth beams. In addition, the steel allows an almost complete pass of natural light and provides a system potentially very ductile and redundant, quite advisable for seismic zones (Bozzo and Barbat 2002). On the other hand the unidirectional slabs, with their high incidence in costs, are solved with posttensioning concrete that allows its optimization and reduction of self weight.

During some initial stages of the design process the possibility of having cantilever concrete beams was considered. This is certainly a more conven-

mente losas unidireccionales apoyadas en el perímetro y en ménsulas escultóricas (véanse las figuras 1 y 5) en la cota -1,5m. En esta figura se aprecia la sección variable del elemento vertical, reduciéndose considerablemente para minimizar su impacto en la circulación de los coches. Esta dimensión mínima en la base fue calculada numéricamente igualando la inercia en su extremo superior (sin la colaboración de la pared adyacente) y en la base (con la colaboración de un ancho de pared a 45 grados desde su extremo superior). Dado que en muchas zonas de la cota -1,5m los forjados no llegan hasta las pantallas estas ménsulas trabajan como volados con un momento de flexión constante en el elemento vertical. Por ello el concepto era reducir al mínimo la profundidad del elemento vertical pero manteniendo una inercia constante que proporcione una lógica estructural resistente.

La figura 4 muestra la planta baja y el sótano -1 ilustrando la necesidad de las ménsulas escultóricas debido a que en muchas zonas los forjados no llegan a apoyarse en los tres macro-pilares o núcleos de circulación. Este condicionante junto con las necesidades de circulación y aparcamiento libres del parking fueron resueltos con los elementos en voladizo mostrados en la fotografía de la figura 5 donde se aprecia una zona de circulación sin pilares intermedios. En el fondo de la imagen se muestra uno de los módulos de oficina apuntalado. Por debajo del mismo circularán los coches hacia el parking, aparcando los coches en batería a lo largo de la suave rampa.

En las figuras anteriores se puede apreciar la singularidad del edificio junto con la disposición del espacio de los módulos de oficina, referida en párrafos anteriores. Una estructura mixta combinando hormigón armado, hormigón postensado y acero laminado permitió construir este edificio muy singular por menos de 7 millones de USD incluyendo instalaciones y acabados hasta cada oficina.

2. ESQUEMA ESTRUCTURAL

El coste final de un edificio es el resultado de diversos factores, entre ellos el esquema de transmisión de cargas adoptado, junto con sus luces y

materiales. En general, un edificio será económico si están claros y definidos sus mecanismos de transmisión de cargas. Esto es así porque el modelo de análisis será más exacto y eficaz dando por resultado una optimización de secciones y de miembros. Por otra parte, la selección correcta del material y la forma estructural determinan el coste final. La función y la forma deben ir juntas hasta el límite de lo posible. Por otra parte estos aspectos básicos de proyecto quizá estén actualmente un poco en desuso debido al empleo masivo de ordenadores que han incrementado de forma notable la capacidad de análisis pero dando por resultado, de forma paradójica, el incremento actual de las cuantías por m² de acero y hormigón en comparación a hace unos años.

El edificio propuesto es evidentemente singular en su concepto pero presenta mecanismos bien definidos de transmisión de cargas. El hormigón está en gran parte del edificio, pero el acero laminado se ubica en las vigas en celosía en voladizo para disminuir considerablemente su peso propio en comparación a una viga similar de hormigón. Estas vigas en celosía en voladizo se comportan, estructuralmente, como las denominadas vigas pared o de gran canto de hormigón armado. Además, el acero permite un paso casi completo de luz natural y proporciona un sistema potencialmente muy dúctil e hiperestático, muy conveniente frente a acciones sísmicas (Bozzo y Barbat 2002). Por otra parte los forjados, con su alta incidencia en costos, se resuelven con hormigón postensado que permite su optimización y reducción de peso propio.

Durante algunas etapas iniciales del proceso de diseño se consideró la posibilidad de tener vigas de hormigón para los voladizos. Esto es ciertamente un alternativa más convencional pero había cuatro desventajas: (1) la conexión entre la viga en voladizo y los núcleos de 30 cm en el inicio del voladizo, particularmente bajo cargas sísmicas (2) esta sería una solución isostática pues un fallo de la sección de inicio del volado conlleva al fallo de la planta, (3) el paso natural de luz disminuye por el canto de la jácena (4) su trabajo es a flexión y no a fuerzas primarias de tracción/compresión como en la solución finalmente adoptada de las vigas en celosía. Entre estos factores finalmente dos inclinaron la decisión hacia la innovadora viga en celosía en voladizo: su redundancia o hiperestatismo (una eliminación o un fallo de un elemento diagonal no causa el fallo del sistema en su conjunto) y la limpieza de su conexión mediante muchos puntos en toda la altura del edificio (este punto se comenta posteriormente). Adicionalmente el proceso constructivo, como en muchas estructuras mixtas (Bozzo y Bozzo 2003) puede hacer uso de la estructura de acero facilitando su ejecución y disminuyendo el alquiler de encofrados en altura con ritmos de plantas armadas, hormigonadas y postensadas cada 7 días.

El edificio en su conjunto da una sensación de ligereza como se puede apreciar, por ejemplo, en la fotografía de la figura 9 donde se aprecia uno de los tres macro-pilares de apoyo de todo el edificio. Las escaleras de la entrada y el área de la recepción tienen secciones muy reduci-

tional alternative but there were four disadvantages: (1) the connection between the beam and the nuclei 30cm wall, particularly under seismic loads (2) this would be a strict equilibrium solution because a failure of, for example, the end section of the cantilever entails the failure of the whole floor-plan, (3) the natural pass of light decreases when the beam depth increases, (4) it is a solution based on bending work instead of the primary compression/tension forces induced in the finally adopted solution of the steel truss beams. Two of these factors were finally in favour of the innovating vertical steel trusses: its redundancy (an elimination or a failure of a diagonal element does not cause the failure of the system as a whole) and the clean connection by means of many points in all the height of the building (this point is commented later). Additionally the constructive process, as in many mixed or composite structures (Bozzo and Bozzo 2003) can use the steel trusses to speed up construction, eliminating false framework. The construction sequence was to build each plan every 7 days.

The building as a whole gives a lightness sensation as can be appreciated, for example, in Figure 9 where one of the three macro-columns that support the whole building is shown. The entrance stairs and the area of the reception have reduced sections without problems of vertical vibration. The

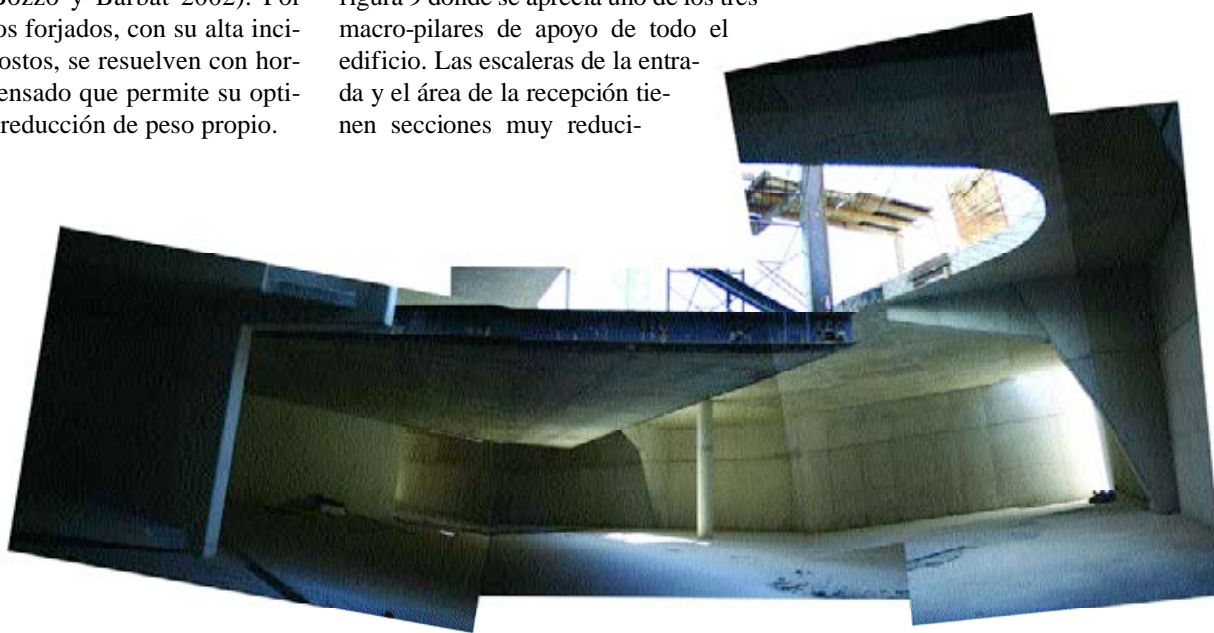


Figura 6. Módulo de oficinas en la zona del estacionamiento que muestra los anclajes para postensado en los cordones metálicos (ésta no es una solución estándar para anclajes postensados).

Figure 6. Office module in the -1,5 m parking level that shows the postensioning anchorages in metallic cords (this is not a standard solution for postensioning).



Figura 7. Teniendo el trabajador como referencia la fotografía muestra el vano de 16 m con sus 9 m de voladizo, suspendiendo el techo plano con los tirantes diagonales y cordones horizontales. El trabajador está en la planta sótano -1. Las pletinas frontales están embebidas en el forjado para el apoyo de los elementos de fachada, la cual es en madera de Finlandia.

Figure 7. With the worker as a size reference, the figure shows the 16 m span with his 9 m cantilever, suspending the flat ceiling with the steel diagonals and horizontal cords. The worker is in the plan level -1,5 m. The frontal plates are for supporting the facade elements, which are made of Finnish wood.

stairs are formed by a postensioned bidirectional slab of variable section. At the end shown on the figure the depth is only 20 cm and in the zone of greater depth, it is 40 cm. Figure 10

shows the central area between the three nuclei of vertical circulation. This central area is totally free from the ground floor (shown in the figure) up to the roof to give illumination and ventilation to the offices. Below the ground floor the central area is closed to circulate from parking towards the three nuclei of elevators to the offices.

das sin problema alguno de vibración. La escalera está formada por una losa bidireccional también postensada de canto variable hacia la barandilla de hormigón. En su extremo visible el canto es de sólo 20 cm y en la zona de mayor canto es de 40 cm. La figura 10 muestra el área central entre los tres núcleos de circulación vertical. Esta área central es totalmente libre desde la planta baja (mostrada en la figura) hasta la cubierta para dar iluminación y ventilación a las oficinas. Por debajo de la planta baja el área central es cerrada para circular desde el parking hacia los tres núcleos de ascensores a las oficinas.

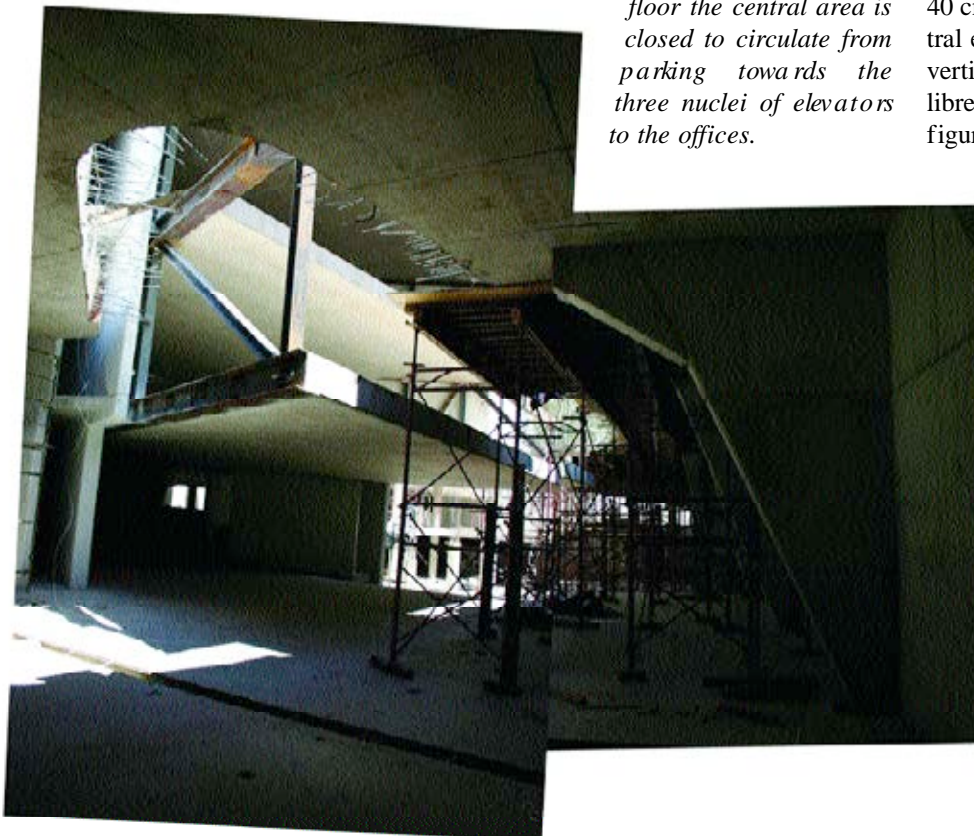


Figura 8. Vista diagonal de módulo de oficinas en el nivel -1,5 m y la planta sótano -1. En esta imagen se aprecia como el nivel de oficinas -1,5 m no conecta con la estructura de las ménsulas y, por tanto, adicionalmente no se dispone en este nivel de un diafragma rígido.

Figure 8. Diagonal view of the building showing that at the offices -1,5 m level there is no connection between the special cantilevered vertical elements and the offices. Therefore, at this level there is not a complete rigid diaphragm.

3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

El edificio está formado por los siguientes sistemas estructurales:

- Cimentación mediante tres losas de 1m de canto que corresponden a cada núcleo de servicios.

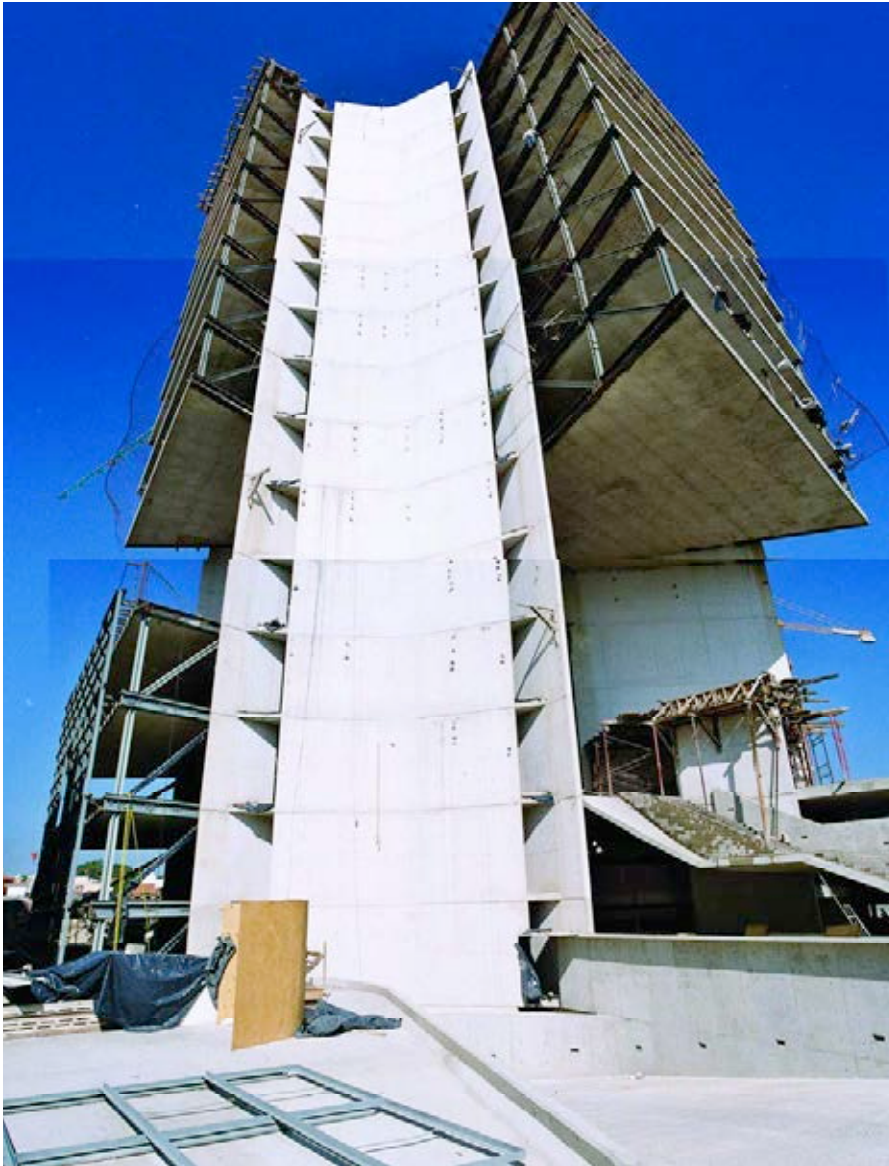


Figura 9. Módulo 1 y escalera de entrada principal al edificio.
Los macro-pilares son de hormigón blanco.

Figure 9. Module 1 and main entrance stairs of the building.
The macro-columns are of white concrete.

3. STRUCTURAL SYSTEMS

The building is formed by the following structural systems:

- Foundation formed by three 1m depth slabs corresponding to each nucleus of services.
- Curved reinforced concrete white walls with thicknesses of 30 cm and 15 cm that define each nucleus (see figures 4, 12 and 13). As mentioned above all the building from the ground floor up is supported only in these three macro-columns.
- Steel truss cantilever beams located in the complete height of the building and in each side of the offices (see Figure 18).
- Unidirectional posttensioning slabs for each offices plant with spans up to 22 m and constant depth of 40 cm. The nerves are of 20-30 cm width and they are separated each 100 cm. The central nuclei of distribution from the ground floor towards the foundation are reinforced hollow section bidirectional slabs.

The scheme of loads transmission is clear and simple: each plant-floor leans in the lateral steel trusses, that lean as well in the three curved concrete macro-columns and these transmit their load to the foundations slabs. For the average 12 m spans of the parking the self weight is only 384 kg/m², with a posttensioning steel ratio of 2,2 kg/m² (2 cables by meter) and deformed bars steel ratio of less than 8 kg/m². Figure 11 shows a typical section of these parking slabs (according to the Spanish EHE code its self-weight would be 400 kg/m²; the difference with the above mentioned value is explained by the smaller density of the reinforced concrete of American ACI code – 2400 kg/m³ – applied in Mexico). The slabs in the office modules are unidirectional while in the central zones they are bidirectional. This is because in the offices the slabs lean directly in the lateral trusses, responding its structural configuration to the geometry of its supports and corresponding structural work. In the central zones the slabs lean in the three nuclei of concrete and the bending work is bidirectional (see figure 12).

- Muros curvos de hormigón armado blancos con espesores de 30 cm y de 15 cm que definen cada núcleo (ver figuras 4, 12 y 13). Como se ha comentado todo el edificio desde la planta baja para arriba se apoya sólo en estos tres macro-pilares.
- Vigas en celosía de acero laminado en voladizo situadas en la altura completa del edificio y en cada lado de las oficinas (ver fotografía de la figura 18).
- Losas uni-direccionales postensadas para cada planta de oficinas con luces de hasta 22 m y con canto constante de solo 40 cm. Los nervios son de 20-30 cm y están separados 100 cm. Los

núcleos centrales de distribución desde la planta baja hacia los sótanos son losas armadas aligeradas bi-direccionales.

El esquema de transmisión de cargas es claro y simple: cada planta se apoya en las estructuras de acero laterales, que a su vez se apoyan en los tres macro-pilares curvos de hormigón y estos transmiten su carga a las losas de cimentación.

Para las luces medias del estacionamiento de 12 m el peso propio de los forjados es de solo 384 kg/m², con acero activo de 2,2 kg/m² (2 cables por metro) y acero pasivo de menos de 8 kg/m², tal como se observa en la figura 11 (el peso de este mismo forjado según la instrucción EHE sería de 400 kg/m²,



explicándose la diferencia por la menor densidad del hormigón armado de la normativa Americana, vigente en México, que asume un valor de 2400 kg/m³). En los módulos de oficina las losas son también unidireccionales y en los pasillos o zonas centrales son bi-direccionales. Esto se debe a que en las oficinas las losas se apoyan directamente en los volados laterales, respondiendo su tipología a la geometría de sus apoyos y trabajo estructural correspondiente. En los pasillos o zonas centrales las losas se apoyan en los tres núcleos de hormigón y de allí su trabajo bi-direccional (ver figura 12).

Esta estructuración es en gran parte la razón de la eficiencia de este complejo edificio. De hecho, esto se considera uno de los logros del edificio dadas las luces grandes y los volados junto con la belleza de sus formas que permitan luces y sombras desde muchos ángulos. El proyecto arquitectónico final de Carmen Pinos considera la cubierta del edificio usando madera de

Finlandia protegida al clima seco de Guadalajara.

Con respecto a los volados fue verificado que bajo un análisis estático y dinámico se compensan. Esto significa que en cada planta se inducen, durante acciones sísmicas, momentos de vuelco que se compensa entre los bloques. De esta manera las reacciones debajo de los núcleos de hormigón no son de tracción. Esto es una consideración importante para el diseño de la cimentación dado que es complicado y costoso anclarlas a tierra por el fuerte condicionante sísmico de la localización.

Figura 10. Vista, durante la construcción, del núcleo central de iluminación y ventilación.
Figure 10. View, during construction, of the central nucleus of illumination and ventilation.

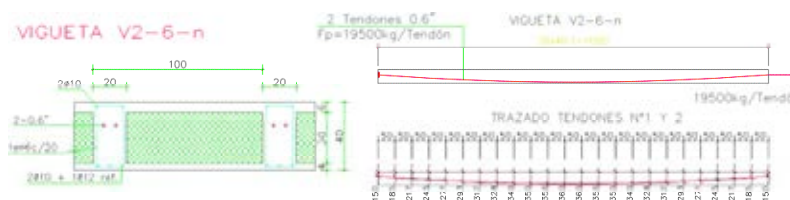


Figura 11. Sección y trazado de postensado para una vigueta tipo de 12 m de luz.
Figure 11. Section and layout of postensioning for a typical 12 m span beam.

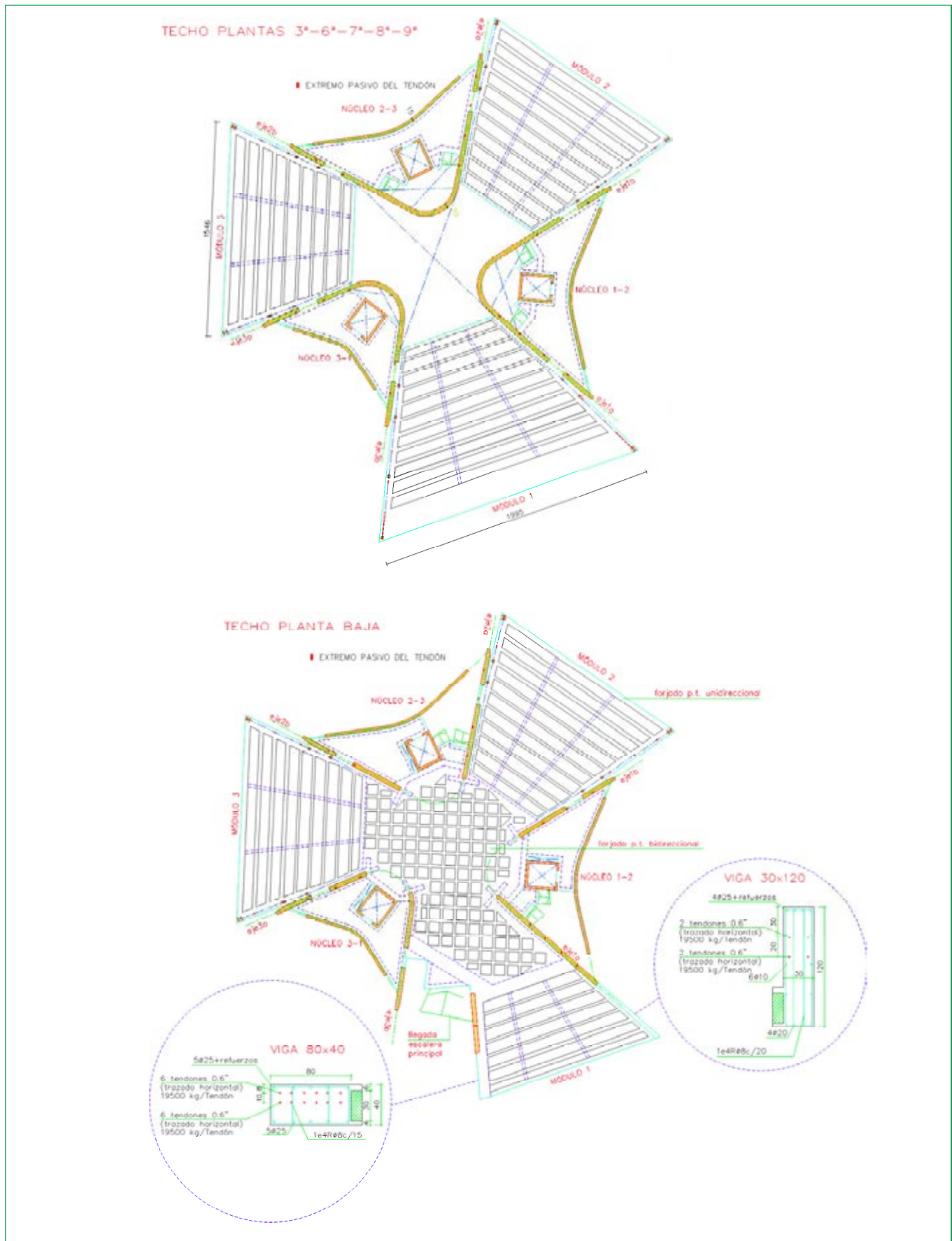


Figura 12. Planos estructurales para dos plantas tipo de la torre CUBE.
(a) Elementos postensados uni-direccionales para la planta sin el área de distribución central.
(b) Losa bi-direccional para la planta con área de distribución central.

Figure 12. Structural drawing for two plans of CUBE tower.
(a) Unidirectional postensioned elements for the plan without the area of central distribution.
(b) Bidirectional slab for the central distribution area.

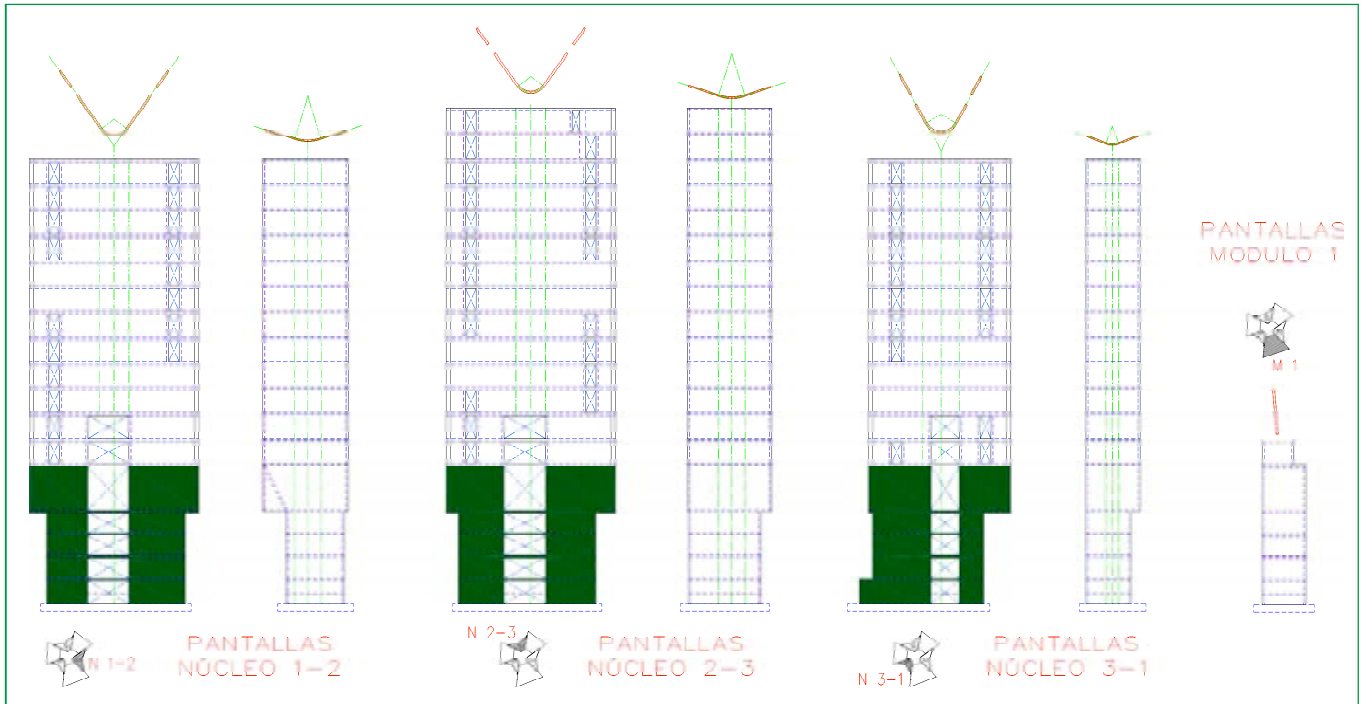


Figura 13. Planos estructurales de las pantallas curvas que definen los tres núcleos de servicios y donde se aprecian sus recortes para la circulación en el parking.

Figure 13. Structural drawings of the curved walls that define the three nuclei of services. The section reductions adopted to facilitate cars circulation in the parking area are shown.

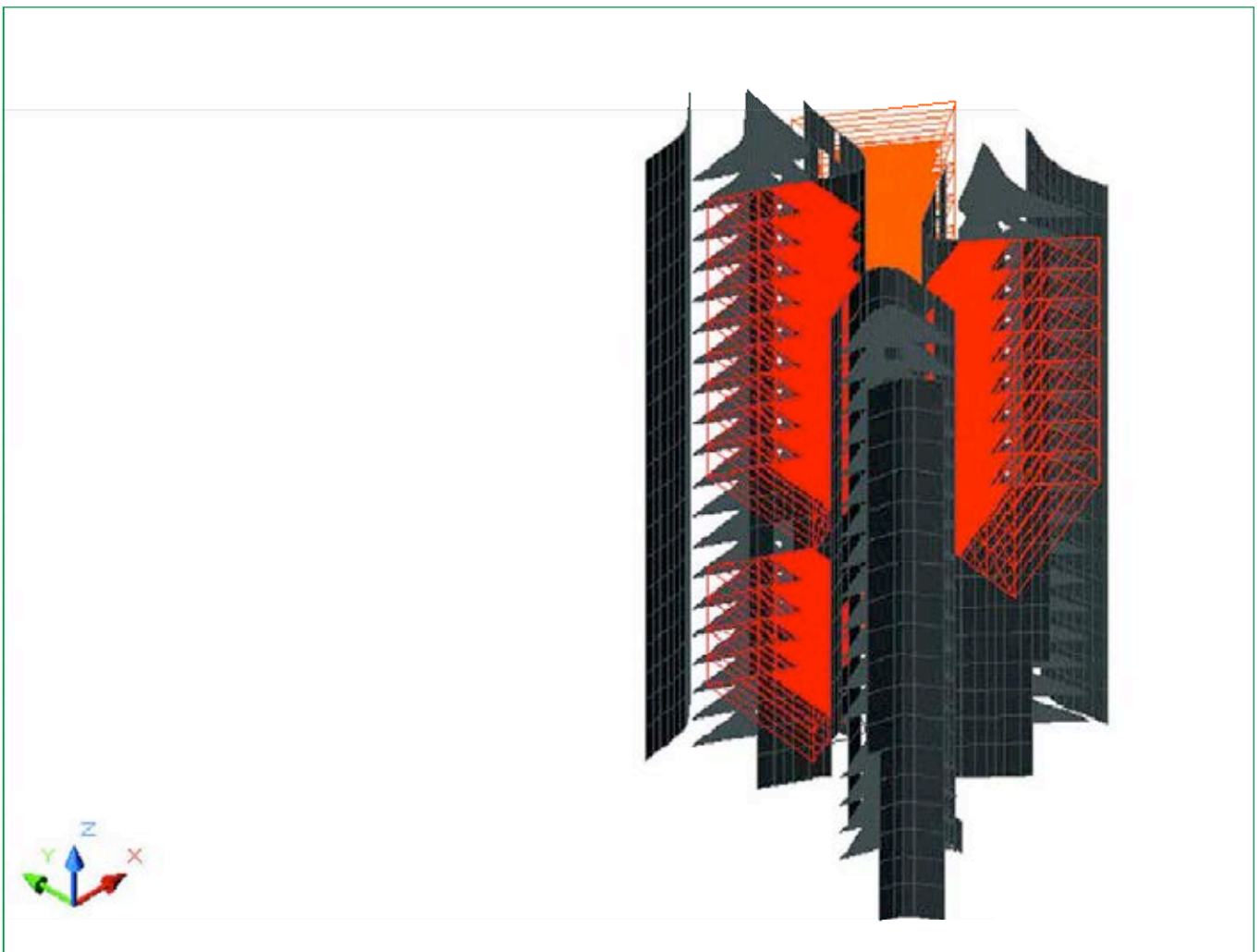


Figura 14. Modelo de análisis con elementos finitos para el cálculo estático.

Figure 14. Finite elements model for the static analysis.



Figura 15. Conexión entre los muros de hormigón y las vigas pared de acero (plantas inferiores suspendidas).

Figure 15. Connection between the concrete walls and the steel truss cantilever beams (suspended inferior plans).

Otro aspecto importante para este edificio es la conexión entre los muros de hormigón y las vigas pared de acero. Para esta conexión se dispuso de una estructura secundaria de acero interior al muro de hormigón según se muestra en las fotografías de las figuras 15 y 16. Esta estructura secundaria es en general sólo un perfil de acero dispuesto horizontalmente en cada nudo (cordones verticales y diagonal interior como se muestra en la fotografía de la figura 18), a excepción de las primeras losas de cada bloque (por ejemplo la mostrada en la figura 15) donde también se dispone de perfiles verticales. Esto es así debido a que las pantallas no continúan por debajo hacia el sótano y los perfiles

verticales son en realidad tirantes que llevan la carga para la planta superior. Los perfiles metálicos se disponen horizontalmente siguiendo la lógica estructural de tratar de transferir las cargas hacia dentro del núcleo de las paredes y evitando el volado por debajo de las mismas (el volado en la zona del sótano). La conexión en sí está resuelta por placas rectangulares con tubos circulares y pletinas radiales de refuerzo. De esta forma se dota a la conexión de resistencia por corte, torsional y a flexión. Teóricamente apenas dos conexiones serían necesarias para anclar los cordones horizontales. Sin embargo para proporcionar hiperestatismo bajo cargas sísmicas se dispuso de un ele-

The structure is to a large extent the reason of the efficiency of this complex building. In fact, this is considered one of the qualities of the building given the large spans and cantilevered lengths, along with the beauty of its forms that allows lights and shades from many angles. The final architectural project of Carmen Pinos considers the cover of the building using wood of Finland protected to the dry climate of Guadalajara.

It was verified, under a static and dynamic analysis, that the cantilevered elements induced compensating effects. This means that overturning moments are induced in each plant, during seismic actions, that are compensated between the blocks. In this way no tensile reactions underneath the concrete nuclei are obtained. This is an important consideration for the design of the foundations since it is complicated and expensive to anchor them to the earth by the strong seismic conditions of the location.

Another important aspect for this building is the connection between the concrete walls and the steel truss beams. For this connection, a secondary steel structure was added inside the concrete wall, as shown in Figures 15 and 16. This secondary structure is in general only a horizontal laminated steel shape in each joint (vertical cords and inner diagonal as it is shown in Figure 18), with the exception of the



Figura 16. Detalle tipo para la conexión con perfiles tubulares y pletinas de refuerzo.

Figure 16. Detail of the connection with tubular shapes and steel plates of reinforcement.

first slabs of each block (for example the one shown in Figure 15) where also vertical laminated shapes are used. This is solved so because the concrete walls do not continue underneath and this vertical steel shapes are in fact tensile elements hanging the lower plant loads from the upper one. The steel shapes are arranged horizontally following the structural logic of trying to transfer the loads towards the internal part of the walls nucleus.

The connection itself is solved by rectangular plates with circular tubes and radial plates of reinforcement. In this way the connection is provided with adequate resistance to shear, torsion and bending. Theoretically just two connections would be necessary to anchor the horizontal cords. Nevertheless to provide redundancy under seismic loads an additional diagonal was provided at each level (in Figure 18 the element is distinguished since it is diagonal with the opposite inclination). It is clear that for any analysis the force in this additional diagonal will be proportional to the relative deformation of its fixed ends in the concrete wall. Given the high stiffness of these walls it is clear that this deformation in a linear analysis will be low and therefore the diagonal bar force will be small too. Nevertheless in case of possible failure of the main unions (top or bottom cords) this system provides an advisable additional security given the spans and high loads during a severe seismic event.

4. VERTICAL VIBRATIONS DUE TO TRANSIT OF USERS

Another important consideration in the case of reduced depth slabs is the

sensitivity of the user to floor vertical vibrations. It is known that this limit state can even cause the closing of any structure (as for example the well-known case of the Millennium bridge in London) and it is commonly a source of claims. In this project this was an important consideration due to the significant floor spans and, in particular, due to their slenderness ($L/55$ for simply supported elements).

The model of analysis for this study was local and considered each beam as a unidirectional element. The following table provides a summary of the results for three beams of different length. The natural frequencies were calculated for three levels of load: (1) self weight (s.w.) (2) s.w plus 1 kN/m^2 of permanent load and (3) s.w + 3 kN/m^2 + $2,5 \text{ kN/m}^2$ of permanent load and live load.

This analysis indicates a minimum natural frequency of 2.6 Hz, for the very low probability load case of s.w. + $5,5 \text{ kN/m}^2$. For the case of only s.w. load this frequency increases up to 3,9 Hz. EHE Spanish standard does not indicate any specific value for the minimum natural frequency in offices buildings, although for "night clubs or concerts with fixed seats" a value of 3,4 Hz. is established. It is clear that a building for offices must have a less strict limit to the previous one and therefore a value of 3 Hz is indirectly acceptable. Therefore these thin slabs would fulfil this requirement in Spain, except for the beam of larger span where the frequency is lower than 3 Hz. However, our experience in slender slabs indicates that even the beam of smaller span could vibrate perceptibly under the passage of users. Therefore we decided to oversize the vertical steel elements (see Figure 17) necessary to support the

mento diagonal adicional (en la fotografía de la figura 18 el elemento se distingue puesto que es diagonal con la inclinación opuesta). Es claro que para cualquier análisis que se realice la fuerza en dicha diagonal adicional será proporcional al alargamiento relativo de sus extremos fijados a las pantallas de hormigón. Dada la rigidez de dichas pantallas es claro que dicho alargamiento será bajo y por tanto también lo será dicha fuerza. Sin embargo en caso de fallo eventual de las uniones principales (cordones superior e inferior) este sistema proporciona una seguridad adicional conveniente dadas las luces y cargas durante un evento sísmico severo.

4. VIBRACIONES VERTICALES POR TRÁNSITO DE USUARIOS

Otra consideración importante para cualquier forjado de poco canto es la sensibilidad del usuario a sus vibraciones. Se sabe que este estado límite puede incluso causar el cierre de cualquier estructura (como por ejemplo el conocido caso del puente del Milenio en Londres) y es común que sea una fuente de demandas. En este proyecto debido a sus luces significativas para la edificación y, en particular, debido a su esbeltez ($L/55$ para elementos simplemente apoyados) ésta era una consideración importante.

El modelo de análisis para este estudio era local y consideraba cada viga de forma unidireccional. La tabla siguiente proporciona un resumen de los resultados para tres viguetas de distinta longitud. Las frecuencias naturales se calcularon para tres niveles de carga: (1) peso propio (p.p.) (2) p.p más 1 kN/m^2 de carga permanente y (3) p.p + 3 kN/m^2 + $2,5 \text{ kN/m}^2$ de carga permanente y de carga viva.

Tabla. Frecuencias de vibración para distintas viguetas postensadas a diferentes niveles de carga

Table. Natural vibration frequencies for different postensioning beams at different load levels

Modo mode	Longitud (m) Length (m)	Frecuencias naturales (Hz) Natural Frequencies (Hz)		
		p.p	p.p. + 1 kN/m^2	p.p. + $5,5 \text{ kN/m}^2$
1	20,4	3,9	3,5	2,6
2	19,32	4,5	4,1	3,0
3	18,23	6,5	5,9	4,3



Figura 17.. Elementos verticales que proporcionan estabilidad lateral frente a viento para los paneles exteriores de madera y que reducen perceptiblemente las vibraciones.

Figure 17. Vertical elements that provide lateral stability against wind for the outer wood panels and that reduce the vibrations significantly.

Este análisis indica una frecuencia natural mínima de 2,6 Hz, para el caso de muy baja probabilidad, de cargas p.p. + 5,5 kN/m². Para el caso de carga debido sólo al p.p. esta frecuencia aumenta hasta 3,9 Hz. La normativa EHE no indica ningún valor específico para la frecuencia natural mínima en edificios de oficinas aunque para “salas de fiestas o conciertos con asientos fijos” se establece un valor de >3,4 Hz. Es claro que un edificio para oficinas debería tener un límite menos estricto al anterior por lo que un valor de 3Hz es indirectamente aceptable. Por lo tanto estas losas delgadas cumplirían este requisito en España, excepto para la vigueta de mayor luz donde la frecuencia es inferior a 3 Hz. Sin embargo, nuestra experiencia en losas esbeltas indica que incluso las viguetas de menor luz podían vibrar de forma perceptible por el paso de usuarios. Por lo tanto decidimos proyectar elementos verticales de acero (ver fotografía de la figura 17) necesarios para apoyar la fachada de madera e incrementar ligeramente su sección. Estos elementos son tubulares de 100 mm de diámetro cada 2,5 m, aproximadamente, y son necesarios para la estabilidad del viento de los paneles de madera de la fachada.

Durante la construcción y antes de colocar la fachada el caminar de operarios originaba vibraciones verticales que eran claramente sentidas. Después de colocar los tubos verticales de 100 mm de diámetro para la fachada las vibra-

ciones se detuvieron de forma drástica y no eran sentidas incluso bajo nuestra atenta observación. Esto nos indica: (1) la frecuencia natural mínima de la normativa EHE debería aumentarse, para el caso específico de oficinas, por lo menos hasta 4Hz para las cargas de servicio y (2) las vibraciones son afectadas drásticamente por la configuración estructural (condiciones de apoyo) y pueden reducirse a veces muy fácilmente por una modificación simple, tal como la solución adoptada de aumentar ligeramente la sección de los elementos verticales tubulares de fachada.

Finalmente la fotografía de la figura 18 muestra una visión del exterior desde un módulo de oficinas. Antes incluso de colocar la fachada está clara la belleza de las oficinas con los espacios diáfanos y abiertos con abundante luz natural exterior. La conexión acero-hormigón limpia permite detalles simples para las fachadas de madera y carpintería de vidrio, proporcionando una estructura segura frente a la acción de sismos severos. El trabajo cooperativo entre los arquitectos y los ingenieros permite alcanzar una mejor calidad final, logrando una estética singular con una simbiosis de función/forma y materiales. Finalmente indicar que este edificio ganó recientemente el premio A rçatmon 2005 en la categoría de edificio no residencial otorgado por el Colegio de A rquitectos de Cataluña a la mejor obra de arquitectos Catalanes en el extranjero.

wood façade, increasing its section slightly. These are tubular elements of 100mm diameter, spaced every 2,5m approximately, and are necessary for the stability under wind of the wood panels of the facade.

During the construction and before placing the façade, walking of workers originated vertical vibrations that were clearly felt. After placing the vertical tubes of 100mm diameter for the facade the vibrations stopped and they were not felt even under our close careful observation. This indicates to us: (1) the minimum natural frequency of EHE standard should be increased, for the specific case of offices, at least until 4Hz for the full service loads level and (2) the vibrations are affected drastically by the structural configuration (support conditions) and can be reduced sometimes very easily by a simple modification, as the adopted solution of slightly increasing the section of the tubular façade vertical elements.

Finally, Figure 18 shows an outwardly vision taken from a module of offices. Even before placing the façade, the beauty of the offices with the diaphanous and open spaces with plenty of outer natural light is clear. The clean steel-concrete connection allows the use of simple detailing for the wood facades and glass carpentry, providing



Figura 18. Visión exterior desde dentro de un módulo de oficinas.
Figure 18. Outwardly vision taken from within a module of offices.

a safe structure against the action of severe earthquakes. The cooperative work between the architects and the engineers allows to reach a better final quality building, obtaining a singular aesthetic with a symbiosis of function/form and materials. This building obtained the prize Arqcatmon 2005 in the category of nonresidential building granted by the School of Architects from Catalonia to the best work of Catalan architects abroad.

5. REFERENCES

Bozzo, Luis, Barbat Alex; *Diseño sísmorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*; Reverte Editorial; Barcelona; 2002 (Re-impresión).

Bozzo, Miguel; Bozzo, Luis; *Losas reticulares mixtas. Proyecto, análisis y dimensionamiento*; Reverte Editorial; Barcelona; 2003 (First edition).

5. REFERENCIAS

Bozzo, Luis, Barbat Alex; *Diseño sísmorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*; Editorial Reverte; Barcelona; 2002 (Re-impresión).

Bozzo, Miguel; Bozzo, Luis; *Losas reticulares mixtas. Proyecto, análisis y dimensionamiento*; Editorial Reverte; Barcelona; 2003 (Primera edición).

FICHA TÉCNICA

Nombre de la obra (Name):	Torre Cube en Zapopan, México
Propiedad (Owner):	Grupo Cube
Ingeniero de Caminos, director de la obra (Structural Engineer):	Luis Bozzo, Msc., PhD.
Empresa constructora (Construction Company):	Anteus
Ingenieros de caminos, Autores del Proyecto estructural (Structural engineers)	Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L. (Barcelona)
Arquitectos, Autores del Proyecto arquitectónico (Architects):	Estudio Carmé Pinos (Barcelona)
Presupuesto Obra Completa (Total building budget):	7.000.000 usd
Principales características del edificio (Main characteristics of the building):	
Altura (Height):.....	70 m
Área total construida (Total constructed area):.....	17.000 m ²
Área construida para parking (Parking constructed area)	10.000 m ²
Área construida de oficinas (Office constructed area)	7.000 m ²
Tipología (Structural system):	mixta y postensada con vigas en celosía en voladizo en altura (composite, postensioned with a truss cantilever beam in height)
Luces máximas (Maximum span):.....	22 m
Luces medias (Medium span):.....	14 m
Esbeltez máxima de los forjados (Maximum slenderness):.....	L/55 para elementos simplemente apoyados (L/55 for simply supported elements)
Forjados (slabs):	
Cuantías medias acero activo (Prestressing steel ratio):.....	3,3 kg/m ²
Cuantías medias acero pasivo (Deformed bars steel ratio):.....	10 kg/m ²
Volumen medio de hormigón (Concrete ratio):	0,16 m ³ /m ²
Sistema de postensado (Postensioning system):	General Technologies, Inc. (GTI)

Estructura colgada del edificio “Parc de Recerca Biomèdica” en Barcelona

Hanged structure of the building “Parc de Recerca Biomèdica” in Barcelona



Miguel Ortega Cornejo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid



Enrique Bordó Bujalance

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid



Javier Pascual Santos

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid



Francisco Millanes Mato

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

RESUMEN

En el presente artículo se describen las singularidades de la estructura colgada del edificio “Parc de Recerca Biomèdica” de Barcelona.

El edificio sobre rasante se compone de 9 plantas con forma elíptica concéntrica, que van reduciéndose con la altura creando así un tronco de cono con sección elíptica, que se ve cortado por la cubierta inclinada en dirección al mar.

El edificio está colgado exteriormente de 69 tirantes metálicos que se articulan planta a planta y de una serie de alineaciones verticales de tirantes interiores. El cuelgue exterior inclinado del edificio obligó a plantear un proceso constructivo con forjados apeados durante las fases de ejecución, hasta completar la estructura superior resistente y poder proceder a realizar el desapeo y cuelgue de los forjados.

Para el enganche de los tirantes exteriores a los forjados se han empleado unos “tetones de cuelgue” metálicos, adosados inferiormente a la losa y pretensados mediante Tornillos de Alta Resistencia. El control del par torsor aplicado a los tornillos se ha garantizado mediante el empleo de Arandelas Indicadoras de Tensión.

SUMMARY

This article describes the singularities of the hanged structure of the building “ Parc de Recerca Biomèdica” in Barcelona.

Over the ground level, the building is made up of 9 elliptic concentric slabs, which are reduced with the height, creating a truncated cone cut by the inclined roof in the sea direction.

The outside of the building is hanged by 69 steel ties, hinged in each slab, while the inside is supported by some lines of vertical ties. The inclined outside hanging of the building forced to propose a constructive process with temporary supported slabs during the execution period, until the superior resistant structure was finished, so as to proceed with the hang of the slabs.

For the joint of the outside ties with the slabs it has been used a metallic “hanging cantilevers”, placed below the slabs, which are prestressed with High Strength Bolts. The Torque Control Method applied to the bolts has been guaranteed with the Direct Tension Indicator Method..

1. INTRODUCCIÓN

El edificio “Parc de Recerca Biomèdica” se encuentra situado en la ciudad de Barcelona, frente al paseo marítimo, junto al Hospital del Mar, cercano a las torres de Mapfre y del Hotel Arts, entre el barrio de la Barceloneta y el nuevo barrio de la Villa Olímpica (Fig. 1).

Se trata de un edificio singular con forma elíptica abierto al mar, diseñado por los arquitectos Manel Brullet, y Albert



Figura 1. Situación del "Parc de Recerca Biomèdica", en el paseo marítimo de Barcelona.

Pineda, para alojar uno de los mayores complejos de investigación científica de España.

El proyecto ha sido financiado por el Ayuntamiento de Barcelona, el Consorci de la Zona Franca de Barcelona, la Universidad Pompeu Fabra, y la Generalitat de Cataluña.

La construcción del edificio fue adjudicada a la UTE Parc Biomèdica, formada por las empresas DRAGADOS y COMSA, el proyecto básico de la estructura fue calculado por el arquitecto Manuel Arguijo, y el proyecto constructivo de la estructura colgada del edificio sobre la planta baja ha sido realizado por IDEAM tras el encargo de la UTE para modificar el proyecto original.

Durante la fase de ejecución de las obras, IDEAM colaboró con Antonio Tabera de la Dirección Técnica de Edificación de Dragados, para la asistencia técnica a la UTE durante las fases más singulares del proceso constructivo del edificio.

2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.1. Definición geométrica

El edificio tiene una superficie aproximada de 52.000 m², de los cuales 38.500 son de estructura colgada sobre rasante.

Los tres niveles de sótanos bajo rasante, con una superficie construida de 13.500 m², están destinados a aparcamientos, así como a albergar bajo el Sector III un polideportivo de 1.750 m². Los forjados de los tres sótanos son losas macizas de hormigón armado de 30 cm de espesor y se encuentran cerrados por un perímetro de pantallas arriostradas por los propios forjados.

La parte del edificio sobre rasante es la que presenta una geometría y tipología estructural singular.

Las 9 plantas sobre el nivel de calle son plantas elípticas concéntricas, que partiendo de unas dimensiones del eje mayor de 115,10 m y del eje menor de 71,42 m (Fig. 2), se van reduciendo planta a planta, 1,10 m en el eje mayor, y 0,68 m en el eje menor (Fig. 3). Las generatrices que unen los extremos de los ejes mayores y menores, definen un cono con sección elíptica.

El edificio sobre rasante es simétrico respecto del eje mayor de las elipses, eje que apunta en dirección al mar, mientras que en la otra dirección principal es asimétrico por el corte inclinado de la cubierta, con una pendiente hacia el mar del 18,51%. Esta pendiente hace que las elipses de las plantas 1 a 4 sean completas, de tal forma que a partir de la planta 5 van disminuyendo por el corte con el plano de cubierta (Fig. 4) hasta dejar la planta 9 reducida a una pequeña zona del Sector I (sector más alejado del mar).

Todos los forjados sobre la planta baja presentan un gran hueco rectangular central, con el lado largo paralelo al eje mayor de las elipses. Este hueco divide los Sectores II, y III, en dos lados iguales (Norte y Sur) y materializa en el Sector I una gran fachada interior a modo de balcón frente al mar.

2.2. Forjados

Los 9 forjados colgados son losas macizas de 28 cm de espesor en hormigón armado HA-30, con una altura entre plantas de 4 m. Cada planta se divide en tres sectores separados por dos juntas de dilatación paralelas al eje menor de las elipses. Para evitar la colocación de doble línea de pilares y

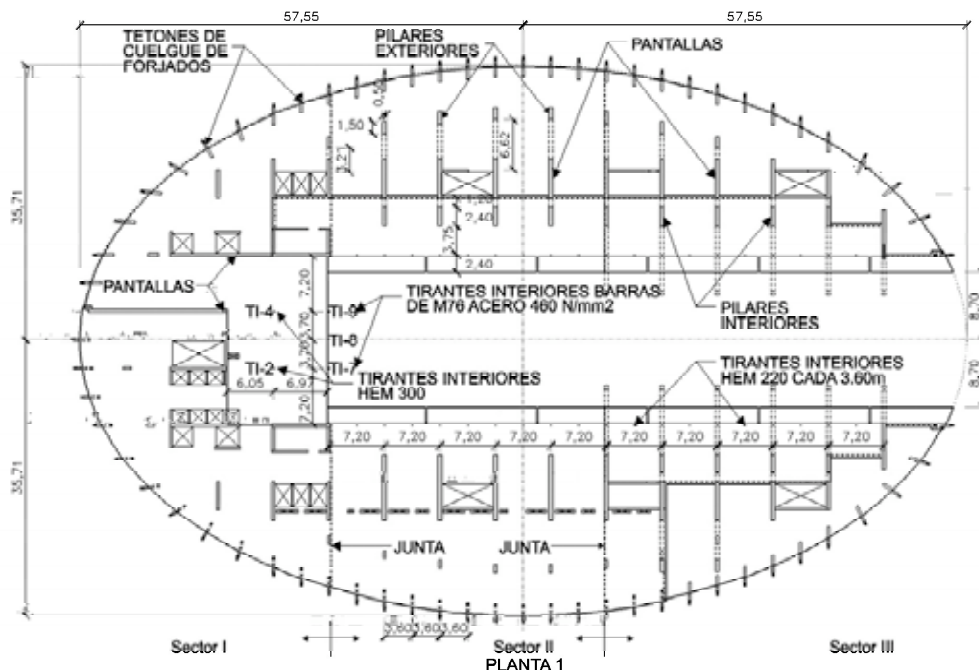


Figura 2. Planta 1. Forjado elíptico de semieje mayor 57,55 m y 35,71 m de semieje menor.

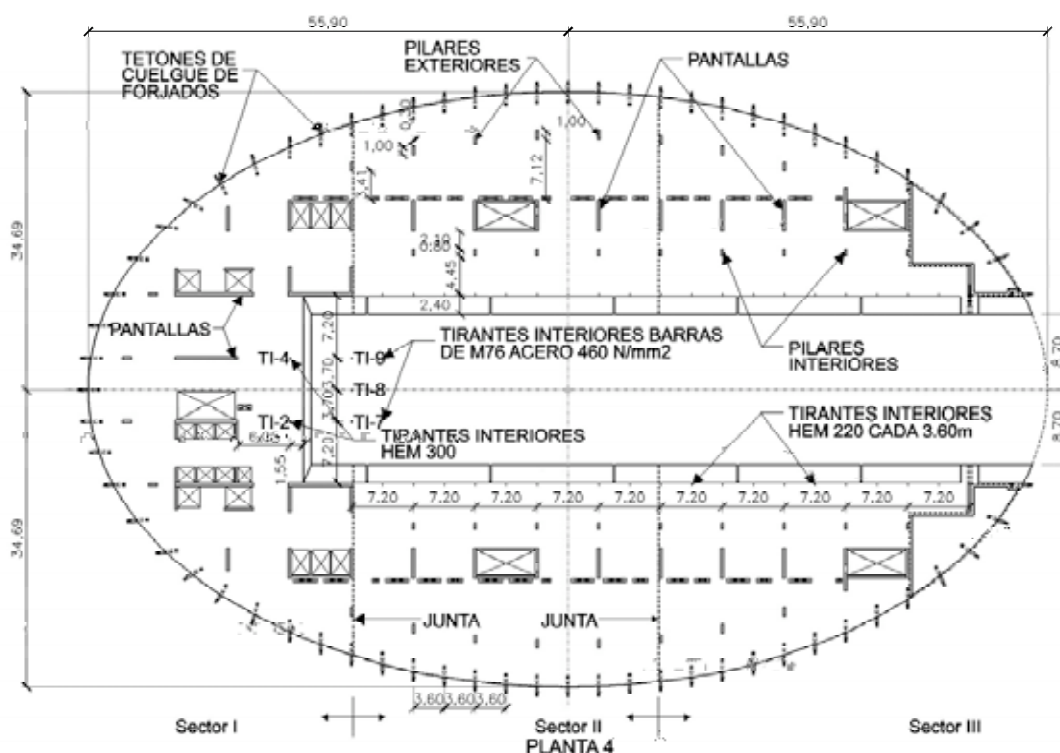


Figura 3. Planta 4. Forjado elíptico de semieje mayor 55,90 m y 34,69 m de semieje menor.

pantallas, los vanos extremos de los forjados del Sector II (central), se apoyan en los Sectores I y III mediante el empleo de pasadores conectadores.

2.3. Elementos de soporte. Pantallas, pilares y tirantes

Los forjados de los Sectores II y III tienen una forma de trabajo claramente definida por las alineaciones de pórticos paralelas al eje menor de las elipses. Las plantas se sustentan

por unas pantallas centrales de 3,60 m de longitud y 0,40 m de espesor, por una línea de pilares interiores y por una alineación de pilares exteriores que siguen la forma elíptica del borde de los forjados. (Fig. 5 y 6).

Los pilares interiores son de sección variable reduciéndose en altura desde 1,00 x 0,25 m a 0,80 x 0,25 m, mientras que los exteriores se reducen con la altura desde 1,00 x 0,35 m hasta 0,80 x 0,25 m. El hormigón empleado en las pantallas y pilares es HA-40.

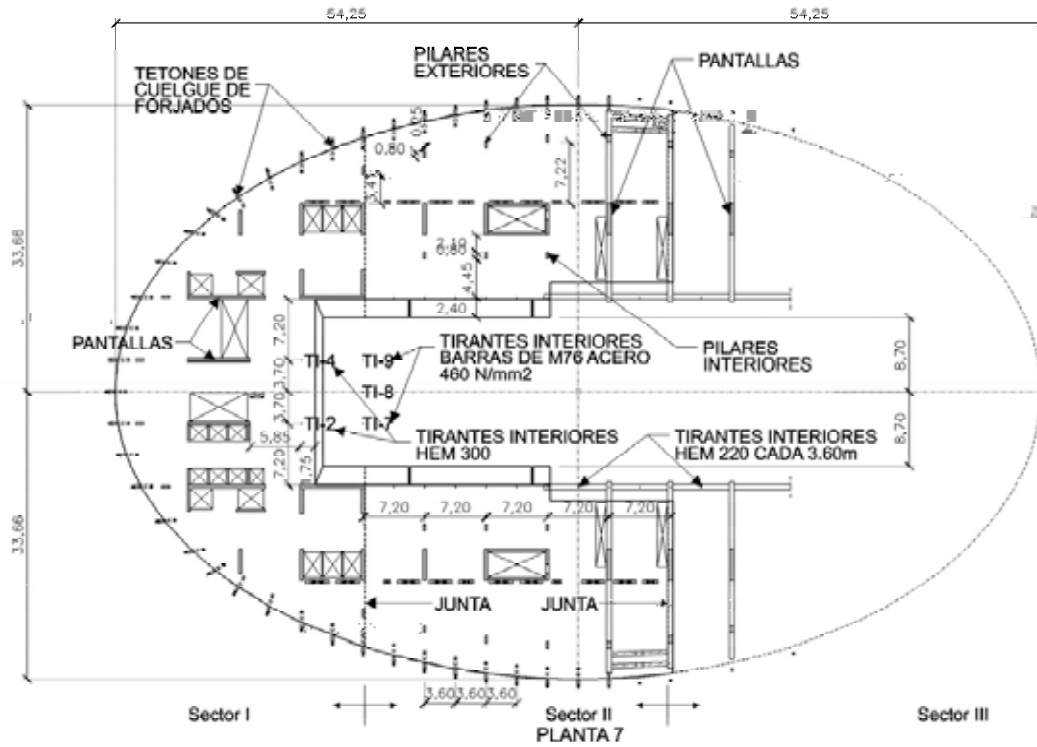


Figura 4. Planta 7. Forjado elíptico de semieje mayor 54,25 m y 33,66 m de semieje menor.

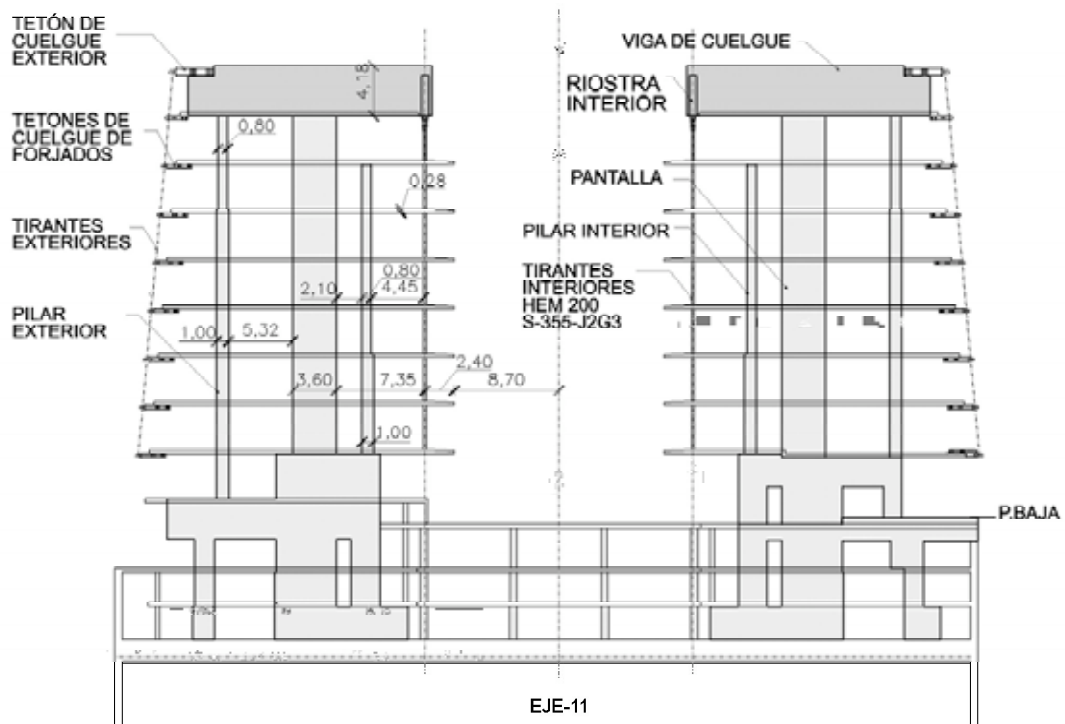


Figura 5. Pórtico Tipo del Sector II.

Cada sector lleva un núcleo de pantallas cerrado de forma rectangular de 7,20 x 3,60 m con espesores de 0,40 m que lo estabiliza frente a las acciones transversales de viento, y sirven como núcleo de escaleras.

Los pórticos formados por las pantallas, y pilares definen una luz transversal para los forjados de 7,20 m. Entre las pantallas centrales y el pilar interior hay un espacio libre de 2,10 m, y

entre pantallas y pilares exteriores la luz es variable hasta un máximo de 7,60 m por la forma elíptica de los forjados.

El resto del forjado interior de cada planta, desde el pilar interior hasta el voladizo 4,75 m +2,10 m, se sustenta mediante el cuelgue interior. Los tirantes interiores son perfiles metálicos HEM 200 dispuestos cada 3,60 m partiendo en dos la luz transversal entre los pórticos de pilares y pantallas.

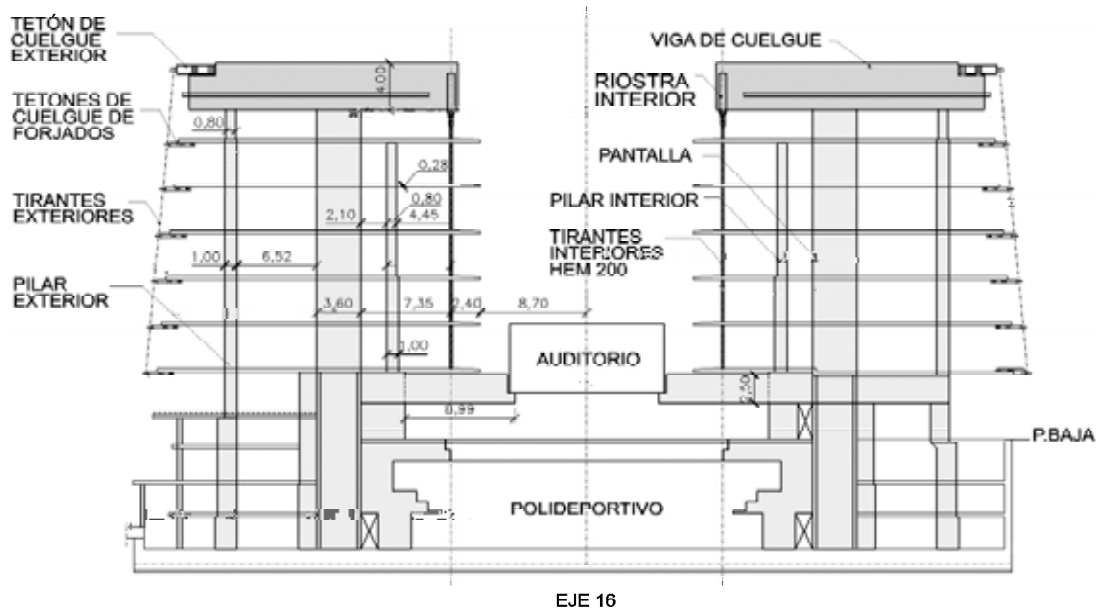


Figura 6. Pórtico Tipo del Sector III.

Del mismo modo, los forjados desde los pilares exteriores hacia el voladizo exterior, se sustentan mediante el cuelgue exterior del edificio. Este último, se resuelve mediante el empleo de tirantes inclinados metálicos de acero de 460 N/mm² de límite elástico con sección variable por plantas entre 56 mm y 76 mm.

Estos tirantes exteriores se disponen cada 3,60 m, al igual que los tirantes interiores, enfrentando un tirante a cada pórtico de pantallas y pilares y situando otro entre ellos. Los tirantes exteriores se articulan planta a planta uniéndose a los forjados mediante el empleo de unos "tetones de cuelgue exterior de forjados".

Los tirantes interiores y exteriores de cuelgue de forjados se enganchan en la estructura superior resistente. Dicha estructura se compone de las vigas principales de cuelgue, las riostras interiores, y una doble riostra exterior.

Las vigas principales son de hormigón pretensado HP-40, de 4,00 m de canto y 0,60 m de ancho. Se empotran en las pantallas centrales y en los pilares exteriores cada 7,20 m, y recogen directamente la mitad de los tirantes interiores y exteriores.

Los tirantes interiores situados entre ejes de pantallas y vigas (cada 3,60 m), se enganchan a la estructura superior mediante la unión a la riostra interior. Esta gran viga es de hormigón armado HA-30 de canto variable, y une todas las vigas de cuelgue de los Sectores II, y III.

Del mismo modo, los tirantes exteriores dispuestos entre ejes de pantallas y vigas de cuelgue, se enganchan mediante los "tetones superiores de cuelgue" metálicos a la doble riostra exterior. Estas riostras son también de hormigón armado HA-30 y recorren todo el perímetro del edificio, uniendo las vigas del mismo modo que la riostra interior.

Los forjados del Sector I se sustentan en una serie de alineaciones de pantallas en las dos direcciones principales del edificio, en la alineación de pilares exteriores, y en los cuelgues exterior e interior. (Figs. 2, 3 y 4)

El interior de los forjados del Sector I tiene una longitud en la dirección del eje mayor de la elipse de 13,25 m en las plantas 1, 3, 5, y 8, y de 8,25 m en las plantas 2, 4, 6, y 7. En la dirección del eje menor todas ellas tienen una luz de 21,40 m.

Estas grandes zonas con forjados de hormigón de 28 cm de espesor se sustentan mediante dos grandes tirantes centrales HEM 300 en acero S-355, que parten los 21,40 m de luz transversal en tres vanos de 7,20 m y distan 6,05 m de las pantallas centrales (Figs. 2, 3, 4, 7 y 8). Las plantas 1, 3, 5, y 8 con voladizos mayores, se sustentan también en el extremo mediante 3 alineaciones de tirantes verticales metálicos de acero de 460 N/mm² de límite elástico, y 76 mm de diámetro (Figs. 7 y 8).

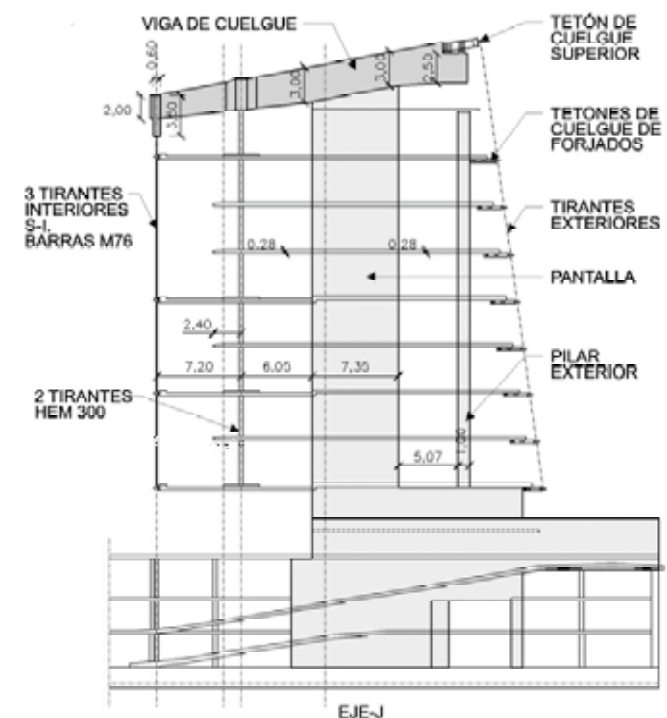


Figura 7. Pórtico Tipo del Sector I paralelo al eje mayor de las elipses.

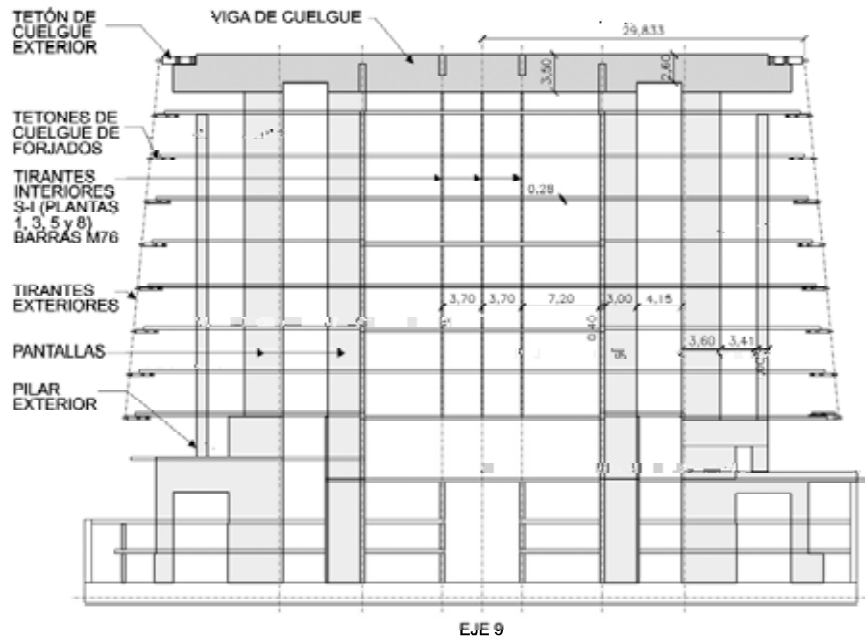


Figura 8. Pórtico Central del Sector I paralelo al eje menor de las elipses.

Ambas familias de tirantes se enganchan a las vigas de cuelgue soportando una superficie interior total en los forjados mayores de 284 m² y de 180 m² en los menores, con la ausencia de pilares en los 284 m² de la planta baja.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de los sótanos bajo rasante se realiza de una forma convencional. En primer lugar se ejecutan las pantallas perimetrales, y a medida que se van excavando los sótanos, se realizan los anclajes provisionales al terreno en niveles intermedios.

Una vez que se han excavado los sótanos, se ejecuta la cimentación del edificio. Bajo las principales pantallas del edificio se ejecutan unas pantallas de cimentación, de 6 ó 9 m de profundidad, a modo de pilotes, para posteriormente realizar una losa de cimentación de 1,80 m de canto.

Concluida la losa de cimentación, los 3 sótanos se ejecutan de forma convencional cimbrando una planta sobre otra hasta llegar a la planta baja.

Los forjados sobre la planta baja se apoyan en las pantallas centrales, los pilares interiores y exteriores, y se sustentan en los tirantes interiores y exteriores. Para poder realizar una construcción planta a planta segura y eficaz en cuanto a plazos, se decidió aprovechar la alineación vertical de los tirantes interiores, haciéndolos trabajar a compresión durante las fases constructivas apeándolos bajo la planta 1. Los perfiles empleados como apeos son HEB 300 (Fig. 9).

Con una geometría exterior del edificio elíptica reduciendo los voladizos planta a planta, no es posible emplear los tirantes definitivos inclinados como elementos trabajando a compresión, por lo que se hace necesario realizar el apeo exterior de los forjados mediante 69 apeos por planta, enfrentados a los futuros tirantes exteriores (Fig. 10).



Figura 9. Apeos HEB 300 cada 3,60 m bajo los tirantes interiores.



Figura 10. Forjados apeados exteriormente cada 3,60 m durante las fases constructivas.

Al disponer los apeos exteriores en alineaciones verticales, los voladizos exteriores de los forjados durante las fases constructivas son variables en cada planta, debido a la geometría

de forjados elípticos concéntricos reduciéndose en altura. El máximo voladizo resultante es de 3,50 m en la planta 1.

Los apeos exteriores empleados son perfiles HEB 200 desde la Planta 1 hacia arriba, y HEB 300 hacia abajo. La carga máxima que debe resistir cada apeo exterior durante las fases de montaje es de 1400 kN en Estado Límite Último (E.L.U.).

El dimensionamiento de estos apeos está muy condicionado por cuestiones de rigidez axial, ya que frente a alineaciones de

pantallas muy rígidas, y de pilares también rígidos, los apeos exteriores no pueden ser excesivamente flexibles. De esta manera se minimizan las deformaciones diferenciales entre unos apoyos y otros dentro del mismo forjado.

Al ir apoyando cada planta sobre los elementos de hormigón definitivos, pantallas y pilares, sobre los tirantes interiores, apeados hasta la cimentación, y sobre los apeos exteriores, se puede cimbrar una planta sobre la anterior, y progresar en la ejecución de los forjados siguiendo los procedimientos constructivos convencionales de edificios (Fig.11).



Ejecución de forjados apeados (Septiembre 2003).



Ejecución de estructura superior de cuelgue (Enero 2004).



Colocación tetones superiores de cuelgue y enganche de tirantes a estructura de cuelgue (Abril 2004).



Desapeo y cuelgue del edificio (Septiembre 2004)



Ejecución de fachada exterior (Diciembre 2004).



Fachada exterior concluida (Marzo 2005).

Figura 11. Secuencia del proceso constructivo.

Siguiendo el proceso, una vez concluidos todos los forjados se ejecuta la estructura superior de cuelgue, cimbrando las vigas de cuelgue y las riostras interiores y exteriores sobre el último forjado. Debido al elevado peso de estas vigas es necesario reapuntalar el nivel inferior para repartir el peso entre dos plantas.

Concluida la estructura superior de cuelgue, se procede a realizar el enganche de los tirantes interiores a las vigas de cuelgue y a las riostras interiores. Concluida esta operación se realiza el desapeo de los tirantes interiores, cortando los apeos bajo planta 1. Al realizar este proceso, los tirantes interiores entran en tracción elevando la carga hasta la estructura superior de cuelgue, invirtiendo el signo de los esfuerzos, hasta ese momento de compresión.

El cuelgue y desapeo exterior del edificio se realiza planta a planta, enganchando los tirantes exteriores desde la estructura superior de cuelgue hasta el forjado superior. Una vez colocados todos los tirantes, se procede a realizar la retirada de los apeos exteriores que soportaban dicha planta, dejando colgado el forjado de los tirantes exteriores.

Colgada una planta se colocan los tirantes hasta la planta inferior, para posteriormente realizar el desapeo de ese nivel. Este proceso repetitivo de colocación de tirante, y desapeo del forjado se repite hasta llegar así a la planta 1. Mediante esta operación se concluye con todos los forjados colgados de la estructura superior resistente.

4. CUELGO EXTERIOR DEL EDIFICIO

Tal y como se ha descrito, los voladizos exteriores del edificio se sustentan mediante el cuelgue de 69 tirantes inclinados. Estos tirantes con una inclinación variable entre 4,8° y 8°, son metálicos con sección circular maciza de 56 mm de diá-

metro desde la P-1 a la P-3, 64 mm desde la P-3 a la P-5, y 76 mm desde la P-5 hacia arriba. El acero tiene 460 N/mm² de límite elástico, y los 69 tirantes se disponen cada 3,6 m.

4.1. Tetones de cuelgue exterior de forjados

El enganche de los tirantes exteriores a los forjados se realiza mediante el empleo de los "tetones de cuelgue exterior de forjados" (Fig. 12). Estos elementos son unas ménsulas HEB-280 en acero S-275-JR, que se sujetan a los forjados mediante un doble apoyo. El enganche de los tirantes dista 0,90 m del borde del forjado por criterios arquitectónicos, para separar la fachada exterior de lamas de madera del cerramiento de vidrio en el borde del forjado, y para poder alojar en esos 90 cm una pasarela para el mantenimiento de la fachada.

La unión de los tirantes exteriores a los tetones exteriores de cuelgue de forjados se realiza articulando cada tirante planta a planta, mediante el empleo de un terminal en "horquilla" superior, y uno en "orejeta" inferior. Ambos terminales se bulonan a dos chapas exteriores a modo de orejetas de enganche que se sueldan al propio tetón. Con esta articulación planta a planta las uniones permiten ligeros giros diferenciales entre un tirante y otro, para poder absorber las tolerancias de ejecución.

Ante la complicación de realizar la sujeción a la losa de unos tirantes metálicos situados a 90 cm del borde del forjado, se barajaron diferentes alternativas para los elementos de enganche.

La posibilidad de realizar un empalme del perfil de forma frontal al forjado, mediante el empleo de una basa atornillada con barras previamente embebidas en la losa, se desechó de partida al no ser nunca los tetones perpendiculares al borde del forjado.

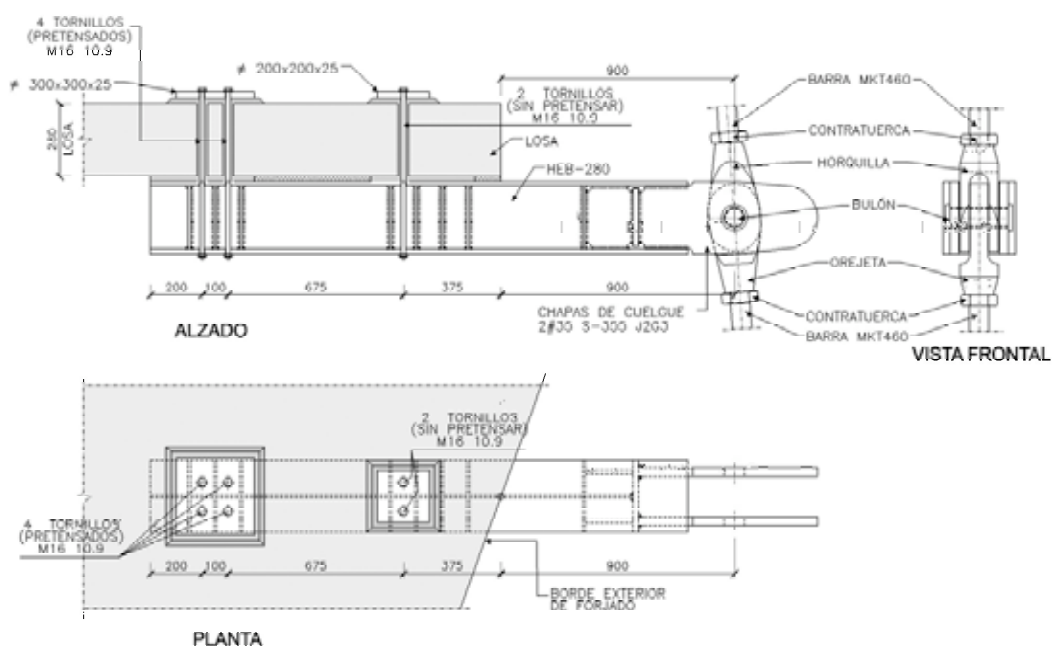


Figura 12. Tetones de cuelgue exterior de forjados HEB 280.

Con la geometría elíptica de los forjados, los ángulos del eje del tetón con el borde del forjado eran diferentes en todos y cada uno de los tetones del edificio, y para poder lograr una superficie plana perpendicular al tetón hubiera sido necesario realizar unos rehundidos o recrecidos complicados en la losa.

La alternativa de embeber el tetón en el propio forjado y materializar una unión mediante el empalme de perfiles transversales a modo de crucetas, complicaba enormemente el armado de los bordes del forjado, y requería dejar todos los perfiles colocados a la hora del hormigonado de cada planta.

Para independizar los trabajos de ejecución de los forjados, ejecución de la estructura metálica, y colocación de tetones, se optó por la solución definitiva de "tetones de cuelgue" adosados inferiormente a la losa, aprovechando las zonas de falso techo en el exterior de los forjados.

Esta solución permite realizar todos los tetones del edificio iguales, e independizar la colocación de los mismos de la ejecución de los forjados, dejando una serie de vainas de 40 mm de diámetro en la losa para posteriormente alojar los Tornillos de Alta Resistencia (T.A.R.) que unirán el tetón al forjado (Fig. 13).

La tracción de cada tirante en cada planta, 225 kN en E.L.U., provoca un momento que se descompone en un par de fuerzas, comprimiendo el apoyo delantero del tetón, y traccionando el trasero. El apoyo delantero se sitúa a 1,275 m del extremo del tirante, y se sujeta por dos Tornillos de Alta Resistencia M16 sin pretensar.

La unión trasera que se separa de la delantera 0,725 m, se tracciona, por lo que hay que realizar una unión capaz de soportar un tiro de 1,75 veces la tracción del tirante. Por este motivo esta unión se pretensa mediante el empleo de 4 T.A.R. de métrica 16, dejando la unión siempre comprimida, para resistir la tracción que produce el cuelgue exterior (Fig. 12).

Para fijar el HEB inferior a la losa se plantean las dos uniones descritas mediante Tornillos de Alta Resistencia, y el empleo de unas basas superiores de 25 mm de espesor de acero.

En los 7 cm dejados sobre las losa de los forjados para el pavimento debe haber espacio suficiente para alojar las chapas de 25 mm mencionadas, además de la cama de mortero para la regularización de las mismas, y las cabezas de los T.A.R. Este requisito invalidaba la alternativa del empleo de barras convencionales de pretensado, al tratarse de elementos con tuercas y cabezas de dimensiones elevadas, que sobresaldrían del reducido espacio útil para alojar estos terminales.

Por este motivo se hizo necesario recurrir al empleo de los Tornillos de Alta Resistencia para fijar los tetones a los forjados.

La unión de un perfil de 28 cm, con una losa de hormigón de 28 cm con Tornillos de Alta Resistencia Pretensados con una longitud de casi 60 cm no es habitual, y menos lo es todavía que la unión no sea entre dos chapas metálicas, sino que sea entre un perfil y una losa de hormigón.

Por estos motivos, para tener una garantía plena de la correcta ejecución del par de apriete de los T.A.R. de la unión trasera, se planteó el empleo de Arandelas Indicadoras de Tensión (Fig. 14) empleando el Método de Indicador Directo de Tensión (Direct Tension Indicators DTIs).

Las ventajas del empleo del Método de Indicador Directo de Tensión para dar el par de apriete a los T.A.R. con el empleo de Arandelas Indicadoras de Tensión, son claras respecto del resto de métodos, definidos en las normativas [1], [2] y [3].

En el Método de Control del Par Torsor, para realizar el apriete de uniones con T.A.R. se introduce un par torsor a los



Figura 13. Detalle de tirantes exteriores, tetones exteriores de cuelgue de forjados, y tetones superiores de cuelgue exterior.

tornillos que induce un esfuerzo en la espiga del tornillo, el cual depende del diámetro del tornillo, y de un coeficiente que evalúa el rozamiento entre los componentes de la parte que gira. Este coeficiente varía mucho según las condiciones de suministro de tornillo, y tuercas. Así para tornillos y tuercas ligeramente engrasados ese coeficiente es 0,18, mientras que si los tornillos están sucios u oxidados puede llegar a valer 0,40, y en cambio si están muy engrasados podría llegar a 0,09.



Figura 14. Detalle de una Arandela Indicadora de Tensión. (DTIs).

Como puede observarse, la variación del coeficiente de rozamiento es muy importante según sean las condiciones de engrasado de tornillos y tuercas. Si se procede a realizar el pretensado utilizando el valor del par torsor indicado por las normativas (Eurocódigo [2] o NBE-EA-95 [3]), pensando en unas condiciones de engrasado con $K=0,18$, puede suceder que si el coeficiente realmente vale 0,09, se obtenga un pretensado doble del estimado, llegando a romper el tornillo; mientras que si $K=0,36$, se obtendrá un pretensado mitad, reduciendo drásticamente la capacidad de la unión, cuestión inadmisibles en un elemento del que cuelgan los forjados.

El Método de Control del Par Torsor, requeriría una medición experimental del coeficiente K en cada lote de tornillos, y aunque se calibrara, hubiera dependido mucho de las condiciones de engrase de los tornillos y tuercas, por lo que este método del par de apriete, aún calibrado, no ofrecía las garantías necesarias para las sujeciones de los tetones exteriores de cuelgue de forjados.

El Método de Girar la Tuerca está calibrado para uniones de chapas metálicas de espesores pequeños, y no cubre la unión de un perfil a una losa de hormigón, con una unión de casi 60 cm.

Al descartar estos métodos, queda directamente descartado el Método Combinado, que consiste en una mezcla de ambos.

El Método de Indicador Directo de Tensión mediante el empleo de las Arandelas Indicadoras de Tensión resultaba el método más fiable para asegurar el apriete correcto de los T.A.R.

Las Arandelas Indicadoras de Tensión tienen unos resaltes (Fig. 14), que al alcanzar la fuerza de tesado del T.A.R. se reducen hasta un límite, que indica el correcto apretado del tornillo. Mediante este método hay un doble control, el propio

de las Arandelas Indicadoras de Tensión, comprobando el espacio entre resaltes, y mediante el control del par de apriete, controlado con los ensayos de calibración del sistema.

Al tratarse de una unión con tornillos de dimensiones no convencionales, para realizar las comprobaciones de la condición de apriete, se plantearon los ensayos de tesado de tres tetones (12 tornillos). En el ensayo se empleó el mismo procedimiento de apriete y control a utilizar en toda la obra, instrumentando previamente los tornillos de manera que se obtuviera la deformación y tensión en la caña del tornillo en cada instante, y en particular en el momento en que se alcanzaba la tensión de referencia con el aplastamiento de los resaltes de las DTI.

Mediante estos ensayos de calibración (Fig. 15), queda definido el par torsor a emplear en las uniones del edificio, momento en el cual las DTI aseguran el correcto funcionamiento de la unión.



Figura 15. Ensayo de calibración de las uniones pretensadas, instrumentalizando los T.A.R.

En el caso de que al aplicar el par torsor calibrado, los resaltes de las DTI no estuvieran suficientemente aplastados, se estaría produciendo más rozamiento de lo normal, infratesando los tornillos, por lo que sería necesario volver a calibrar el método. De cualquier manera, durante la ejecución de las obras este hecho no fue necesario, al finalizar todas las uniones con las arandelas aplastadas para el par torsor calibrado.

4.2. Tetones superiores de cuelgue exterior

El enganche de los tirantes exteriores a la estructura superior de cuelgue se realiza mediante el empleo de los "Tetones Superiores de Cuelgue", que son unas vigas armadas doble T metálicas de 70 cm de canto, en acero S-355, donde las alas son chapas de 450x35 mm, y el alma es de 25 mm. El terminal en orejeta del tirante superior, se articula a dos chapas que salen del extremo del tetón (Fig. 13 y 16).

Estos Tetones Superiores Exteriores se disponen en el plano vertical de los Tetones Exteriores de Cuelgue de forjados, y recogen los tirantes exteriores cada 3,60 m. El tiro máximo de un tirante es de 1650 kN en ELU, y el mecanismo de transmisión del tiro a las vigas superiores de cuelgue es similar al de los tetones de cuelgue de forjados, ya que el momento induci-

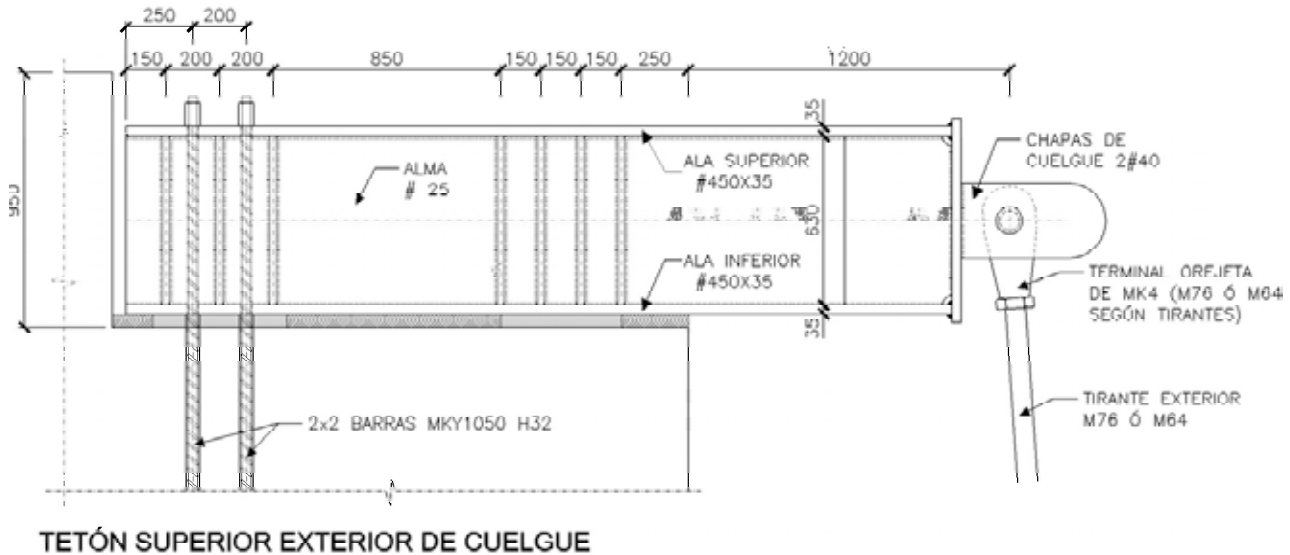


Figura 16. Tetón Superior de Cuelgue Exterior.

do por la tracción del extremo se descompone en un par de fuerzas. De esta manera se comprime la unión delantera del tetón, situada a 1,675 m del extremo del tirante, unión simplemente apoyada, y se tracciona la unión trasera.

La unión trasera dista de la delantera 1,275 m, y debe ser capaz de resistir un tiro de 1,31 veces el tiro del tirante. Por este motivo, esta unión se pretensa a las vigas de cuelgue, o a las riostras exteriores, mediante el empleo de 4 barras pretensadas tipo MKY 1050, de métrica H32. La unión trasera queda así siempre comprimida, para resistir la tracción que produce el cuelgue total de los forjados exteriores, en un mecanismo análogo al empleado para el tetón tipo.

El proceso seguido para realizar el cuelgue exterior asegura la absorción de las tolerancias normales en la ejecución de colocación de tirantes exteriores y enganche a los tetones de cuelgue de forjados, de la forma siguiente.

En primer lugar se colocan los tetones superiores, enganchados a la estructura superior de cuelgue. De forma simultánea se coloca el tetón del forjado inmediatamente inferior, el cual tiene cierta holgura de colocación al dejar vainas de 40 mm en el forjado, para posteriormente alojar tornillos de M16. Con estas holguras se puede jugar entre la unión trasera y la delantera para hacer que el extremo del tirante se mantenga en el mismo plano vertical que el extremo del tetón superior.

Este proceso de colocación de tetones exteriores de forjados es repetitivo, y en el caso de que se produjese un error grave de replanteo de las vainas que deben alojar los tornillos para enganchar el tetón, simplemente habría que realizar unas nuevas perforaciones en el forjado con el replanteo correcto para asegurar la alineación de los tirantes en el plano vertical.

Garantizado el plano vertical por el que deben pasar los tirantes, se diseñó una unión de tirantes a tetones de forjados bulonada, para asumir los pequeños quiebros en la alineación inclinada del tirante en cada planta.

La colocación de tirantes exteriores planta a planta, supuso el replanteo "in situ" y el corte de tirantes con las longitudes

reales en cada caso. Para absorber las pequeñas tolerancias de longitud, las propias tuercas superior e inferior de los terminales en horquilla y orejeta permitan una holgura de +/- 5 cm.

5. CUELQUE INTERIOR DEL EDIFICIO

5.1. Cuelgue interior de los Sectores II y III

Como ya se ha descrito, los voladizos interiores de los forjados de los Sectores II, y III (Fig. 2, 3, y 4), desde el pilar interior hasta el voladizo 4,75 m + 2,10 m (Fig. 5 y 6), se cuelgan mediante 19 tirantes interiores en cada lado, equidistantes a 3,60 m.

Estos tirantes son perfiles metálicos HEM 200, y se conectan a los forjados de hormigón mediante el empleo de unas "cruceas metálicas" (Fig. 17), perfiles HEM 120, que transfieren la reacción del forjado al tirante haciéndolas trabajar a flexión, y cortante. Los pequeños momentos flectores locales que los tirantes filtran del forjado son transmitidos mediante el mecanismo de un par de fuerzas entre los brazos de las cruceas.



Figura 17. Tirantes interiores de Sectores II, y III. Unión mediante cruceas a forjados.

El empalme entre tirantes se realiza mediante uniones con cubrejuntas de alas y de alma, realizando en obra uniones soldadas en ángulo trabajando a rasante, menos comprometidas y más fácilmente controlables que las soldaduras a tope en elementos traccionados (Fig. 18).



Figura 18. Uniones de Tirantes Interiores de Sectores II, y III con cubrejuntas.

La decisión de realizar el empalme mediante cubrejuntas a media planta está justificada ya que los momentos flectores que aparecen en los tirantes cambian de signo entre un forjado y el siguiente, con el punto de momento nulo en el centro, dejando la unión sometida sólo a esfuerzos axiales.

La necesidad de emplear perfiles HEM en los tirantes interiores, se debe a que estos son los perfiles que proporcionan mayor área para unas dimensiones exteriores más reducidas, exigencia obligada en nuestro caso por cuestiones arquitectónicas.

El empleo del mismo perfil en toda la altura del edificio podría hacer pensar en un dimensionamiento poco optimizado, sin embargo no es así. Aunque en la fase de edificio colgado, el tirante lleva menos carga de tracción en las plantas bajas y más en las altas, durante las fases constructivas con el edificio apeado sucede lo contrario, con las plantas bajas trabajando a mayores esfuerzos de compresión que las altas.

Así, en las fases constructivas la máxima compresión que lleva cada tirante es de 1500 kN en E.L.U., producida por el peso propio de los forjados, más una cierta sobrecarga de trabajo. Mientras que la máxima tracción de un tirante con el edificio concluido es de 2100 kN también en E.L.U., producida por los pesos propios de forjados, cargas muertas, y sobrecargas de uso.

El argumento definitivo para no reducir la sección del tirante por planta, fue la necesidad de dar rigidez al tirante frente a la elongabilidad axial. Al tratarse de un edificio colgado interiormente con tirantes de acero estructural más flexibles que los pilares y pantallas de hormigón, hay que evitar la acumulación de deformaciones diferenciales excesivas entre los tirantes y los pilares adyacentes, que puedan producir problemas de fisuraciones en las tabiquerías y cerramientos del edificio.

El enganche superior de los tirantes a la estructura superior de cuelgue se realiza mediante una articulación bulonada del extremo del tirante a una pieza metálica, que se fija mediante una basa pretensada a las vigas superiores de cuelgue, y a las riostras interiores (Fig. 19).

El bulón que articula las dos chapas de 50 mm de espesor es de 109 mm de diámetro en acero de 460 N/mm² de límite elástico, y la basa superior se fija a las vigas y riostras interiores mediante 4 barras pretensadas tipo MKY 1050, de métrica H36, dejando la unión permanentemente comprimida.

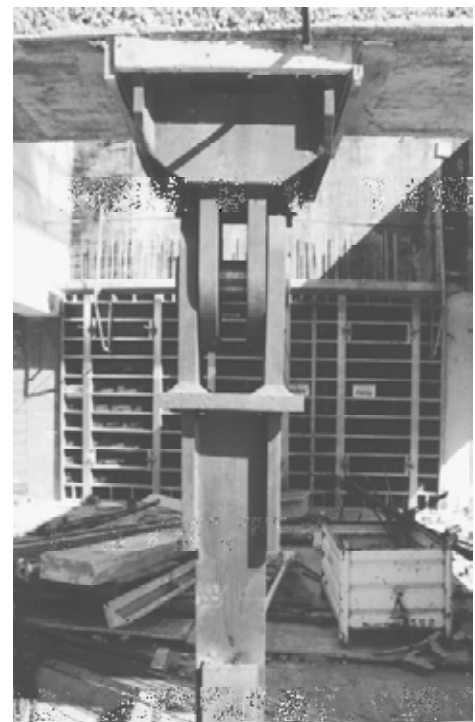
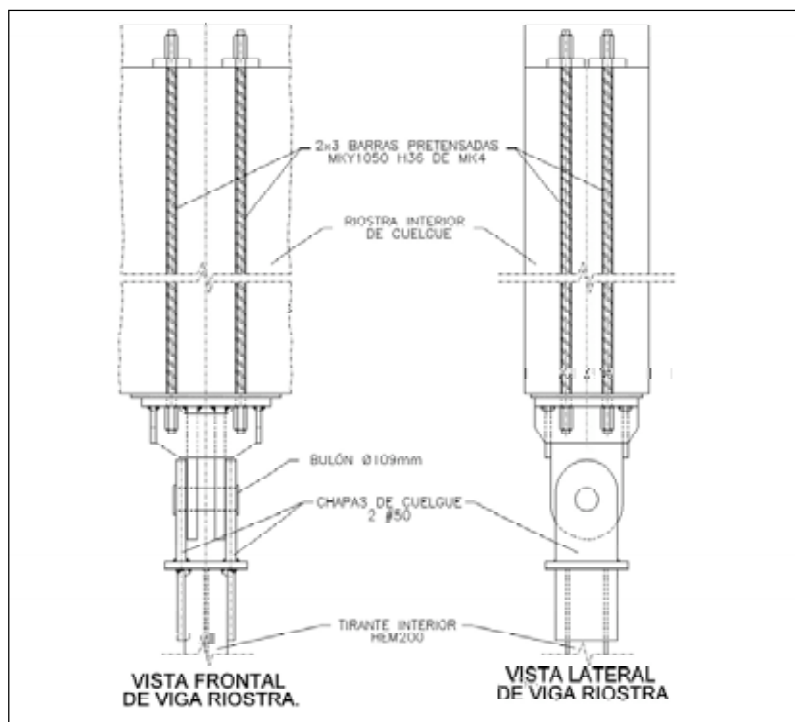


Figura 19. Enganche de tirantes interiores de Sectores II y III, a Vigas de Cuelgue y a Riostras Interiores.

5.2. Cuelgue interior del Sector I

El interior de las amplias zonas de forjados del Sector I se cuelga mediante dos familias de tirantes (Fig. 20), como ya se describió en el apartado de "Descripción del edificio", así los dos grandes tirantes centrales HEM 300 en acero S-355, parten los 21,40 m de luz transversal en tres vanos de 7,20 m y distan 6,05 m de las pantallas centrales (Fig. 2, 3, 4, 7 y 8).

Los voladizos interiores de las plantas 1, 3, 5, y 8, se sustentan mediante 3 tirantes verticales metálicos de acero de 460 N/mm² de límite elástico, y 76 mm de diámetro, articulándose planta a planta, mediante el empalme con unos tetones metálicos que se enganchan por medio de una basa frontal al forjado, a la que se atornillan una serie de barras dejadas previamente embebidas en la losa.

Para realizar la unión de los tirantes HEM 300 del Sector I a los forjados, se emplea la misma solución que con los tirantes HEM 200 de los Sectores II y III mediante crucetas metálicas, y el empalme entre diferentes tramos de tirante se realiza con cubrejuntas de alas y de alma de la misma manera.

Durante el proceso constructivo los dos tirantes centrales trabajan a compresión al estar apeados hasta la cimentación, con una compresión máxima en E.L.U. de 3000 kN por tirante, mientras que con el edificio colgado la máxima reacción que debe resistir cada tirante es de 7500 kN también en E.L.U.

Como ocurría con los tirantes de los Sectores II y III, estos tirantes tienen sección constante en toda la altura al trabajar a compresión durante el proceso constructivo, con esfuerzos superiores en las plantas inferiores, y al estar sometidos a elevadas tracciones con el edificio en servicio, crecientes con la altura.

6. ESTRUCTURA SUPERIOR DE CUELQUE

Como se ha descrito, el edificio está colgado exteriormente mediante 69 tirantes inclinados articulados planta a planta, que se enganchan a la estructura superior de cuelgue mediante la articulación a los tetones superiores de cuelgue.

El cuelgue interior se resuelve mediante la alineación de tirantes interiores HEM 200 en los Sectores II y III, y median-



Figura 20. Interior del Sector I colgado con 2 HEM 300, y 3 tirantes de 76 mm de diámetro.

te las dos familias de tirantes del Sector I, los 2 grandes HEM 300, y los 3 tirantes de 76 mm de diámetro.

Tanto los tirantes exteriores como los interiores de los sectores II y III, se disponen cada 3,60 m, enfrentándose a los pórticos de pantallas y pilares, dispuestos cada 7,20 m y partiendo la luz en dos.

Los tirantes alineados con los pórticos se enganchan directamente a las vigas principales de cuelgue, mientras que los intermedios, lo hacen a la riostra interior, y a la doble riostra exterior. (Fig. 21 y 22)



Figura 21. Vista superior durante la ejecución de las vigas principales de cuelgue.



Figura 22. Vista de la estructura superior de cuelgue: Vigas principales, riostra interior y doble riostra exterior.

6.1. Vigas principales de cuelgue

Cada 7,20 m se dispone una viga de cuelgue de hormigón pretensado HP-40, de 4,00 m de canto por 0,60 m de ancho, de la que cuelgan los tirantes exteriores sujetos mediante los tetones superiores de cuelgue, y los tirantes interiores mediante el empalme con barras pretensadas.

Estas vigas se empotran en las pantallas centrales y en los pilares exteriores, con un vuelo interior de 7,35 m y un vuelo variable para los exteriores (Fig. 23).

Las vigas se pretensan mediante el empleo de 4 unidades de pretensado de 24 torones de 0,6".

6.2. Riostras interiores y doble riostra exterior

Para arriostrar el interior de las vigas principales de cuelgue de los sectores II y III, y para recoger los tirantes interiores intermedios situados entre los pórticos principales se disponen las riostras interiores, que son unas vigas de hormigón armado HA-30 de canto variable entre 2,00 m y 4,66 m, y 0,60 m de ancho, que siguen la pendiente de la cubierta. Estas

vigas trabajan a flexión positiva llevando la carga de los tirantes intermedios a las vigas de cuelgue (Fig. 24).

De forma similar a lo que ocurre con los tirantes interiores, para poder recoger los tirantes exteriores dispuestos entre las vigas de cuelgue, se dispone una doble viga riostra de hormigón que permita transmitir estos esfuerzos a las vigas principales, y sirva de corona exterior de arriostramiento de todas las vigas de cuelgue.

La riostra exterior es una doble viga de hormigón armado de canto variable que sigue perimetralmente la pendiente de la cubierta, en HA-30, con 0,50 m de espesor cada una de ellas.

Se proyectan dos vigas para poder mantener el mismo detalle de tetón superior, que frente al tiro genera un par que comprime el apoyo delantero y tracciona el trasero, al mismo tiempo que se evitan las torsiones en secciones rectangulares de poco ancho. Con esta tipología, la viga riostra más exterior trabajará con cargas verticales descendentes y flectores positivos en el centro de cada vano, mientras que la más interna lo hará con cargas verticales ascendentes y con flectores negativos en el centro del vano (Fig. 25).

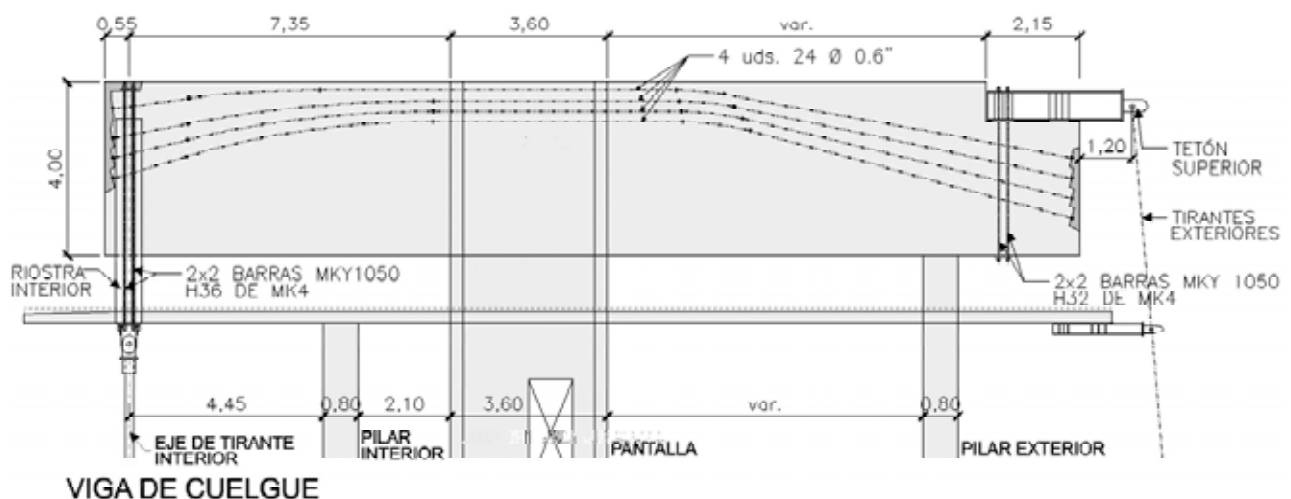


Figura 23. Detalle de una viga principal de cuelgue postesada.



Figura 24. Riostra interior.



Figura 25. Doble riostra exterior.

7. CERRAMIENTO EXTERIOR

El "Parc de Recerca Biomèdica" no sólo presenta una geometría muy singular con las plantas elípticas concéntricas, el hueco central, y la cubierta inclinada, sino que, además, el esquema resistente del edificio se aleja de cualquier forma usual de resistir las cargas gravitatorias, con el cuelgue exterior inclinado y el cuelgue interior del edificio.

Para lograr una fachada exterior poco convencional, los arquitectos han diseñado un cerramiento interior de vidrio, uno exterior con lamas de madera a modo de enrejado visto, que se apoya en un tubo perimetral. Dicho tubo recorre el perímetro de todos los forjados y se sujeta en los tetones de cuelgue exterior de cada forjado mediante una articulación vertical en ambos extremos. (Fig. 26)

La doble fachada de vidrio y maderas, se ejecutó una vez que todo el edificio estaba colgado, para evitar así problemas

con las deformaciones instantáneas de los voladizos debidas al cuelgue exterior. De cualquier manera el sistema de fachadas se dimensionó de forma que pudiera admitir las ligeras deformaciones activas diferenciales entre un forjado y otro, durante la vida útil del edificio.

REFERENCIAS

- [1] UNE-ENV 1090-1:1996: Ejecución de estructuras de acero. Parte 1: Reglas generales y reglas para edificación.
- [2] prEN1993-1-8:2003 "Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8. Design of Joints"
- [3] NBE-EA 95: Normativa Básica de Edificación. Estructuras de acero en Edificación



Figura 26. Detalle de tubo perimetral y montantes para sujeción de cerramiento exterior con lamas de madera, y detalle de fachada exterior.

Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas*

Specific concepts in the seismic design of structures

◆
Miguel Ángel Astiz Suárez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Catedrático. Universidad Politécnica de Madrid

◆
Antonio Marí Bernat

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Catedrático. Universidad Politécnica de Cataluña

◆
Bernardo Perepérez Ventura

Dr. Arquitecto
Catedrático. Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

En este artículo se exponen los conceptos básicos y de aplicación que es necesario conocer para el proyecto de estructuras en zonas sísmicas como consecuencia de la experiencia extraída de los últimos terremotos y de los consiguientes cambios en la normativa nacional e internacional. En primer lugar se exponen los conceptos teóricos fundamentales que son la ductilidad (del material, de la sección y de la estructura) y el proyecto por capacidad (metodología para estudiar el comportamiento no lineal de la estructura durante el sismo) o su versión más moderna de proyecto por comportamiento, como conceptos ambos ligados al comportamiento no lineal del material. En segundo lugar se repasan los conceptos de aplicación que tienen que considerarse en el proyecto de las estructuras de edificación.

SUMMARY

The basic and application concepts of structural design in seismic areas are explained in this paper; these concepts are the consequence of the experience which has been gained from recent earthquakes and of the changes in national and international codes. The fundamental theoretical concepts are presented first: ductility (referred to materials, cross sections and full structures) and capacity design (methodology to study the non linear behaviour of the structure during the earthquake) or its more modern version called performance based design; all these concepts are related to the non linear

behaviour of materials. Finally the application concepts which have to be taken into account for building structures design are reviewed.

1. INTRODUCCIÓN

La acción sísmica en origen es muy diferente de todas las demás sollicitaciones que sufre una estructura de ingeniería civil o de arquitectura. Ello es debido a muchas razones bastante evidentes: su carácter de acción dinámica, su independencia respecto a las propiedades de la estructura y a su respuesta, su carácter de infrecuente hasta llegar a considerarla como accidental, su forma de actuación (exclusivamente a través de la cimentación) y, finalmente y sobre todo, la importancia de las acciones asociadas. Todas estas razones explican el hecho de que el proyecto de estructuras en zonas sísmicas deba hacerse con herramientas y conceptos totalmente diferentes de los utilizados para el estudio de los efectos de otras sollicitaciones como las gravitatorias, las térmicas o las eólicas.

La respuesta de las estructuras frente a la excitación sísmica depende de sus características dinámicas (valor y distribución de las masas y de las rigideces, amortiguamiento), de la interacción suelo-estructura e incluso del daño que la estructura sufre debido a la acción sísmica. La fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones inducidas pueden ser de gran magnitud, generando esfuerzos de flexión, de corte y de torsión que frecuentemente provocan no sólo la fisuración del hormi-

* Este artículo está basado en las ponencias presentadas por los autores en la Jornada Técnica Anual de Ache de Mayo de 2004, sobre Comportamiento de Estructuras de Hormigón en Zonas Sísmicas. En próximos números se publicarán otros artículos basados, asimismo, en ponencias de dicha Jornada.

gón, sino la plastificación del acero, haciendo que la estructura entre en un comportamiento anelástico, e incluso provocando la rotura o el colapso de la misma.

El diseño de estructuras sismorresistentes debe buscar una solución que proporcione a la estructura la rigidez y resistencia necesarias para evitar el colapso y limitar los daños originados por los movimientos inducidos en la estructura, con un coste razonable. Dado que los esfuerzos dependen de la rigidez de la estructura, utilizar el espectro elástico de respuesta conduciría a un coste excesivo y no sería, además, realista. Por ello, y teniendo en cuenta que la estructura entra en fase anelástica, se permite reducir este espectro siempre que la estructura sea capaz de trabajar en dicha fase sin pérdida significativa de su resistencia.

En el caso de estructuras porticadas de hormigón, la rotura puede producirse, en general, bien por agotamiento del hormigón en compresión, previamente a la plastificación de las armaduras (rotura frágil), bien por deformación excesiva del acero plastificado de las armaduras previo al agotamiento del hormigón en compresión (rotura dúctil). En el caso de la acción sísmica existen, además, otros tipos de roturas ligadas a detalles inadecuados de armado, fallos del anclaje de las armaduras, pérdida de estabilidad global por efectos excesivos de segundo orden, uso de materiales inadecuados y otros, algunos de los cuales se comentarán con posterioridad.

El comportamiento frágil es, a todas luces, indeseable, ya que de producirse la rotura, ésta es brusca, sin aviso, con una enorme liberación de energía y provoca daños estructurales de consecuencias frecuentemente gravísimas, como colapsos. El comportamiento dúctil, por el contrario, da lugar a grandes deformaciones de la estructura antes de la rotura, pudiendo obtenerse un comportamiento estable bajo sollicitaciones cíclicas, sin pérdida significativa de rigidez ni resistencia (Figura 1).

El proyecto de una estructura sismorresistente debe por lo tanto tener en cuenta este comportamiento real, con grandes

deformaciones anelásticas, que son siempre beneficiosas si la estructura es capaz de resistirlas sin colapsar. Los dos conceptos básicos que vamos a tratar, ductilidad y capacidad, tratan de aproximar el modelo de cálculo a dicho comportamiento real. El objeto de este artículo consiste en explicar ambos conceptos a la luz de las tendencias actuales y de la nueva normativa, nacional e internacional, que ha ido apareciendo en los últimos años.

Por otra parte estos conceptos acaban reflejándose en normas de proyecto (concepto estructural) y de armado sin las cuales es imposible alcanzar la ductilidad y la capacidad necesarias para conseguir un buen comportamiento sísmico. La última parte del artículo consiste en una exposición general de estas normas de proyecto con aplicación preferente a las estructuras de edificación.

2. DUCTILIDAD

2.1. Definición

Se entiende por ductilidad, la capacidad de un material, sección o estructura para trabajar en el rango no lineal sin pérdida significativa de resistencia. La ductilidad se puede medir como el cociente entre la deformación última y la deformación para la que la fibra, sección o elemento alcanzan la rama plástica. Otra forma de medir la ductilidad es a través del cociente entre la energía de deformación disipada hasta la rotura y la disipada hasta alcanzar la rama plástica.

La ductilidad es una propiedad de enorme importancia en el comportamiento sísmico de las estructuras, ya que puede permitir resistir la acción sísmica evitando roturas frágiles y colapsos prematuros. Es, además, un parámetro fundamental en el diseño sismorresistente, pues por una parte permite reducir el espectro de diseño, con la consiguiente reducción de coste inicial, y por otra permite realizar el diseño por capacidad, actualmente en uso.

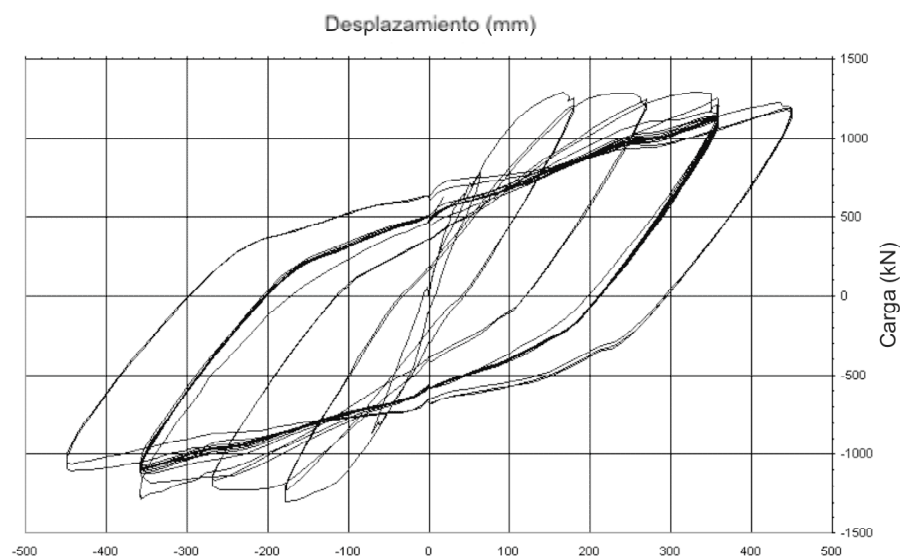


Figura 1. Comportamiento histerético estable de una sección de hormigón armado.

Para lograr un comportamiento dúctil de una estructura, es necesario garantizar la ductilidad a tres niveles: ductilidad de la estructura, medida a través de la curva carga-desplazamiento, ductilidad de las secciones, medida a través del diagrama momento-curvatura y ductilidad de los materiales medida a través de la curva tensión-deformación. Cada uno de dichos niveles está relacionado con el anterior, como se verá más adelante.

2.2. Ductilidad de los materiales

2.2.1. Acero para armaduras pasivas

El acero típico de armar es un material de naturaleza dúctil, pues presenta un marcado escalón de cedencia (límite elástico) y una capacidad de deformación posterior, con un cierto aumento de resistencia (endurecimiento). La Figura 2 y la tabla 1 muestran una curva típica σ - ϵ del acero y los valores de los parámetros que la definen para aceros S y SD.

Se observa que los aceros de alta ductilidad fabricados en España (aceros SD), presentan alargamientos considerables bajo carga máxima. Adoptando un valor del módulo elástico del acero $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, la ductilidad de un acero

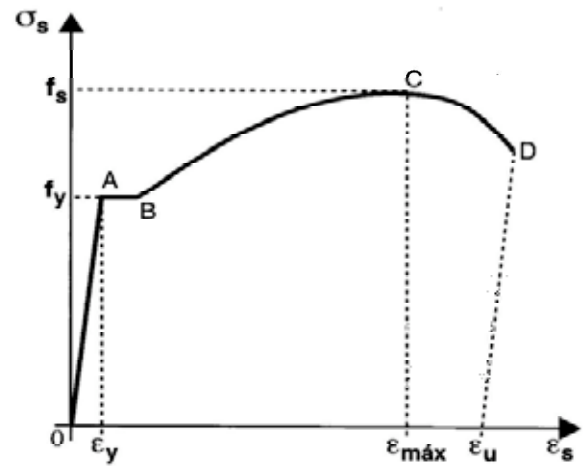


Figura 2. Curva tensión-deformación de un acero para armadura pasiva.

B400SD es del orden de $\mu = \epsilon_{max} / \epsilon_y = 45$. De acuerdo con la propuesta de clasificación de aceros hecha por Cosenza et al. (3), utilizando la terminología del Código Modelo CEB-FIP 1990 (4), las barras de acero SD son del tipo S (ductilidad alta), tal como indica la Figura 3 (5).

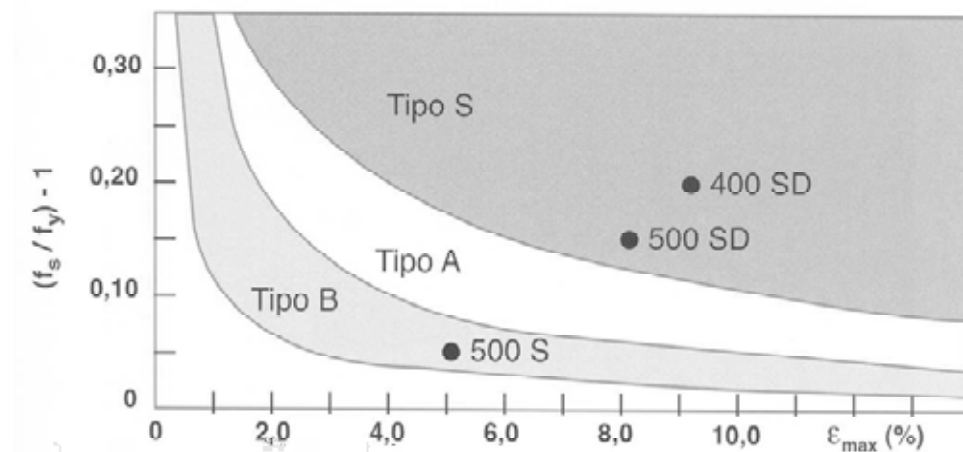


Figura 3. Valoración de la ductilidad según el modelo de Cosenza et al.

Tabla 1. Características de los aceros para armaduras pasivas

	B 400 SD	B 500 SD	B 500 S
Límite elástico, f_y (N/mm ²)	≥ 400	≥ 500	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm ²)	≥ 480	≥ 575	≥ 550
Relación f_s / f_y	≥ 1,20	≥ 1,15	≥ 1,05
	≤ 1,35	≤ 1,35	
Alargamiento de rotura, ϵ_u (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 12
Alargamiento bajo carga máxima, ϵ_{max} (%)	≥ 9	≥ 8	≥ 4,5
Aptitud al doblado-desdoblado	Sí	Sí	Sí

2.2.2 Hormigón

El hormigón sin armaduras, sometido a un estado uniaxial de tensiones tiene un comportamiento marcadamente frágil. La conocida curva tensión-deformación del hormigón en compresión presenta un valor máximo para una deformación unitaria alrededor del 0.2 %. A partir de este valor, la tensión máxima, en un ensayo de deformación controlada, se reduce. La probeta colapsa para una deformación entre el 0.3% y el 0.5%, dependiendo de la resistencia del hormigón.

Sin embargo, si se impide la deformación transversal del hormigón, bajo la aplicación de una carga longitudinal se produce un estado multiaxial de tensiones de compresión que aumenta enormemente la resistencia frente a aquella carga y sobre todo aumenta la deformación última del hormigón, pudiendo llegar a ser tres o cuatro veces superior a la del hormigón no confinado, tal como indica la Figura 4.

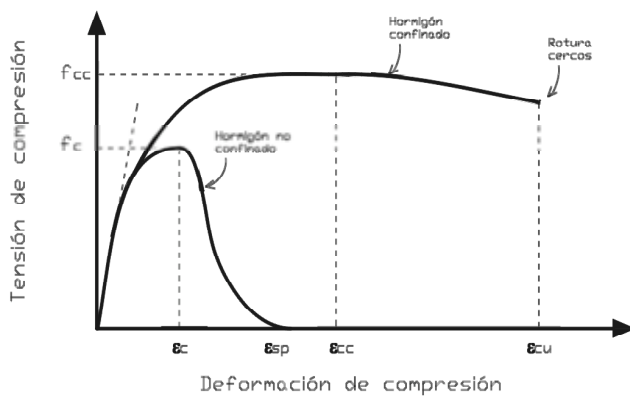


Figura 4. Diagrama tensión-deformación del hormigón con y sin confinamiento.

Este efecto, que es esencial para conseguir evitar roturas frágiles, puede conseguirse zunchando el hormigón con armadura transversal en forma de espirales o cercos cuya proximidad aumentará el efecto de confinamiento.

2.3 Ductilidad seccional

2.3.1. Diagrama momento-curvatura

La respuesta esfuerzo-deformación integrada de una sección puede expresarse a través del diagrama momento-curvatura, el cual, tal como indica la Figura 5, consta de una rama elástica, una rama fisurada, una rama plástica hasta alcanzar el momento máximo y una rama descendente que carece de interés a efectos de cálculo de ductilidad.

Este diagrama se obtiene estableciendo las ecuaciones de equilibrio entre tensiones y esfuerzos y la compatibilidad de deformaciones entre hormigón y acero, considerando plana la deformación de las secciones y teniendo en cuenta, para cada nivel de carga, el estado de los materiales (fisuración, plastificación, etc), a través de las ecuaciones tenso-deformacionales de comportamiento de los materiales

En una sección sometida a flexión simple, su resistencia se mide por el momento máximo que es capaz de resistir que

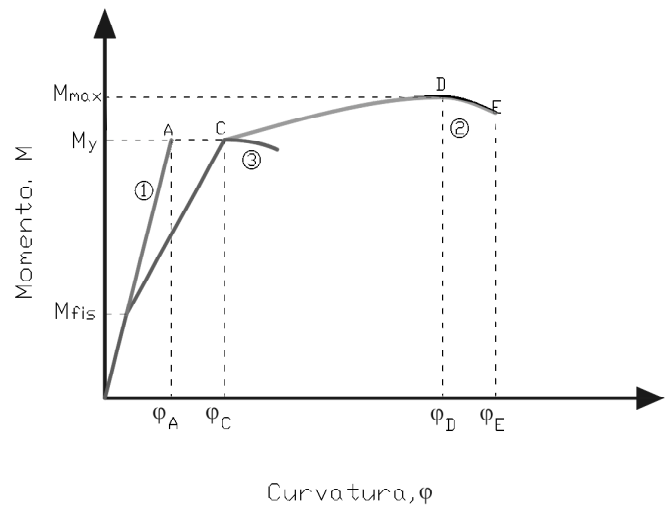


Figura 5. Diagrama momento-curvatura de una sección de hormigón armado.

depende en gran medida de la cuantía de armadura, de la geometría de la sección y de las resistencias del acero y del hormigón, aunque esta última apenas tiene influencia en el momento último cuando la rotura es dúctil. En una sección sometida a flexocompresión, el momento resistido depende, además, del axil que solicita la sección, existiendo un axil crítico por encima del cual la resistencia frente al momento disminuye, como puede observarse en los diagramas de interacción de secciones de hormigón armado.

La curvatura de la sección, χ , es decir, la rotación unitaria de la pieza en un punto, puede obtenerse experimentalmente como:

$$\chi = \frac{|\epsilon_c| + |\epsilon_s|}{d} \quad [1]$$

siendo,

$|\epsilon_c|$, la deformación unitaria media del hormigón en la fibra más comprimida, en valor absoluto.

$|\epsilon_s|$, la deformación unitaria media de la armadura de tracción, en valor absoluto.

d , el canto útil de la sección.

Análiticamente, el valor de la curvatura puede obtenerse a través del proceso de cálculo antes descrito.

2.3.2. Evaluación de la ductilidad de una sección

La ductilidad de una sección suele medirse a través del cociente entre la *curvatura última*, que es la correspondiente al momento máximo que puede resistir la sección, y la *curvatura plástica*.

La curvatura plástica, en secciones sometidas a flexión simple o con bajos esfuerzos de compresión, puede asociarse al

momento para el cual la armadura de tracción plastifica, por lo que un valor aproximado puede resultar relativamente fácil de obtener, adoptando un comportamiento del hormigón elástico en compresión, sin resistencia a tracción y un comportamiento elástico de las armaduras, fijando el valor de $\sigma_s = f_y$ para el acero en tracción. Sin embargo, en presencia de esfuerzos axiales considerables, el comportamiento es más complejo y puede no existir un punto de cedencia claro sino una incurvación progresiva del diagrama momento-curvatura, al plastificar cualquiera de las armaduras (en tracción o en compresión) o el hormigón en compresión. En cualquier caso, para diseño sismorresistente, puede ser suficientemente aproximado estimar la curvatura plástica adoptando un diagrama momento-curvatura bilineal (6), obtenido prolongando la rama fisurada y la rama plástica y buscando el punto de intersección de ambas rectas.

La curvatura última de una sección, χ_u , puede calcularse por la expresión.

$$\chi_u = \frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x} \tag{2}$$

o, en forma adimensional,

$$\theta_u = \chi_u \cdot d = \frac{\epsilon_c}{x} \cdot d = \frac{\epsilon_s}{1-x/d} \tag{3}$$

donde x es la profundidad de la fibra neutra, ϵ_s y ϵ_c son las deformaciones últimas del hormigón y del acero, respectivamente, en el momento de la rotura seccional.

Cuando la rotura se produce por agotamiento del hormigón comprimido, antes de que el acero en tracción haya alcanzado su deformación última ($\epsilon_s \leq \epsilon_{su}$), la curvatura última adimensional, θ_u , puede expresarse por

$$\theta_u = \chi_u \cdot d = \frac{\epsilon_{cu}}{x} = \frac{0,0035}{x/d} \tag{4}$$

En cambio, si la sección rompe por deformación excesiva del acero traccionado antes de que el hormigón en compresión haya llegado a su deformación de rotura ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$), la curvatura última adimensional viene definida por

$$\theta_u = \chi_u \cdot d = \frac{\epsilon_{su}}{1-x/d} \tag{5}$$

La curvatura última se muestra en la Figura 6, en la que se observa que:

- Hay un pico, que corresponde a la rotura simultánea del hormigón en compresión por aplastamiento ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) y del acero en tracción ($\epsilon_s = \epsilon_{su}$) por deformación excesiva. Lógicamente, cuanto mayor sea la deformación última del acero, mayor será la curvatura pico.
- En la rama ascendente (agotamiento del acero), la curvatura es directamente proporcional a la deformación última del acero, ϵ_{su} . Se trata, pues, de una zona en la que la ductilidad del acero es de especial importancia.
- En la rama descendente (agotamiento del hormigón), la curvatura es directamente proporcional a la deformación última del hormigón ϵ_{cu} , lo que pone de manifiesto el interés de confinar adecuadamente el hormigón comprimido.

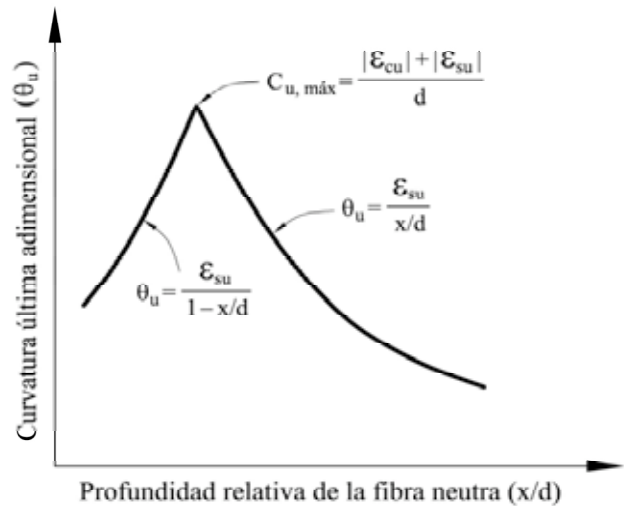


Figura 6. Curvatura última en función de la profundidad relativa de la fibra neutra.

2.3.3. Profundidad relativa de la fibra neutra, x/d

Considérese, por simplicidad, una sección rectangular de hormigón armado como la de la Figura 7, en la que se obser-

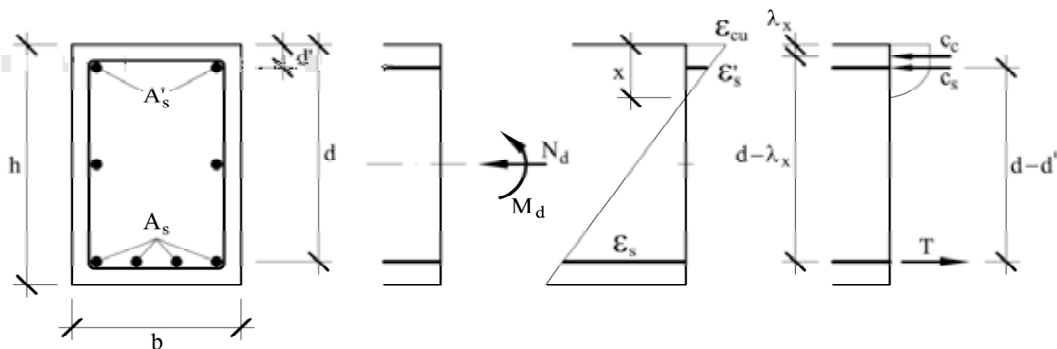


Figura 7. Tensiones y deformaciones en una sección de hormigón armado en Estado Límite Último.

van los diagramas de fuerzas y de deformaciones producidos en el estado límite último por una sollicitación de flexocompresión recta.

Para obtener el valor de x/d es suficiente con establecer el equilibrio de fuerzas horizontales en la sección, teniendo en cuenta las componentes debidas al hormigón y a las armaduras de tracción y de compresión:

$$N_d = C_c + C_s - T \quad [6]$$

El bloque de compresiones en el hormigón puede expresarse como

$$C_c = \psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \quad [7]$$

siendo

b el ancho de la sección o, mejor, de la cabeza de compresión

ψ un factor que depende de la deformación de rotura por flexión del hormigón, ϵ_{cu} ; si se adopta el diagrama parábola-rectángulo y la discusión se restringe a los dominios de deformación 3, 4 y 4a, $\epsilon_{cu} = 0,0035$ y $\psi = 0,688$, siempre que $f_{ck} \leq 50$ MPa. En cambio si en rotura se adopta el diagrama rectangular, la profundidad de la fibra neutra $y = 0,8x$, y el bloque de compresión $C_c = 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot y = 0,85 \cdot 0,8 f_{cd} \cdot b \cdot x = 0,68 f_{cd} \cdot b \cdot x$.

La compresión en la armadura comprimida es su capacidad mecánica, pues si el hormigón está en rotura ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,0035$), la armadura se ha plastificado ($\epsilon'_s \geq 0,002$), salvo para secciones de muy pequeño canto en las que la fibra neutra puede acercarse a la armadura de compresión.

$$C_s = A'_s \cdot \sigma'_s = A'_s \cdot f'_{yd} \quad [8]$$

La fuerza de tracción de la armadura, si la rotura es dúctil, es decir, para $x \leq x_{lim}$, es

$$T = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot f_{yd} \quad [9]$$

Con estas consideraciones, el equilibrio de fuerzas se convierte en

$$N_d = \psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + A'_s \cdot f'_{yd} - A_s \cdot f_{yd} \quad [10]$$

Si transformamos esta ecuación en adimensional, dividiendo por la capacidad mecánica del hormigón, $U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d$, se tiene

$$v_d = \psi \cdot \frac{x}{d} + \omega' - \omega \quad [11]$$

siendo

$$v_d = \frac{N_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad \text{el axil reducido o adimensional}$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad \text{la cuantía mecánica de armadura de tracción}$$

$$\omega' = \frac{A'_s \cdot f'_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad \text{la cuantía mecánica de armadura de compresión}$$

Con ello, la profundidad relativa de la fibra neutra, x/d (suponiendo que $f_{yd} = f'_{yd}$) es

$$\frac{x}{d} = \frac{v_d + \omega - \omega'}{\psi} = \frac{v_d + \omega - \omega'}{0,688} = 1,453 \left[v_d + (\rho - \rho') \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad [12]$$

ρ y ρ' representan las cuantías geométricas de tracción y compresión, respectivamente.

Esta expresión indica que la profundidad de la fibra neutra aumenta con el esfuerzo axil y con la cuantía mecánica de tracción, y disminuye con la cuantía mecánica de compresión o, bien, que aumenta con v_d , con la resistencia del acero y con $\rho - \rho'$ y disminuye con la resistencia del hormigón. El factor ψ para hormigones de hasta 50 MPa de resistencia a compresión es prácticamente constante.

A partir de las ecuaciones [4] y [12] puede deducirse, por tanto, que la ductilidad de una sección puede aumentarse de varias formas:

a) *Reduciendo las tensiones de compresión en el hormigón.* Ello se consigue:

a.1) Incrementando el canto útil de la pieza, pues para resistir un determinado momento de cálculo, cuanto mayor sea el brazo mecánico menor será la fuerza de compresión ejercida en el hormigón. Esto conduce a secciones con baja cuantía de armadura de tracción.

a.2) Disponiendo una armadura de compresión, que absorba parte de las compresiones del hormigón.

a.3) Aumentando la anchura del bloque comprimido de la pieza, con lo que se puede reducir drásticamente la profundidad del bloque comprimido y alcanzar curvaturas últimas muy elevadas, es decir utilizando secciones en T o similares.

b) *Aumentando la resistencia y la capacidad de deformación última del hormigón*

Como se ha visto antes, la capacidad resistente y la deformación última del hormigón pueden incrementarse confinán-

dolo transversalmente. Ello se consigue mediante la colocación de una cuantía suficiente de armaduras longitudinal y transversal adecuadamente dispuestas para que sean efectivas. Un parámetro fundamental, que define el grado de confinamiento, es la cuantía mecánica volumétrica de confinamiento, ω_v , definida por la expresión

$$\omega_v = \frac{W_{sc} \cdot f_{yd}}{W_c \cdot f_{cd}} \quad [13]$$

siendo

W_{sc} el volumen de armadura de confinamiento

W_c el volumen de hormigón confinado

f_{yd} el límite elástico de cálculo del acero

f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón confinado en compresión

Existen diversas expresiones para evaluar el aumento de la resistencia y de la deformación última del hormigón en función de la cuantía mecánica volumétrica de confinamiento del hormigón, que pueden encontrarse en Paulay y Priestley (1) e incluso en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE (7).

c) *Utilizando aceros de alta ductilidad*, que permiten mayor deformación bajo carga máxima y, por tanto, mayor curvatura.

Para secciones muy dúctiles, que rompen por deformación excesiva del acero, la ductilidad en términos de curvatura viene dada por la expresión que, como se ve, tiene una relación directa con la ductilidad del acero:

$$\eta = \frac{c_u}{c_y} = \frac{\frac{\varepsilon_{su}}{d - x_u}}{\frac{\varepsilon_{sy}}{d - x_y}} = \beta \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{sy}} \quad [14]$$

donde β es función de la relación de profundidades x/d en servicio y en estado límite último, y puede estar alrededor de 0.8-0.9. Por tanto, la ductilidad seccional puede alcanzar fácilmente valores de 20 o más, dependiendo del tipo de acero.

2.4. Ductilidad estructural

La ductilidad estructural es la capacidad que tiene una estructura para deformarse (en términos de desplazamientos) más allá del comportamiento elástico. A diferencia de lo que pasa en el diagrama tensión-deformación del acero o en un diagrama momento-curvatura de una sección dúctil en flexión, la relación carga-flecha en estructuras porticadas, o elementos hiperestáticos en general, no presenta un comportamiento elasto-plástico, pues es el resultado del progresivo deterioro de la rigidez estructural fruto de la fisuración del

hormigón, de la formación sucesiva de rótulas plásticas en secciones críticas y del equilibrio global entre cargas y reacciones, habida cuenta de los posibles efectos de segundo orden. No obstante, algunos autores, como Paulay (6) proponen, a efectos de diseño, utilizar también una curva carga-desplazamiento ideal, de carácter bilineal. Ello es debido a que en estructuras diseñadas para resistir el sismo disipando energía (esto es, no con gran rigidez sino con gran ductilidad) la no linealidad introducida por la fisuración del hormigón, es mucho menor que la introducida por las deformaciones plásticas fruto de la formación de rótulas plásticas.

La ductilidad estructural dependerá, así pues, de la configuración estructural (grado de hiperestatismo), del criterio con el que se haya diseñado la estructura (mayor o menor rigidez), de la localización de las rótulas plásticas y, sobre todo de la capacidad de rotación plástica de las mismas.

La rotación plástica es el giro producido por las curvaturas plásticas integrando las mismas en una longitud, denominada longitud plástica, en la cual el acero se encuentra plastificado.

$$\theta_{pl} = \int_0^{l_p} \Delta \chi_p(x) \cdot dx \quad [15]$$

La longitud plástica depende de la interacción entre esfuerzo cortante y momento flector pues la fisuración inclinada da lugar al conocido incremento de tracción en la armadura y puede permitir que secciones solicitadas por un momento menor que el momento de plastificación en flexión pura, también entren en plasticidad. Otro aspecto que también influye es la relación f_s/f_y del acero y, por supuesto, la capacidad de deformación de éste.

Existen expresiones empíricas para evaluar aproximadamente la longitud plástica y la rotación plástica. Entre las expresiones empíricas para determinar l_p , puede utilizarse la siguiente, propuesta por Paulay y Priestley (1):

$$l_p = 0,08 \cdot l + 0,022 \cdot \phi \cdot f_{yd} \quad [16]$$

siendo

l la luz libre del elemento (en m)

ϕ el diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión en la zona plastificada (en m)

f_{yd} el límite elástico de cálculo de la armadura (en MPa).

El Eurocódigo EC-2 recomienda tomar, de forma simplificada, una longitud de la rótula plástica, l_p , igual a 1.2 veces el canto total. Para las cuantías típicas de las vigas y de los soportes, la longitud l_p oscila entre 0.75 y 1.5 veces el canto útil de la pieza.

Si la capacidad de rotación plástica de las secciones críticas es alta, la estructura será capaz de deformarse sin que en nin-

guna de ellas se produzca el agotamiento y tendrá por tanto, mayor ductilidad estructural. Valores de ductilidad estructural entre 2 y 4 son normales en pórticos solos o unidos a muros pantalla.

3. PROYECTO POR CAPACIDAD

3.1. Origen y necesidad del concepto de proyecto por capacidad

La percepción del papel de la ductilidad hizo que las normas sísmicas introdujeran en su día un factor de reducción de los esfuerzos tanto más importante cuanto mayor fuera la posible disipación plástica de la energía. Esta disipación plástica puede proceder tanto de las propiedades intrínsecas del material como del grado de hiperestatismo de la estructura. Basta recordar que la norma AASHTO para el proyecto de puentes de carretera proponía desde los años 70 un factor de 3 para las pilas únicas y de 5 para los pórticos. La aplicación sin mayores comprobaciones adicionales de este factor, equivalente a nuestro factor de comportamiento actual, reduce los esfuerzos sísmicos de forma muy significativa a cambio únicamente de respetar unas determinadas reglas en la disposición de las armaduras y de contar con una armadura mínima de cortante y confinamiento. Esta forma de tratar el problema sísmico puede ser peligrosa ya que en ningún momento se comprueba la adecuación del valor del factor de comportamiento a nuestro caso concreto.

El concepto de proyecto por capacidad como tal fue introducido por Freeman (9) bajo el formato del método del espectro de capacidad. Bajo el nombre de capacidad se agrupan toda una serie de métodos relacionados que tratan de predecir de una forma simplificada el comportamiento no lineal de las estructuras ante el sismo. Estos métodos se están incorporando a las normas sísmicas y su validez se apoya en la experiencia sacada de los últimos terremotos importantes ocurridos en Estados Unidos (Northridge, 1994) y Japón (Kobe, 1995), en ensayos en laboratorio y en simulaciones numéricas. Sin embargo hay que destacar que se trata de métodos aproximados que sólo tratan de simplificar el problema de valorar la respuesta dinámica de una estructura con comportamiento no lineal (material y geométrico) ante la acción sísmica.

3.2. Descripción del proyecto por capacidad

La comprobación de la resistencia sísmica de una estructura se plantea hoy en día mediante un lenguaje que recurre a los términos demanda y capacidad. El sismo impone unas demandas en términos de esfuerzos o de desplazamientos y hay que comprobar que estas demandas son menores que las correspondientes capacidades de la estructura. La diferencia fundamental respecto al formato tradicional de comprobación estructural (esfuerzo < resistencia) estriba en que los términos demanda y capacidad se pueden aplicar no solamente a los esfuerzos sino también a los desplazamientos.

El uso del término “proyecto” tampoco es irrelevante. Cuando proyectamos una estructura atendemos a una serie de

condicionantes como los clásicos de resistencia, funcionalidad y estética. El proyecto por capacidad aplicado a la ingeniería sísmica implica que definimos, a la altura del diseño conceptual de la estructura, la forma en que queremos que se deforme la estructura ante la acción sísmica y en régimen no lineal. Hay que prever la forma en que queremos que se agote la estructura.

Dado que existen una serie de modos de rotura que son dúctiles y otros que son frágiles, se pretende evitar que se produzcan los modos frágiles manteniendo siempre los elementos correspondientes en régimen elástico, o por lo menos suficientemente alejados de la rotura. Para ello hay que disponer en la estructura una serie de fusibles que protejan a estos elementos. La analogía eléctrica es buena para representar esta forma de actuar: se pretende que el posible daño se concentre en los fusibles (como el eslabón más débil de la cadena) para proteger al resto de la estructura. Sin embargo, a diferencia del fusible eléctrico, el fusible estructural debe mantener su capacidad resistente a lo largo del sismo ya que se trata más bien de un filtro, de un limitador de esfuerzos: para que eso sea posible es necesaria la ductilidad.

Pasando a un lenguaje estructural más concreto, el proyecto por capacidad consiste en seguir los siguientes pasos:

- Se lleva a cabo un cálculo sísmico elástico por los métodos tradicionales consistentes en un análisis multimodal y en la aplicación del espectro de respuesta elástico. Estos esfuerzos se dividen por el factor de comportamiento esperable en la estructura.
- Se definen en la estructura las secciones susceptibles de plastificarse en primer lugar ante las acciones sísmicas hasta eventualmente provocar el colapso plástico de la estructura mediante la formación de rótulas plásticas en dichas secciones. Los momentos de plastificación de estas rótulas (capacidades) deberán ser superiores a los momentos sísmicos calculados en el paso anterior (demandas).
- Se ponen los medios para que las secciones susceptibles de desarrollar rótulas plásticas tengan la máxima capacidad de giro; esta ductilidad está relacionada con la cuantía y disposición de las armaduras transversales. Por ello estas secciones se denominan secciones dúctiles.
- Se define la máxima resistencia a flexión esperable en las rótulas plásticas. Esta resistencia es notablemente superior a la resistencia minorada con la que se trabaja habitualmente a causa de la dispersión de las resistencias de los materiales, que se traduce en la aplicación de los correspondientes coeficientes de minoración de dichas resistencias.
- Dado que el momento flector en las rótulas plásticas no puede superar la resistencia máxima esperable, dicho valor nos permite definir una distribución de momentos y de cortantes que no se pueden superar fuera de las rótulas plásticas, independientemente de la intensidad del sismo. Se dice que estas zonas están protegidas por capacidad: la resistencia limitada en las rótulas plásticas pro-

tege a estas zonas lo cual permite evitar en ellas una rotura frágil.

- El razonamiento anterior es irrefutable ya que está basado en consideraciones elementales de estática. Por lo tanto, la estabilidad de la estructura durante el sismo reside únicamente en que las rótulas plásticas sean capaces de soportar los giros a los que se van a ver sometidas. Traduciendo estos giros a desplazamientos de un punto significativo de la estructura (la azotea en un edificio o el tablero en un puente), es necesario comprobar que el máximo desplazamiento esperable durante el sismo (demanda) no supere al desplazamiento admisible por la estructura (capacidad) definido sobre todo a partir de la capacidad de rotación de las rótulas y, en menor medida, de las deformaciones elásticas del resto de la estructura.

Es importante destacar que la elección de un mecanismo de colapso plástico es responsabilidad del proyectista y tiene repercusiones en el dimensionamiento de los elementos de la estructura. Esto tiene implicaciones, por ejemplo, en la definición de la variación de las dimensiones transversales de una columna a lo largo de su altura ya que puede que el punto más solicitado no sea el extremo inferior o superior de esta columna.

Traduciendo la exposición anterior al caso de la pila de un puente, los esfuerzos sísmicos elásticos divididos por el factor de comportamiento proporcionan un momento de diseño, M_d , que permite definir la armadura (o las dimensiones de la sección) en el punto crítico (habitualmente la base de la pila) mediante la condición

$$M_d \leq M_u \tag{17}$$

donde M_u es el momento de agotamiento de la sección calculado a partir de las hipótesis clásicas de deformación plana y compatibilidad de deformaciones entre acero y hormigón. Hay que destacar el hecho de que M_u puede ser superior a M_d porque la cuantía de armadura sea ligeramente superior a la estrictamente necesaria o simplemente porque la hipótesis sísmica no sea la que gobierne el proyecto.

En el Eurocódigo, y también en el proyecto de nueva norma sísmica de puentes, se calcula el máximo momento flector esperable en una rótula plástica mediante la aplicación al momento último de un coeficiente de sobrerresistencia, γ_0 . Este coeficiente se puede evaluar en cada caso concreto calculando el momento último de la sección adoptando para las resistencias de los materiales los valores máximos esperables. En el proyecto de nueva norma sísmica de puentes se ha adoptado la expresión que propone el Eurocódigo (8):

$$\gamma_0 = 1,35 [1+2(\eta_k-0,1)^2] \tag{18}$$

donde η_k es el axil reducido normalizado respecto a la resistencia característica

$$\eta_k = 0,10 \quad \text{si} \quad N_d / A_c f_{ck} \leq 0,1 \tag{19}$$

$$\eta_k = N_d / A_c f_{ck} \quad \text{si} \quad 0,1 \leq N_d / A_c f_{ck} \leq 0,5$$

De esta manera se puede definir una ley de momentos flectores segura, válida para toda la altura de la pila (o del pilar) (Figura 8). Los momentos así definidos se denominan momentos de capacidad, M_c , al estar determinados por la capacidad resistente de la o las rótulas plásticas presentes en la pila (la Figura 8 representa dos casos distintos: el de un tablero simplemente apoyado sobre la pila y el de un tablero que se empotra en la pila).

La ley de cortantes también queda definida por la capacidad de las rótulas mediante:

$$V_c = \frac{\gamma_0 M_u}{l} \quad \text{para tablero simplemente apoyado} \tag{20}$$

$$V_c = \frac{|\gamma_0 M_u|_{\text{inf}} + |\gamma_0 M_u|_{\text{sup}}}{l} \quad \text{para tablero empotrado en la pila} \tag{21}$$

La longitud L_h que se define en la Figura 8 está determinada por criterios meramente estáticos y está relacionada con la

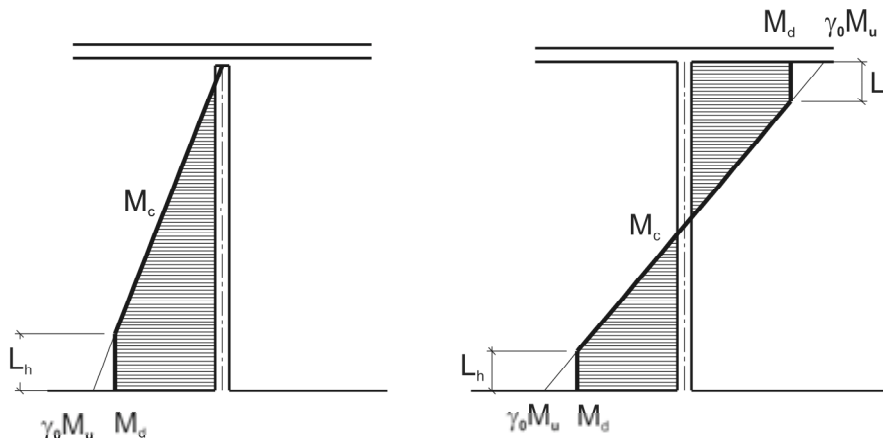


Figura 8. Leyes de momentos flectores definidas por capacidad.

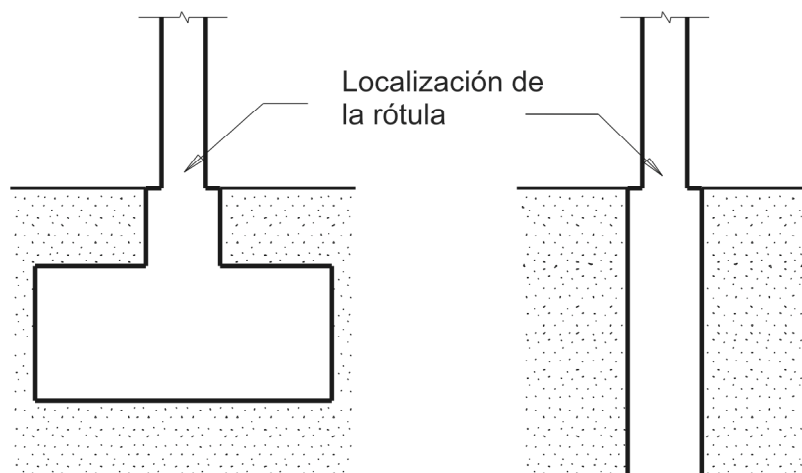


Figura 9. Localización de las rótulas plásticas en base de pilas.

longitud de pila a la que se exige un comportamiento dúctil y por lo tanto donde hay que tomar ciertas precauciones respecto a la distribución de las armaduras.

La protección por capacidad no solamente alcanza a gran parte de las columnas sino que se extiende también a las cimentaciones ya que los esfuerzos que se transmiten a éstas están limitados por el momento de plastificación de la rótula plástica y por el correspondiente cortante por capacidad.

Por ello es necesario tomar las medidas necesarias para que todo elemento de la estructura que esté situado por debajo de la rótula plástica inferior tenga una resistencia superior al valor calculado por capacidad y ello no solamente por evitar roturas frágiles sino también para conseguir que el daño estructural se localice en zonas fácilmente accesibles e inspeccionables. Por lo tanto es conveniente aumentar las dimensiones de las columnas en las partes enterradas como se puede ver en la Figura 9, en donde se ha representado el caso de una pila sobre zapata y el de una pila-pilote.

También hay que tener en cuenta el caso de la rehabilitación de una columna dañada después de un sismo en que lo habitual suele ser reforzar la zona de la rótula. Este refuerzo hace que en la eventualidad de un nuevo sismo la nueva rótula no se localice en el punto anterior sino que se mueva por encima de la zona rehabilitada (Figura 10). Ésta es una de las razones que avalan la tendencia a armar uniformemente la pila tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal aun cuando no sea estrictamente necesario. Evidentemente esto no se puede aplicar a pilas de puente de gran altura pero sí la idea de que las condiciones de armado de la rótula deben prolongarse a lo largo de una zona mayor que lo que es la longitud teórica de la rótula plástica y una longitud adicional razonable para asegurar el anclaje y solape de armaduras.

Otro punto importante a tener en cuenta es la extensión de la protección a lo largo de la estructura. Dado que las rótulas plásticas se localizan en la base de las pilas, prácticamente toda la estructura está protegida por capacidad. La presencia de las rótulas asegura que el cortante transmitido tiene un límite coincidente con la capacidad del mecanismo de colap-

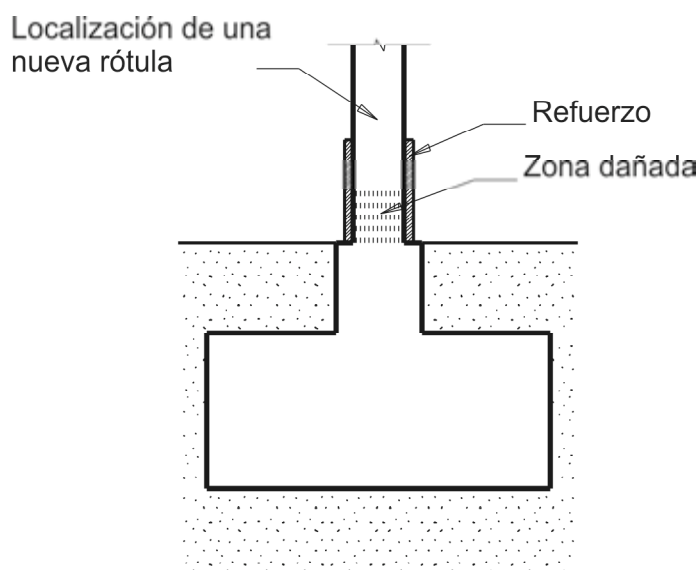


Figura 10. Localización de la rótula plástica tras un refuerzo.

so plástico proyectado. Por esta razón se podría comprobar el conjunto de la estructura en la forma tradicional (método multimodal y espectro de respuesta) modificando el factor de comportamiento de forma que coincida el cortante calculado con el cortante de capacidad. Esto no es más que una forma de incorporar la filosofía del proyecto y comprobación por capacidad en los métodos de cálculo y comprobación habituales.

En el caso del tablero de un puente se puede considerar que también está protegido por capacidad ante un sismo transversal siempre que el mecanismo de colapso plástico no incluya alguna rótula en el propio tablero (esto puede llegar a ser posible en las cercanías de los estribos).

En cualquier caso debe quedar claro que el proyecto por capacidad exige una primera decisión respecto al mecanismo de colapso plástico deseado lo que implica consecuencias en el diseño conceptual de la estructura. Esta decisión no la puede tomar un programa de ordenador. La comprobación posterior sí la puede llevar a cabo un programa adaptando la nueva filosofía de proyecto sísmico a los procedimientos tradicionales, pensados para un comportamiento elástico.

3.3. Capacidad de desplazamientos

Es frecuente el error de pensar que una estructura proyectada en la hipótesis de que se formen las rótulas plásticas necesarias para producir el colapso plástico durante un sismo es insegura. Ello es debido en gran medida a las imágenes que nos quedan del colapso de edificios y puentes durante sismos reales. Esto no es cierto ya que el proyecto por capacidad es algo más que lo presentado en el apartado anterior. Hasta ahora no nos hemos referido más que a demanda y capacidad en términos de esfuerzos pero el proyecto por capacidad no puede estar completo si no se comprueba también que la demanda de desplazamientos es inferior a la correspondiente capacidad de la estructura. Esto nos lleva a definir y explicar ambos conceptos.

La capacidad de desplazamiento de una estructura es el máximo desplazamiento que se puede producir en un punto significativo de la estructura antes de alcanzar una determinada situación (habitualmente el agotamiento). El punto significativo suele ser el punto que sufre mayores movimientos durante el sismo: el último piso en una estructura de edificación o el tablero en un puente.

Existen básicamente dos formas de calcular la capacidad de desplazamiento de una estructura: mediante un análisis simplificado del mecanismo de deformación plástica o mediante un modelo no-lineal estático.

El análisis simplificado se basa en conocer la máxima curvatura que puede soportar una rótula plástica; ésta se puede determinar fácilmente a partir de las deformaciones máximas que se suelen tomar para los materiales (0,35% para un hormigón no confinado y 1% para las armaduras). Esta curvatura máxima multiplicada por la longitud efectiva de la rótula plástica, L_p , proporciona el giro total desarrollado por la rótula. Esta longitud efectiva de la rótula plástica se puede calcu-

lar, de acuerdo con el Eurocódigo (8) y el proyecto de norma sísmica de puentes mediante la expresión [16].

Superponiendo el giro de la rótula plástica y los giros elásticos acumulados a lo largo de la estructura, se puede determinar por consideraciones de cinemática el desplazamiento del punto relevante. Por ejemplo, en el caso de una pila de puente sobre la que el tablero va simplemente apoyado, la ley de curvaturas a integrar sería semejante a la representada en la Figura 11. La aplicación de las fórmulas clásicas de Resistencia de Materiales permitiría calcular el desplazamiento del tablero.

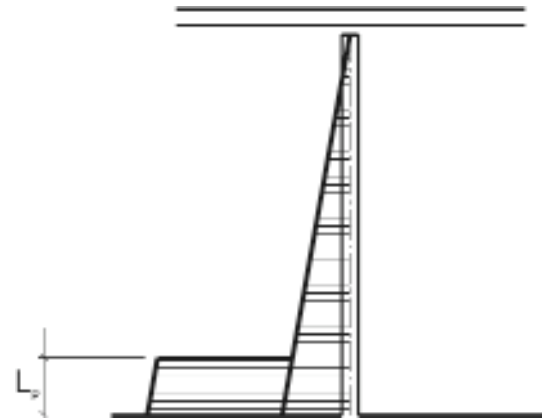


Figura 11. Distribución de curvaturas a lo largo de una pila de puente.

De forma alternativa, se puede calcular la capacidad de desplazamiento de una estructura a través de un cálculo no lineal estático, también llamado de empuje progresivo o “push-over”. Este método consiste en aplicar sobre la estructura unas cargas horizontales que son proporcionales a las fuerzas de inercia producidas por el sismo (ya sea las correspondientes al modo de vibración fundamental o las correspondientes a una superposición modal) y llevar la estructura hasta el agotamiento teniendo en cuenta el comportamiento no lineal del material y también los efectos de segundo orden. Además de las acciones proporcionales a las acciones sísmicas, deberán estar aplicadas con valor constante las cargas permanentes (especialmente importantes en los efectos de segundo orden).

De esta forma se consiguen dos objetivos. Por un lado se obtiene de forma natural el mecanismo de colapso plástico de la estructura y se definen las zonas donde se pueden formar rótulas plásticas. Por otra parte, se obtiene la capacidad de desplazamiento de la estructura, que se compara con la demanda de desplazamiento.

El cálculo no lineal estático exige disponer de programas de cálculo no lineal de estructuras pero hoy en día estas herramientas son comerciales y están a disposición de todas las oficinas de proyectos. Este análisis debe realizarse con propiedades medias de los materiales ya que es importante que la respuesta del modelo sea lo más parecida posible a la de la estructura real. El dato más importante a suministrar a los programas de cálculo es la ley momento-curvatura de las secciones susceptibles de tener un comportamiento no line-

al (son prácticamente todas si tenemos en cuenta la fisuración del hormigón además de la posible plastificación de las armaduras).

Dado que dichas leyes suelen ser complejas, se suele admitir su sustitución por leyes multi-lineales o, generalmente, por una ley elástica-perfectamente plástica. Para definir esta ley se suelen poner dos condiciones. Por una parte el área encerrada bajo la ley idealizada debe coincidir con el área encerrada bajo la ley real. Por otra parte, el momento de rotura real debe ser aproximadamente coincidente con el momento de plastificación de la ley simplificada. También es evidentemente imprescindible que la deformación última, básica para definir la capacidad de desplazamiento de la estructura, coincida en las dos leyes. El proyecto de norma sísmica de puentes permite esta simplificación a través de la ley representada en la Figura 12.

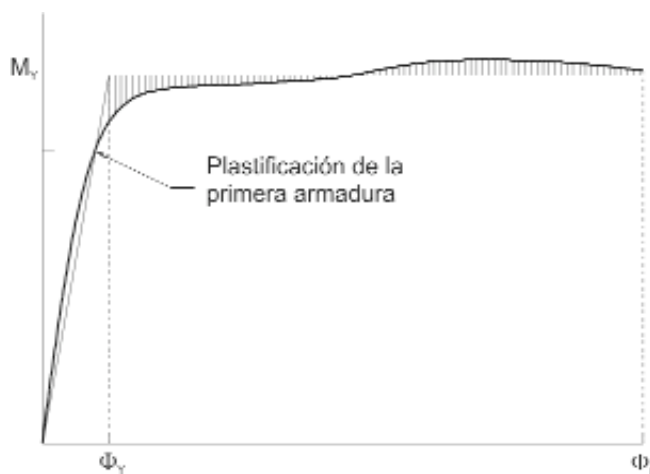


Figura 12. Leyes momento-curvatura real e idealizada.

Hay que destacar el hecho de que el comportamiento no lineal que interesa a los efectos del sismo es únicamente el que engendra deformaciones no recuperables, es decir el debido a la deformación plástica de las armaduras. El comportamiento no lineal debido a la fisuración es recuperable y por lo tanto no supone un sumidero de energía. Esto hace que los modelos simplificados de comportamiento de cada sección tengan una rigidez elástica muy inferior a la correspondiente a la sección bruta de hormigón. De hecho, en algunas normas se recomienda adoptar como rigidez elástica de las secciones susceptibles de convertirse en rótulas plásticas el valor de la rigidez secante correspondiente a un momento flector igual al 60% del momento de plastificación.

La demanda de desplazamiento se puede expresar como un desplazamiento, Δ_d , o como una ductilidad, $\mu_d = \Delta_d / \Delta_Y$. Se puede evaluar a partir del espectro de respuesta de proyecto. Este espectro viene dado habitualmente en términos de aceleraciones máximas en función del período de un oscilador con un grado de libertad. Este espectro se puede transformar en espectro de desplazamientos mediante:

$$S_d = \frac{4R^2}{T^2} S_a \quad [22]$$

donde S_a es la aceleración espectral (en m/s^2), S_d es el desplazamiento espectral (en m) y T es el período del modo fundamental.

La relación entre el desplazamiento espectral y la demanda de desplazamiento depende de la zona del espectro en que nos encontremos. En estructuras relativamente flexibles (su período fundamental se encuentra en la rama descendente del espectro de respuesta en aceleraciones) se suele considerar que los desplazamientos máximos de un oscilador elástico coinciden con los de un oscilador de comportamiento no lineal; por lo tanto la demanda de desplazamiento coincidirá con el desplazamiento espectral y la demanda de ductilidad coincidirá con el factor de comportamiento. En este caso la demanda de desplazamiento coincide con el desplazamiento que se calcula por el método de superposición modal cuando no se aplica el coeficiente de comportamiento.

En estructuras de rigidez intermedia (su período fundamental se encuentra en la zona de aceleración constante del espectro de respuesta en aceleraciones) se suele considerar que el desplazamiento del oscilador no lineal es aquél que consume la misma cantidad de energía que el oscilador elástico; como consecuencia, la demanda de ductilidad, se relacionará con el factor de comportamiento mediante las expresiones:

$$\mu_d = \frac{1}{\lambda} (q^2 + 1) \quad [23]$$

$$q = \sqrt{\lambda \mu_d - 1}$$

que incrementan el valor de la demanda de ductilidad respecto al del factor de comportamiento.

Finalmente, en estructuras muy rígidas (su período fundamental es inferior al límite inferior de la zona de aceleración constante del espectro de aceleraciones) se suele considerar que el comportamiento de la estructura es elástico por lo que el coeficiente de comportamiento es 1 y no tiene por lo tanto sentido hablar de proyecto por capacidad.

3.4. Tendencias actuales

Los documentos que sirven de referencia para marcar las futuras tendencias en el campo del proyecto sísmico por capacidad han sido producidos por distintos organismos americanos. Se trata del Applied Technology Council (10), de la Federal Emergency Management Agency (11,12) y de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (13). Todos estos trabajos han cristalizado en una prenorma que define una nueva forma de abordar el proyecto por capacidad (14) y que está destinada a convertirse en norma ANSI.

Estos documentos introducen el concepto de proyecto basado en el comportamiento (también se habla de proyecto por desempeño como traducción del término en inglés "performance-based design"). Este tipo de aproximación consiste en estudiar de forma completa e independiente distintos escenarios que se convierten en objetivos de comportamiento de la estructura. Los escenarios contemplados en el caso de las estructuras de edificación suelen ser cuatro:

- Operación: sismo ante el cual la estructura se comporta elásticamente y sufre daños muy ligeros. Se produce alguna fisuración en fachadas, tabiques y techos pero todos los sistemas importantes se mantienen en funcionamiento.
- Ocupación inmediata: sismo ante el cual la estructura sufre daños ligeros aunque conserva su rigidez y resistencia originales. Se produce alguna fisuración en fachadas, tabiques techos y elementos estructurales. Los sistemas importantes se pueden poner en funcionamiento rápidamente. La protección contra incendios no deja de estar operativa durante el sismo.
- Seguridad para los ocupantes: sismo ante el cual la estructura sufre daños moderados; la estructura mantiene una resistencia y rigidez residual. No se produce caída de fachadas o cornisas pero el edificio puede quedar con deformaciones permanentes que hagan incluso no recomendable su reparación.
- Prevención del colapso: sismo ante el cual la estructura sufre daños severos quedando una pequeña resistencia y rigidez residuales. La estructura queda en un estado cercano al colapso.

Estos objetivos de comportamiento se corresponden con niveles de riesgo diferentes. La probabilidad asociada a cada nivel de comportamiento en un período de 50 años es del 50% para el nivel de operación, 20% para el nivel de operación inmediata, 10% para el nivel de seguridad para los ocupantes y 2% para el nivel de prevención del colapso. Los períodos de retorno asociados a estos niveles de probabilidad son aproximadamente los siguientes: 75, 225, 500 y 2500 años.

Aunque el tratamiento de cada nivel de comportamiento es complejo, desde el punto de vista del proyecto por capacidad la diferencia estriba en distintos valores del factor de comportamiento y distintas demandas de ductilidad (local y global). Por esta razón cobra todavía más importancia la comparación

entre la demanda de desplazamiento y la correspondiente capacidad de la estructura.

En el proyecto de norma sísmica de puentes se ha intentado ir en la línea de proyectar para distintos niveles de comportamiento al definir dos sismos diferentes y, consecuentemente, dos tipos de comportamiento diferenciados.

Esta interrelación existente entre demandas y capacidades en esfuerzos y desplazamientos en la que entran en juego el factor de comportamiento y la ductilidad obliga en principio a seguir un proceso iterativo que permita cumplir todas las condiciones impuestas. El método del espectro de capacidad es una forma de llegar a la solución mediante una representación gráfica sencilla. Consiste en representar en el mismo sistema de coordenadas dos diagramas, uno de demandas y otro de capacidades (Figura 13). En abscisas se representan desplazamientos y en ordenadas se representan aceleraciones (habitualmente en forma adimensional respecto a la aceleración de la gravedad).

El diagrama de demandas se deduce del espectro de respuesta mediante la transformación explicada anteriormente; este diagrama es función del amortiguamiento supuesto, el cual a su vez depende del nivel de comportamiento estudiado. El diagrama de capacidades es la misma curva que sale como resultado del cálculo no lineal estático en el que las cargas se han normalizado respecto a las que resultarían de aplicar una aceleración horizontal igual a la gravedad y los desplazamientos se han dividido por el factor de participación y por el desplazamiento del modo fundamental en el punto que se toma como referencia para que sean asimilables a los desplazamientos espectrales.

El punto en el que se cortan ambos diagramas es aquel en el que se igualan demandas y capacidades tanto en esfuerzos (por lo tanto corresponde al factor de comportamiento estrictamente necesario) como en desplazamientos. Dada la forma de ambos diagramas, existirá un punto de intersección siempre que la capacidad en desplazamientos sea suficientemente

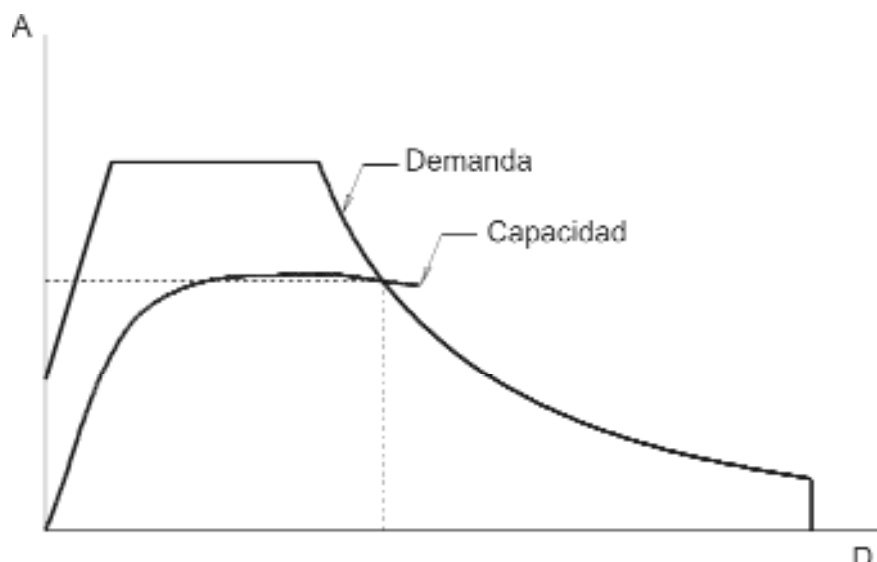


Figura 13. Espectro de capacidad.

grande (y que esta capacidad sea admisible de acuerdo con el nivel de comportamiento que se esté comprobando). De esta manera queda claro que el problema del proyecto sísmico es, sobre todo, un problema de desplazamientos y, por lo tanto, de ductilidad.

Este planteamiento gráfico tiene el inconveniente de estar diseñado para un sistema con un único grado de libertad lo que hace que se esté trabajando hoy en día en planteamientos alternativos para incorporar un mayor número de grados de libertad pero manteniendo la idea básica sobre la que se sustenta este método y, en definitiva, el proyecto por capacidad: la estructura no va a verse nunca solicitada por una acción superior a su resistencia; el problema del proyecto de la estructura consiste en dotarla de la suficiente ductilidad y de que la deformación consiguiente al sismo sea aceptable de acuerdo con los criterios de comportamiento que nos fijamos para distintos niveles de riesgo.

4. INFLUENCIA DE LAS ACCIONES SÍSMICAS EN LA DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LA ESTRUCTURA

4.1 Líneas maestras del proyecto de estructuras sismorresistentes

Los objetivos del proyecto de una estructura sismorresistente son:

Evitar que se pierdan vidas humanas ante el mayor seísmo correspondiente a su ubicación geográfica, para lo que se deben prevenir los colapsos parciales o globales.

- Limitar los daños si ocurren seísmos de menor intensidad.
- Pero es innecesario, e inviable económicamente, proyectar la estructura para que permanezca en régimen elástico-lineal bajo la acción sísmica real. Por ello, los códigos consideran acciones sísmicas menores que las máximas reales, obligando, a cambio, a que se adopten las medidas que permitan absorber en régimen anelástico, sin colapsos, la energía no contemplada en el cálculo.

En tal sentido, como ha probado repetidamente la experiencia, es esencial:

- Proyectar estructuras redundantes y dúctiles, condiciones indispensables para que se puedan producir redistribuciones significativas de los esfuerzos y para absorber energía en régimen no lineal sin que disminuya significativamente la capacidad estructural de respuesta.
- Poner el énfasis en las decisiones adoptadas en la fase de proyecto, pues pueden determinar la demanda de ductilidad que experimenta cada pieza y los mecanismos de disipación de energía y de deterioro estructural que van asociados a la obligada explotación de la ductilidad de cada elemento y del conjunto de la estructura.

En las estructuras reticulares, por ejemplo, hay que procurar que la energía que no se ha tenido en cuenta en el cálculo se disipe mediante la flexión anelástica de las vigas, pues (Figura 14):

- Las vigas son más dúctiles, ofrecen un número mayor de rótulas plásticas y son más fáciles de reparar que los pilares.
- Es peligroso depender de la menor ductilidad de los pilares, causada por las deformaciones debidas a los esfuerzos axiales y cortantes, pues estas piezas son críticas para la absorción de las cargas gravitatorias.

En consecuencia, se debe proyectar de modo que:

- El orden de plastificación sea el siguiente: los extremos de las vigas, los extremos de los pilares y, finalmente, los nudos propiamente dichos, como intersección de vigas y pilares.
- La seguridad de los pilares sea mayor que la de las vigas.
- En las vigas, la esbeltez a cortante sea superior a cuatro ($M/Vh > 4$) y la seguridad respecto al esfuerzo cortante mayor que la seguridad a flexión.

4.2 La configuración de los edificios

La configuración del edificio es determinante para la magnitud relativa y la distribución de los esfuerzos de origen sísmico, aunque para un determinado movimiento sísmico, las fuerzas de inercia, principales responsables de los daños, en valor absoluto, se deben, sobre todo, a la masa del edificio.



Figura 14. Mecanismos de colapso alternativos en una estructura porticada.

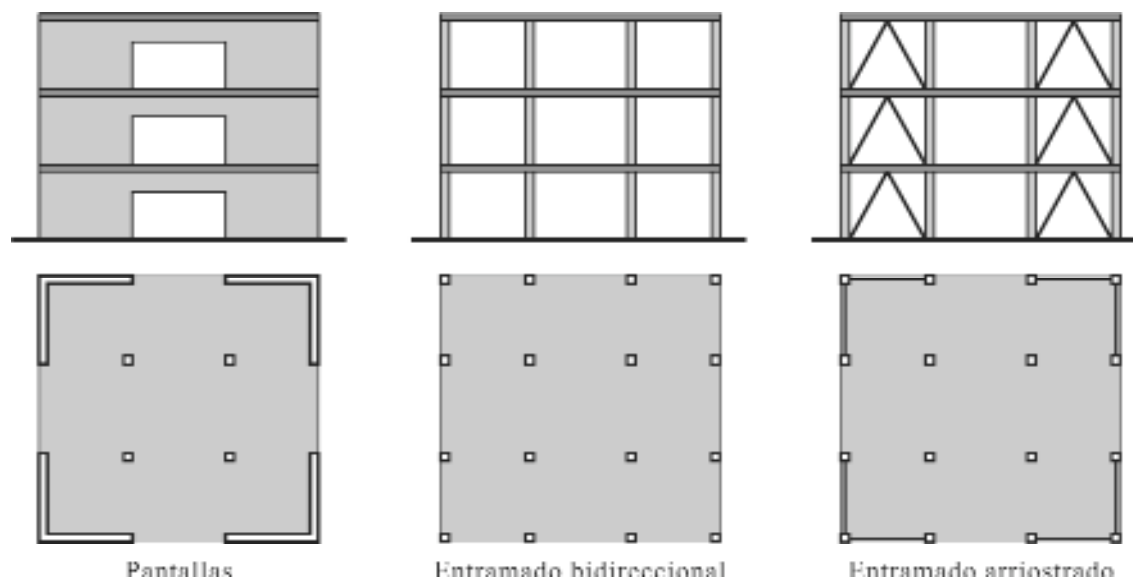


Figura 15. Algunas configuraciones estructurales alternativas.

Pero el término configuración debe entenderse en sentido amplio; incluye, obviamente, la forma, el tamaño y las proporciones del inmueble, pero también la naturaleza, el tamaño y la ubicación de los elementos estructurales y de los que no tienen tal misión, así como la relación entre ambos conjuntos. Y en este último sentido, hay que destacar la enorme influencia que pueden tener en el comportamiento sismorresistente de la estructura los elementos de compartimentación y de cerramiento que actúan como “infillings”.

Se debe tender al diseño de configuraciones regulares (Figura 15), cuyas principales características son las siguientes:

- Estabilidad frente al vuelco del edificio considerado como sólido rígido y esbeltez geométrica del conjunto reducida.
- Simetría aproximada respecto a los dos ejes principales.
- Distribución compensada de la resistencia.
- Uniformidad en sección y en altura.
- Luces de las piezas moderadas.
- Resistencia y rigidez máximas respecto a las torsiones en planta.
- Transmisión directa de las cargas hasta la cimentación.

Es fácil entender que, si se incrementa la altura de los edificios, aumentarán las fuerzas sísmicas y la tendencia al vuelco. Pero más que a la altura en valor absoluto, conviene atender a la esbeltez geométrica: si ésta es importante, los elementos del perímetro absorberán con dificultad los esfuerzos alternados debidos a la oscilación del inmueble.

La simetría en planta es deseable: se traduce en una coincidencia teórica de los centros de rigidez y de masas, lo que tiende a anular los esfuerzos de torsión horizontales (en planta). Pero la simetría no es condición suficiente; como se aprecia, por ejemplo, en la Figura 16, si se van estrechando los brazos de una planta en cruz, la rigidez de éstos disminuye y aumenta su capacidad de giro respecto al cruceo y, por tanto, el valor de las tensiones en el perímetro de éste.

Además, si los elementos estructurales consisten en muros, pórticos o pórticos con triangulaciones y han de soportar fuerzas laterales o torsiones en planta, es deseable concentrarlos, o incrementar su presencia, en el perímetro, pues, de este modo, se aumenta su brazo mecánico y, así, su capacidad de respuesta (Figura 17). En este mismo sentido, téngase presente que la densidad de los elementos estructurales, es decir, el cociente entre la suma de las áreas de sus secciones transversales y la superficie total de la planta, ha disminuido espectacularmente a lo largo del tiempo; ahora, en los edificios de 10 a 20 plantas, suele oscilar entre el 1 % y el 2 %, cuando en el Partenón (120-124) y en Santa Sofía (532-537) es del 20 %, en S. Pedro (1506-1626) del 25 % y en el Taj Mahal (1630-1653) del 50%.

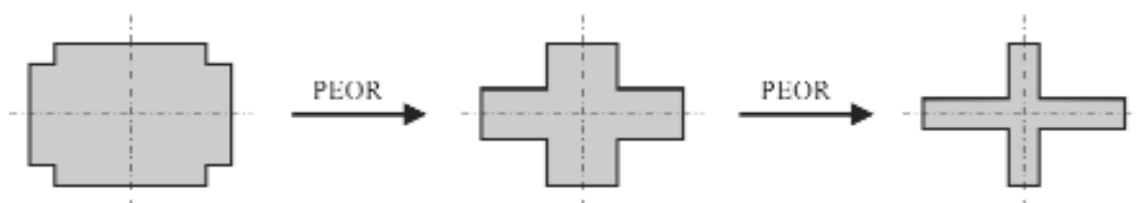


Figura 16. Adecuación de una planta cruciforme a las acciones sísmicas.



Figura 17. Localización de los elementos resistentes en la planta del edificio.

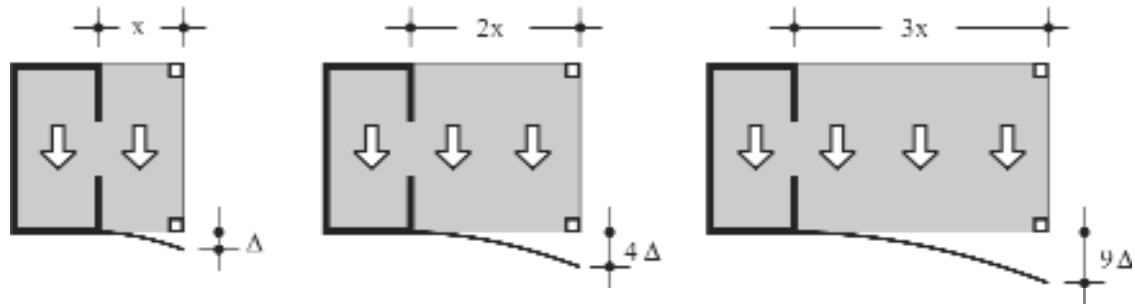


Figura 18. Posición relativa de masas y rigideces.

Las variaciones amplias de resistencia y de rigidez en el perímetro de la planta distancian los centros de masa y de resistencia, con lo que aparecen esfuerzos torsores horizontales que hacen que el edificio tienda a girar alrededor del centro de resistencia, de manera tanto más acusada cuanto mayor es la distancia del elemento considerado al centro de resistencia, como se ilustra en la Figura 18.

4.3 Irregularidades

Como ya se ha dicho, la configuración del edificio determina en gran medida la magnitud relativa y la distribución de los esfuerzos sísmicos. Por ello, se llaman irregularidades a las variables que modifican la distribución de los esfuerzos sísmicos, alejando ésta de la correspondiente a las configuraciones regulares. Por otra parte, estas irregularidades pueden llegar a incrementar las diferencias entre el comportamiento real y el calculado al aumentar la incertidumbre sobre algunos datos del problema.

Son muy numerosos los esfuerzos realizados para detectar tales variables, algunas de las cuales se recogen en la Figura 19, sobre todo con base en la experiencia adquirida al analizar siniestros ya acaecidos. Pero no es menos cierto, que:

- No se puede pretender que la relación de irregularidades sea exhaustiva o definitiva.
- En ocasiones, con el progreso del conocimiento y de los medios de análisis, se ha cambiado de opinión respecto a ciertas variables.
- Los códigos, en general, contemplan las irregularidades, no como una relación de situaciones que queden prohibidas, sino como una indicación, o un mandato, de que se utilicen métodos de análisis más detallados.
- No siempre un refinamiento en el cálculo garantiza un buen resultado.

Bastantes de las irregularidades verticales están relacionadas con:

- La disposición de pilares de distinta rigidez (por su diferencia de longitud o su arriostramiento) (Figura 20), o sensiblemente menos resistentes que las vigas o que hacen variar la rigidez de unas fachadas a otras. Conviene recordar que la rigidez y, por tanto, la fuerza que le corresponde a cada pilar, son inversamente proporcionales al cubo de su longitud, aproximadamente.



Figura 19. Factores de incertidumbre en el comportamiento sísmico de las estructuras de edificación.

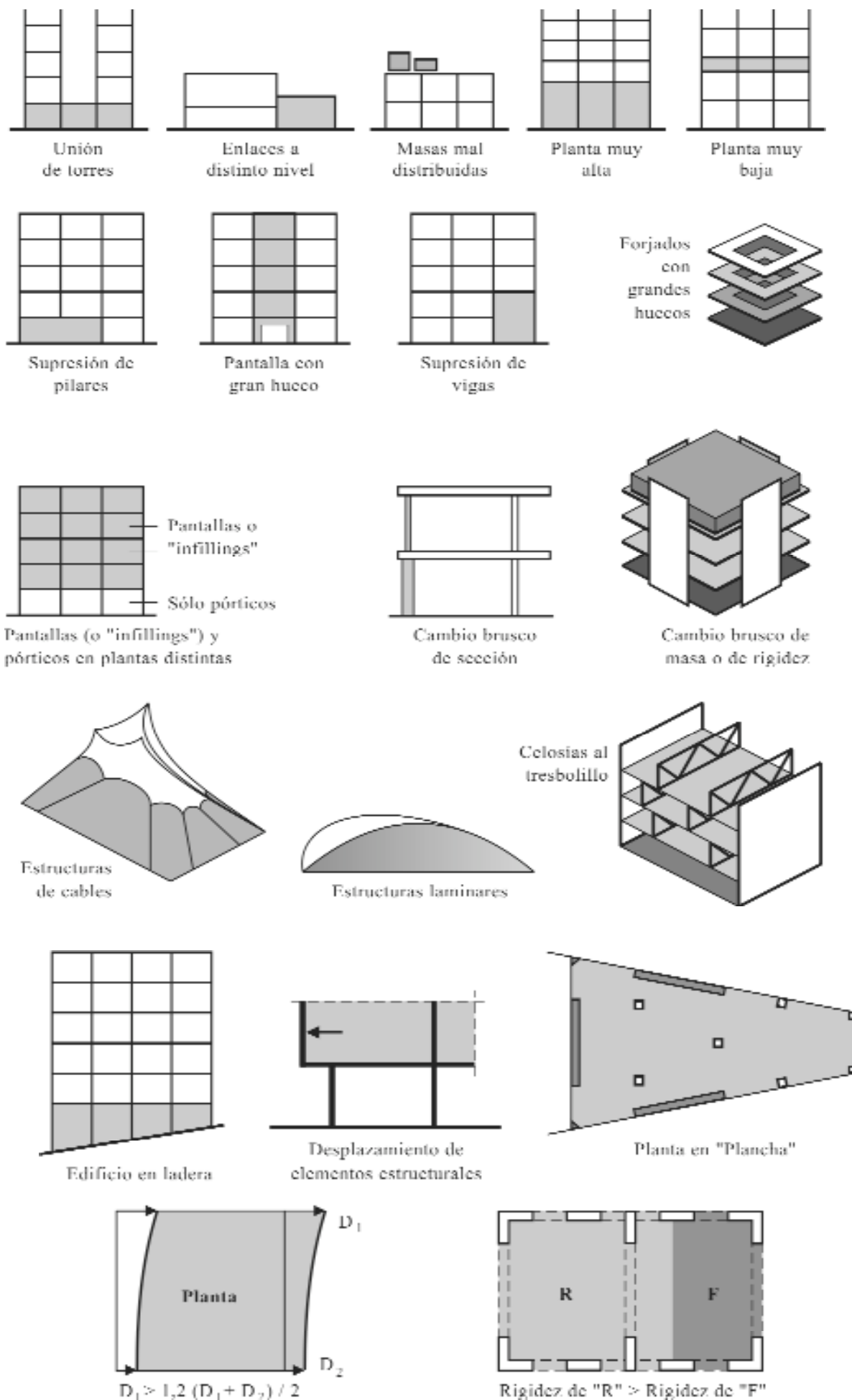


Figura 19 (Cont.). Factores de incertidumbre en el comportamiento sísmico de las estructuras de edificación.

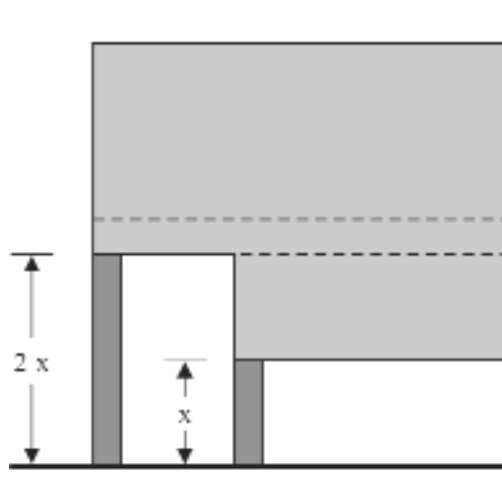


Figura 20. Pilares de distinta rigidez.

2. La existencia de pilares de mucha menor longitud, de hecho, que los de las otras plantas, cual es el caso de los llamados pilares cortos o de los pilares cautivos, ejemplos de los cuales se recogen en las Figuras 21 y 22, respectivamente, y que, de acuerdo con la experiencia, conducen con frecuencia a situaciones catastróficas.

En todos estos casos, los posibles efectos sísmicos son los siguientes:

- Agotamiento de los pilares sin llegar a disponer de la necesaria disipación de energía a través de la ductilidad de las vigas.
- Torsiones en planta.

Mención especial merece, probablemente, la irregularidad vertical que consiste en la existencia de plantas blandas, es decir, de rigidez mucho menor que la de las adyacentes. El principal efecto sísmico es la concentración de tensiones a nivel de su enlace con las adyacentes de mayor rigidez (Figura 23), que puede derivar, además, en un acusado efecto $P-\Delta$. Obviamente, el efecto nocivo de estas plantas es tanto más acusado cuanto menor es el nivel en que se encuentran.

La existencia de plantas blandas es mucho más común de lo que en principio pudiera parecer, pues no sólo puede producir una variación sustancial de la rigidez de la estructura de plantas sucesivas, sino, con mayor frecuencia sin duda, la disposición de cerramientos y elementos de compartimentación a partir del primer forjado, quedando prácticamente diáfana la planta baja.

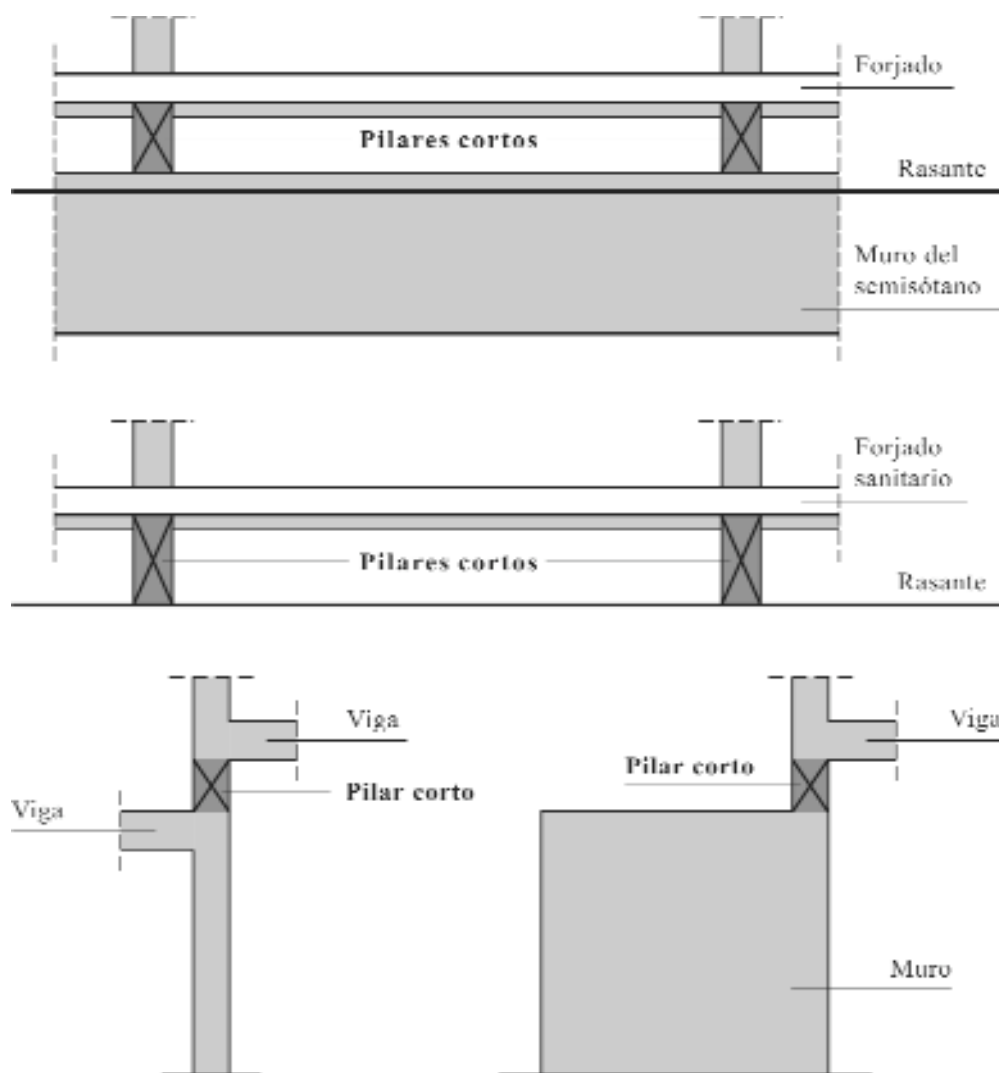


Figura 21. Distintas situaciones en las que aparecen pilares cortos.

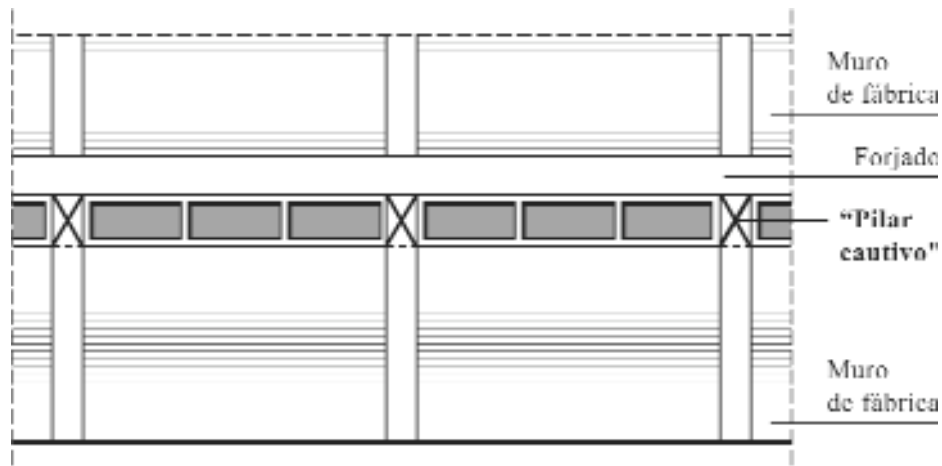


Figura 22. Ejemplo de pilar cautivo.

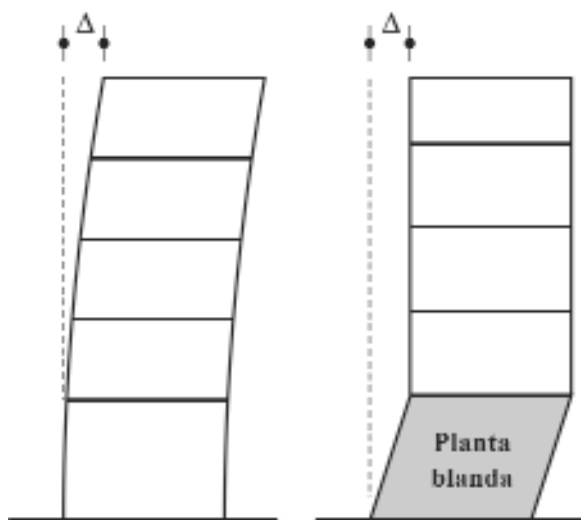


Figura 23. Deformación del edificio con una planta blanda.

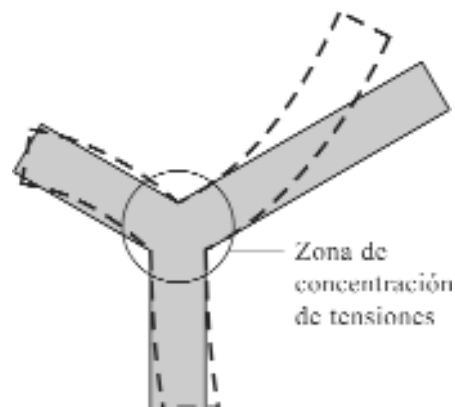


Figura 24. Concentraciones de tensiones en forjados.

El efecto arco, que puede darse si los elementos sísmicamente resistentes son sólo los muros de borde o si dicho sistema resistente está constituido por muros de cortante (“shear walls”) demasiado alejados entre sí (Figura 25).

4.4 Efectos sísmicos relacionados con los forjados

Los forjados desempeñan un papel crucial en la distribución de los esfuerzos de origen sísmico entre los elementos resistentes verticales: deben actuar como vigas de gran canto, en las que el propio forjado constituye el alma y sus bordes las alas. Por ello, los huecos no deben impedir o dificultar su enlace con los entramados o con los muros, y no han de ser consecutivos, lo que impediría el correcto funcionamiento del forjado como diafragma. En tal sentido, son muy nocivos los patios de fachada, pues cortan las alas que, alternativamente, están comprimidas y traccionadas.

También hay que prestar atención, entre otras cuestiones, a:

Las plantas con deformaciones significativas de unas partes respecto a las restantes, lo que conduce a deformaciones de torsión y a concentraciones de tensiones en las zonas de encuentro (Figura 24).

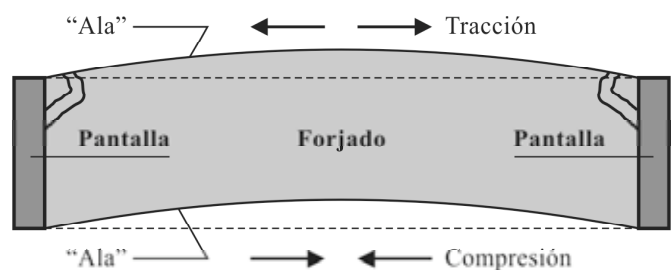


Figura 25. Flexión de un forjado en su plano.

5. CONCLUSIONES

Como conclusión general de todo lo anterior puede decirse que la ductilidad es una propiedad deseable en estructuras que deben resistir la acción sísmica, pues permite la absorción de energía transmitida por la acción sísmica y la deformación de

la estructura más allá del rango elástico sin pérdida de resistencia.

La ductilidad depende en gran medida del tipo de acero de armar, de los detalles de armado, de la configuración estructural y de la filosofía de diseño de la estructura. Para hacer dúctiles las secciones de hormigón conviene confinar éste mediante la disposición de suficiente armadura transversal, armadura de compresión y limitando la cuantía de armadura de tracción. Un cuidadoso estudio de resistencia y deformación de las zonas críticas para garantizar la estabilidad estructural al formarse las rótulas plásticas permitirá que la estructura sea suficientemente dúctil para deformarse sin colapsar limitando los daños y el coste inicial y de reparación. Esto enlaza directamente con los métodos actuales de proyecto por capacidad y de proyecto basado en el comportamiento.

Las reglas básicas que se han enunciado aquí en relación con el proyecto sísmico están en su mayor parte justificadas por el cálculo aunque en muchos casos son el producto de la experiencia adquirida en el análisis de los efectos de terremotos pasados y también, por qué no, de la importancia que tienen la aleatoriedad de las acciones aplicadas y de las características de la estructura.

6. REFERENCIAS

- Paulay, T. y Priestley, M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley&Sons, Nueva York, 1992
- Priestley, MJN, Seible, F. y Uang, "The Northridge Earthquake of January, 1994". Report, 94-01, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego. 1994.
- Cosenza E., Greco C. & Manfredi G., "An Equivalent Steel Index in the Assessment of the Ductility Performances of the Reinforcement", Synthesis Report: Individual Contributions, CEB Bulletin d'Information No. 218, Lausanne, 1997
- "Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural 1990". Comité Euro-Internacional del Hormigón y federación Internacional del Pretensado. CEB Boletín de Información 213/214, Mayo 1993.
- Comisión Asesora ARCER (2000). "Aceros con características especiales de ductilidad para hormigón armado". Monografía ARCER nº1. Calidad Siderúrgica. Madrid, 2000
- Paulay, T., "An estimation of displacement limits for ductile systems". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31, 583-599.
- "Instrucción de Hormigón estructural, EHE". Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento. Secretaría Técnica. Madrid, 1999.
- Eurocódigo EC-2 (prEN-1992-1-1) "Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación". Borrador final de la revisión 2002. Bruselas, 2002.
- Freeman S.A., "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", ACI SP-55, 589-605, 1978.

Corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado en soluciones de bicarbonato

Stress corrosion cracking of prestressed steels in bicarbonate solutions

◆
J. Sánchez Montero

Ingeniero Químico. Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", Madrid

◆
J. Fullea García

Científico titular. Dr. Ciencias Químicas
Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", Madrid

◆
C. Andrade Perdrix

Profesora de Investigación. Dra. Ciencias Químicas
Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", Madrid

◆
C. Alonso Alonso

Profesora de Investigación. Dra. Ciencias Químicas
Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja", Madrid

RESUMEN

En este trabajo se presenta los resultados preliminares sobre un nuevo método de fisuración controlada utilizado para el estudio de la susceptibilidad de los aceros de alta resistencia a la corrosión bajo tensión. La innovación de este método reside en plantear el estudio del crecimiento de la fisura combinando parámetros electroquímicos y mecánicos. El estudio combina la Mecánica de Fractura y la teoría de la Movilidad Superficial, estimando el crecimiento de la fisura y la tenacidad de fractura en un mismo ensayo, donde la formación de la fisura no se realiza por fatiga.

SUMMARY

This paper presents the valuation of a new method of controlled cracking used to study the susceptibility of the high strength steels resistance to stress corrosion cracking. The innovation of this method resides in raising the study of the growth of the fissure combining electrochemical and mechanical parameters. The study combines the Mechanics of Fracture and the theory of the Surface Mobility, it allows to calculate the crack propagation rate and the fracture toughness in the same test, where the crack is not done by fatigue.

1. INTRODUCCION

El acero, en un medio como el hormigón, se encuentra protegido de la corrosión, es decir pasivo, debido a la elevada alcalinidad que aparece en los poros del material por la hidra-

tación del cemento. Esta protección puede mantenerse indefinidamente, hasta que un elemento agresivo alcanza la armadura. Los casos más comunes son la carbonatación del hormigón, que produce una reducción generalizada del pH del medio, y la llegada de cloruros hasta la armadura, que da lugar a una corrosión localizada.

Un caso particular de corrosión del acero en el hormigón es la corrosión bajo tensión (CBT), que puede aparecer en estructuras pre y postensadas. Se produce por la acción simultánea y sinérgica de una tensión mecánica y de un medio corrosivo. El resultado es la aparición de grietas superficiales microscópicas que van profundizando y que, debido al efecto triaxial de tensiones, terminan induciendo la rotura frágil del alambre.

Los fallos por fenómenos de CBT en estructuras pre y postensadas son muy escasos, aunque debido a que la rotura es frágil los accidentes pueden dar lugar a colapsos y catástrofes como la del puente Point Pleasant (1), la cubierta del Palacio de Congresos de Berlín (2), tuberías a presión (3).

Hasta el presente el proceso de CBT no ha sido explicado satisfactoriamente. Numerosos mecanismos se han propuesto para explicar la rotura frágil de metales en tensión mecánica por efecto del medio, pero solo algunos de ellos, concretamente tres, son considerados relevantes:

1. Mecanismo de Disolución Anódica; cuyo desarrollo se debe principalmente a Parkins (4).
2. Mecanismo de Fisuración Discontinua; cuyos aspectos teóricos han sido desarrollados por Newman (5).

3. Mecanismo de la Movilidad Superficial; desarrollado por Galvele (6).

El mecanismo de Disolución Anódica (DA) considera la disolución electroquímica en la punta de la grieta como el parámetro cinético fundamental. El Mecanismo de Fisuración Discontinua (FD) acepta la disolución anódica pero pone el énfasis en las propiedades mecánicas y el efecto de la micro-entalla local que cada grieta microscópica genera; y el Mecanismo de la Movilidad Superficial (MS) propone una nueva perspectiva en la que la grieta avanza, no por disolución anódica sino por difusión (movilidad) de vacantes atómicas de los labios de la fisura hacia su punta. Este último mecanismo es el único que propone fórmulas que permiten hacer predicciones sobre la velocidad de avance de la grieta e incorpora el efecto de la generación de hidrógeno, llegando a formular una teoría integrada entre la CBT y la fragilización por hidrógeno (véase Anejo I).

Coherentemente con la falta de acuerdo en el tipo de mecanismo que opera, tampoco existe un método de ensayo para el estudio de la susceptibilidad a la CBT o la fragilización por hidrógeno (7). La normativa sobre ensayos de CBT de los aceros de alta resistencia empleados como armaduras activas del hormigón pretensado, solo contempla un tipo de ensayo, donde la agresividad del medio se acentúa para acelerar el proceso. Este ensayo queda reflejado en la Norma ISO/ DIS 156030, también conocido como ensayo FIP-78, "Steel for reinforcement and prestressing of concrete –Test methods-Part 3: Prestressing steel". El acero se sumerge en una disolución de sulfocianuro amónico a 50 °C, manteniendo el acero a carga del 80% de su resistencia y se determina el tiempo hasta rotura. Pueden utilizarse dos soluciones:

- Disolución A: 5 g de SO_4^{2-} ; 0.5 g de Cl^- y 1 g de SCN^- en 1 litro de agua destilada.
- Disolución B: 200 g de NH_4SCN en 800 ml de agua destilada.

El ensayo FIP-78 permite detectar la susceptibilidad a la fragilización por hidrógeno de un acero y como control de calidad para detectar defectos y/o excesivas tensiones residuales (3). La principal ventaja es su bajo coste y facilidad de realización. Entre los inconvenientes hay que destacar la enorme dispersión de resultados y la dificultad de correlacionarlos con las situaciones reales (8).

Otras propuestas de ensayo más próximas a la realidad del hormigón se basan en la aplicación de la teoría de DA (9, 10, 11) a probetas en disoluciones alcalinas conteniendo cloruros o de bicarbonato sódico (12, 13) o en el uso de probetas prefisuradas por fatiga (10, 11, 14, 15) en los que se calcula la tenacidad de fractura por Mecánica de Fractura (MF) (véase Anejo II).

Ninguno de estos ensayos aporta resultados generalizables y concluyentes, por lo que ha parecido necesario tratar de desarrollar un método de ensayo que, reflejando lo más posible la fase acuosa de los poros del hormigón, sea práctico para el uso como control de producción.

En el presente trabajo se aportan resultados preliminares de un tipo de ensayo que permite calcular la tenacidad de fractu-

ra del alambre y predecir la velocidad de avance de la grieta. Para ello se sustituye la generación de la entalla por fatiga por la creación de una picadura por ataque anódico electroquímico mediante previa localización con una pequeña entalla, realizada por un corte con una cuchilla. De esta forma se pretende obtener el crecimiento de la fisura a partir de la entalla en una solución de bicarbonato sódico con el alambre en tensión hasta alcanzar una cierta profundidad, a partir de la cual el alambre se continua estirando al aire hasta rotura. Obtenidos los datos se calcula la tenacidad de fractura por la formulación propuesta en MF (Anejo II). Además se ha seleccionado la teoría de la MS (Anejo I) como herramienta más potente para hacer predicciones de vida útil y se han combinado los resultados con los cálculos por MF de la tenacidad del acero (K_{IC}) como parámetro de comparación.

2. MÉTODO EXPERIMENTAL

2.1. Materiales y equipos

Se han estudiado dos aceros de composición eutectoide, el acero *trefilado* y el *alambrón*, que es el material de partida para la fabricación del acero trefilado. La composición química de ambos es por lo tanto la misma y se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1. Composición química del alambrón y del trefilado.

%C	%Si	%Mn	%P	Cr	Ni	%S
0.8	0.2	0.7	≤0.02	0.20	0.074	≤0.03

Así resulta que las propiedades mecánicas del alambrón y del trefilado son:

Tabla 2. Propiedades mecánicas.

	Alambrón	Trefilado
Límite elástico (MPa)	1300	1510
Tensión de rotura (MPa)	1870	2110

La máquina de tracción lenta o máquina universal de ensayo empleada en el estudio tiene un rango de velocidades que oscila entre los 5000 mm/min hasta 0.10 μm/min, pudiendo trabajar tanto a tracción como a compresión. El límite de carga se encuentra en los 40 kN y el recorrido de los cabezales es de 10000 mm. La probeta se fija a las mordazas por medio de una rosca.

Para la máquina de tracción lenta se ha adaptado una celda de CBT dentro de la cual se sitúa la probeta. La celda se sella en su parte inferior mediante un sistema de juntas mientras que

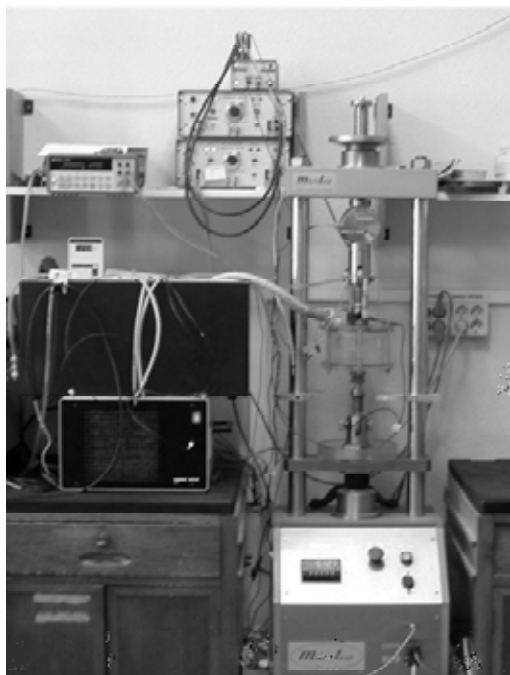


Figura 1. Máquina de tracción lenta.

en la parte superior no se realiza un sellado hermético ya que se tiene que permitir el desplazamiento de la probeta. En la parte superior de dicha celda existen unos taladros para introducir el contra-electrodo de titanio, el electrodo de referencia de plata-cloruro de plata y el termopar tipo J. Además la celda se encuentra termostatazada por una camisa exterior de agua que está conectada a un baño con un refrigerador y un calentador con termostato. El control electroquímico lo llevan a cabo dos potencióstatos, uno controla el potencial durante el ensayo mientras que el segundo entra en funcionamiento después de la rotura de la probeta, protegiendo catódicamente la superficie de fractura frente a la corrosión, lo que permite su estudio en el microscopio electrónico. Los datos de intensidad, potencial y temperatura son registrados con un Data Logger.

2.2. Método de ensayo

El método se basa en crear la fisura por métodos electroquímicos, por lo que puede representar la realidad de la mayoría de las pre-fisuras, mejor que su generación mecánica por fatiga, mediante la aplicación de varias etapas:

Generación mecánico-electroquímica de la fisura:

- Se carga la probeta al 80% del límite elástico.

- Se sumerge en una solución –en el presente caso de bicarbonato- a temperatura constante –en el presente caso a 25°C.
- Se fija el potencial electroquímico de trabajo –en este caso $-300 \text{ mV}_{\text{SCE}}$ – a la vez que se registra la intensidad de corriente.

Ensayo de tracción lenta:

- Se saca la probeta de la solución y se seca.
- Se realiza un ensayo de tracción lenta al aire para estudiar el efecto de la fisura generada sobre las propiedades mecánicas del acero y, empleando la mecánica de fractura, determinar la tenacidad de fractura característica del material.

Análisis fractográfico:

- Se identifica la aparición de zonas frágiles y las diferentes zonas de rotura.
- Se determina el tamaño de la fisura.
- Se determina la reducción de área.

2.3. Variables estudiadas

Se partió de probetas mecanizadas con un diámetro de 2.5 mm y una longitud de 13.2 mm. Para el control de crecimiento de la fisura se han realizado ensayos con alambrión empleándose varias geometrías con la finalidad de encontrar el modo de generar una fisura localizada y lo más parecido a las generadas por CBT (Figura 2):

a) *Probeta lisa*: esta se emplea de referencia.

b) *Probetas entalladas*: se realizaron ensayos tanto a potencial libre de corrosión como a potencial controlado, midiendo en cada caso distintos parámetros electroquímicos.

c) *Probetas recubiertas con resina epoxi y posteriormente entalladas*: en estas probetas se trabaja a potencial controlado para la creación de la fisura, tratando de localizar la corrosión en la entalla.

d) *Probetas recubiertas con resina epoxi excepto una pequeña ventana*: se empleó una probeta sin entalla pero localizando la corrosión en un punto. Como en el caso anterior se

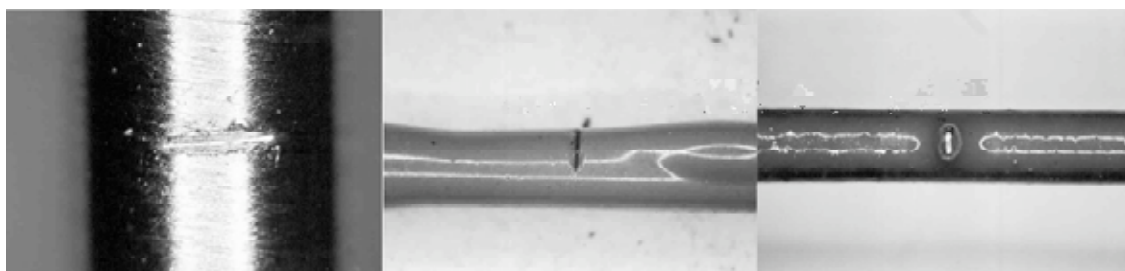


Figura 2. Los diferentes tipos de probetas ensayadas: b, c y d según el texto.

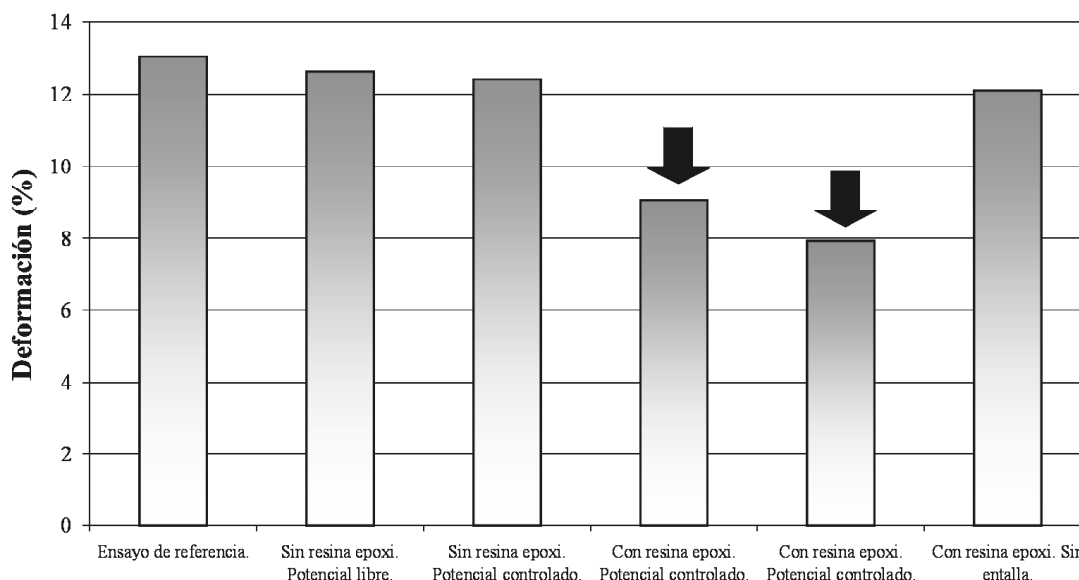


Figura 3. Ensayos con alambrrn. Deformación en el ensayo al aire previa generación de la fisura por ensayo potencioestático.

trabajó a potencial constante. En este ensayo se eliminó la concentración de tensiones en un defecto o entalla.

La secuencia de ensayos consistió en:

- 1) cargar la probeta al 80% de su límite elástico.
- 2) sumergirla en una disolución 0.05M de bicarbonato sódico.
- 3) realizar un ensayo potencioestático durante aproximadamente 96 horas.
- 4) someter la probeta, una vez retirada de la solución y secada, a un ensayo de tracción lenta a $3 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$.
- 5) estudio micrográfico de la superficie de fractura.

Los ensayos con acero trefilado se llevaron a cabo manteniendo constante la concentración de la disolución, 0.05M de bicarbonato sódico, en probetas recubiertas con resina epoxi y

entalladas, variando las condiciones electroquímicas. Los ensayos realizados son los siguientes:

- Probeta de referencia.
- Probeta n° 2: potencial de electrodo $-275 \text{ mV}_{\text{Ag/AgCl}}$
- Probeta n° 3: potencial de electrodo $-200 \text{ mV}_{\text{Ag/AgCl}}$
- Probeta n° 4: potencial de electrodo $+500 \text{ mV}_{\text{Ag/AgCl}}$

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

Para determinar el cambio en las propiedades mecánicas de las probetas de **alambrrn** después de la primera etapa de generación mecánico-electroquímica de la fisura, se realizó el ensayo de tracción al aire. En la Figura 3 y Figura 4 se muestran dos de los parámetros obtenidos del ensayo al aire, la deformación hasta rotura y la reducción de área. En ambos parámetros se produce una reducción para los ensayos con probetas recubiertas con resina epoxi y entalladas (c).

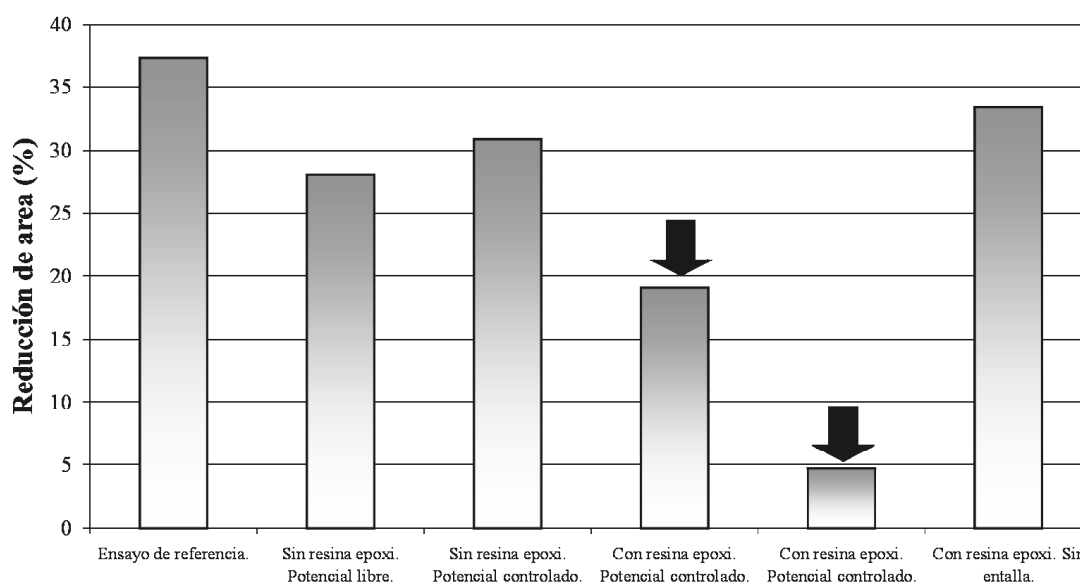


Figura 4. Ensayos con alambrrn. Reducción de área después de la fractura previa generación de la fisura por ensayo potencioestático.

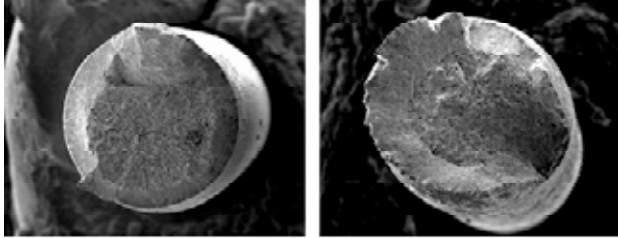


Figura 5. Superficie de fractura de las probetas sin recubrir con resina epoxi y entalladas (tipo b).

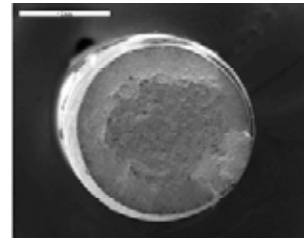


Figura 6. Superficie de fractura de la probeta recubierta con resina epoxi y con ventana (tipo d).

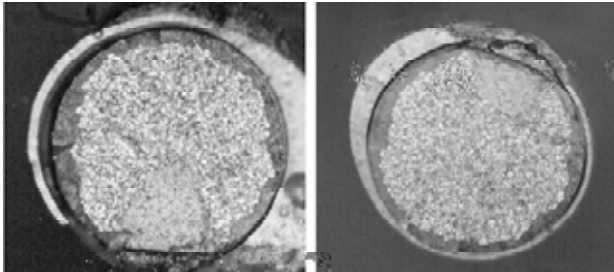


Figura 7. Superficie de fractura de las probetas recubiertas con resina epoxi y entalladas (tipo c).

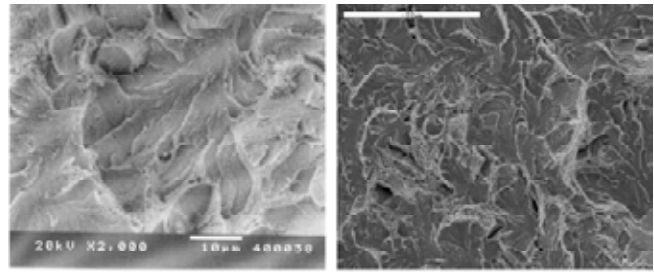


Figura 8. Superficie de fractura frágil o "Cleavage" encontradas en la probeta tipo c.

Las probetas entalladas que no se encontraban recubiertas con resina epoxi (b) (Figura 5) y las que están recubiertas con epoxi dejando una ventana (d) (Figura 6) presentan una rotura en forma de copa-cono típicamente dúctil, y un valor de estricción considerable. La rotura, en el caso de la probeta entallada (b), tuvo lugar por el plano de la entalla pero no se observó fisura alguna, lo que indica la necesidad de localizar el ataque en la entalla, aislando el resto de la superficie de la probeta. De esta forma, si se recubre la probeta dejando una pequeña ventana (c), la corriente anódica aportada a la probeta se invierte en generar una fisura, que crece a partir de la entalla y en dirección normal a la carga a la que se encuentra sometida la probeta.

La superficie de fractura correspondiente a las probetas (c) recubiertas con resina y entalladas (Figura 7), muestra una rotura frágil que ha tenido lugar sin apenas estricción y es posible identificar una fisura con forma de semielipse que parte de la entalla. La rotura en este caso tuvo lugar en el

momento en el que se alcanza el punto máximo de carga y sin tener lugar una excesiva deformación. En la superficie de fractura de dichos aceros, aparecen por todo el interior zonas frágiles, como las mostradas en la Figura 8. Estos resultados indican que de las probetas ensayadas únicamente las recubiertas de epoxi y posteriormente entalladas tienen un cambio en el modo de rotura de dúctil a frágil, como se confirma con la observación de la superficie de fractura a través del SEM.

3.1. Efecto del potencial electroquímico

Una vez definido el método de localización del daño, se plantearon unos nuevos ensayos en el acero **trefilado** con el fin de conocer la influencia del potencial electroquímico sobre la fisuración del acero.

En la Figura 9 se muestra la deformación hasta rotura y en la Figura 10 la reducción de área. De los potenciales muestra-

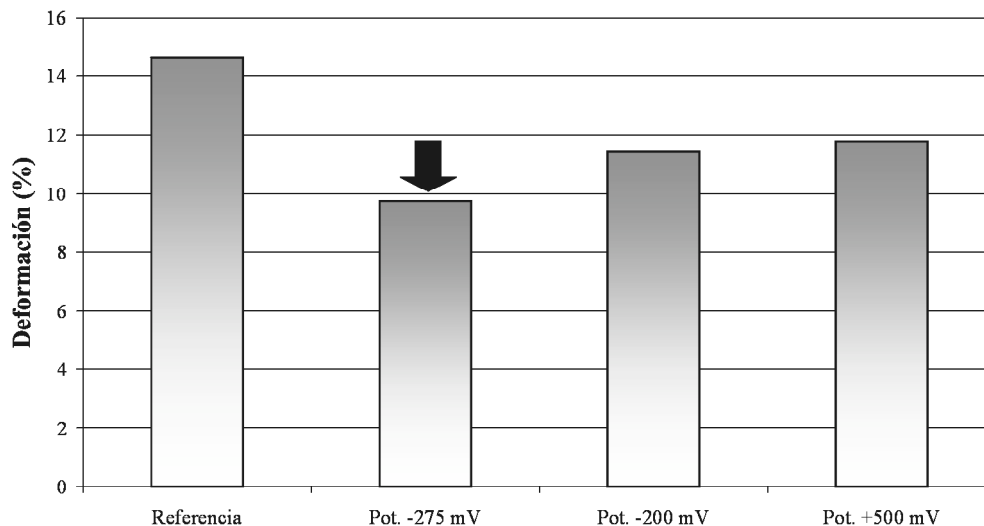


Figura 9. Acero trefilado. Deformación en el ensayo al aire de probetas tipo c que previamente se han sometido a la acción de una solución 0.05M en bicarbonato sódico y diferentes potenciales.

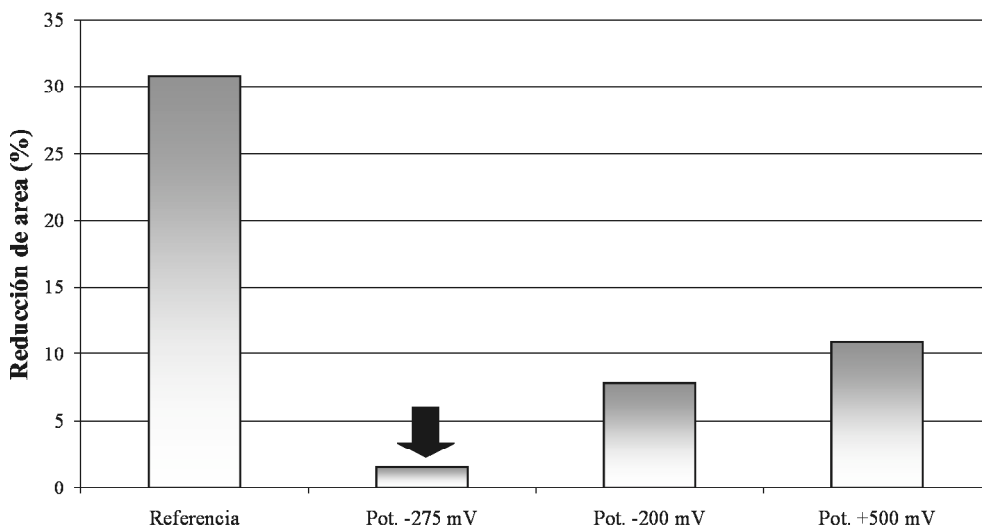


Figura 10. Acero trefilado. Reducción de área después de la fractura de probetas tipo c que previamente se han sometido a la acción de una solución 0.05M en bicarbonato sódico y diferentes potenciales.

dos, el potencial más susceptible de producirse CBT es el de $-275 \text{ mV}_{\text{Ag/AgCl}}$, ensayo para el cual se produce una menor deformación y reducción de área.

En la Figura 11 se muestra la superficie de fractura de las probetas de acero trefilado. Únicamente para el acero ensayado al potencial $-275 \text{ mV}_{\text{Ag/AgCl}}$ se observa la aparición de una fisura en el plano de la entalla, como ocurría en los ensayos con el alambIÓN.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos se pueden calcular tanto los parámetros mecánicos, como es la tenacidad de fractura, a partir del ensayo de tracción; como la velocidad de propagación de la fisura, a partir del ensayo electroquímico. Para determinar ambos parámetros es necesario el estudio de la superficie de fractura y la medida de las dimensiones de la fisura.

1. Cálculo de la velocidad media de crecimiento de la fisura según la teoría de la movilidad superficial

La *velocidad media de crecimiento de la fisura*, en medio bicarbonato 0.05M y al 80% del límite elástico, se calculó a partir del tamaño de la fisura y de la duración del ensayo rea-

lizado bajo las condiciones de potencial controlado y carga constante (Tabla 3).

Tabla 3. Velocidad de propagación de la fisura experimental.

	Tamaño de la fisura (mm)	Duración del ensayo (h)	Temperatura (°C)	Velocidad de crecimiento de la fisura (m/s)
AlambIÓN (I)	0.60	96.0	25	$1.74 \cdot 10^{-9}$
AlambIÓN (II)	0.81	98.1	25	$2.29 \cdot 10^{-9}$
Trefilado	0.64	96.0	25	$1.85 \cdot 10^{-9}$

En la Figuras 12 y 13 se comparan los resultados teóricos predichos por las ecuaciones 1 y 2 de la Teoría de la MS (Anejo I) con los datos experimentales. Para cada una de las condiciones de propagación de la fisura consideradas se ha representado la velocidad de propagación de la fisura en función de la

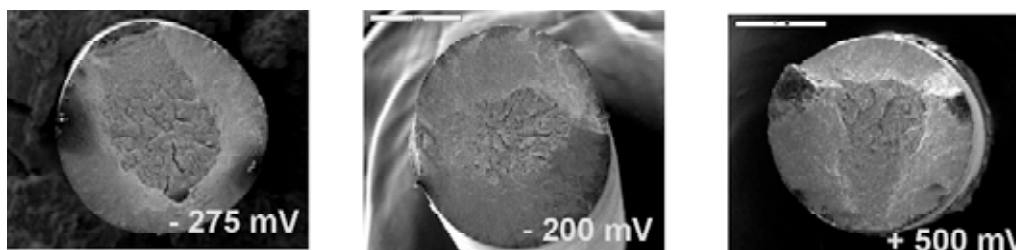


Figura 11. Superficie de fractura de las probetas de acero trefilado sometidas a ensayos potencioestáticos y posteriormente solicitadas mecánicamente hasta rotura al aire.

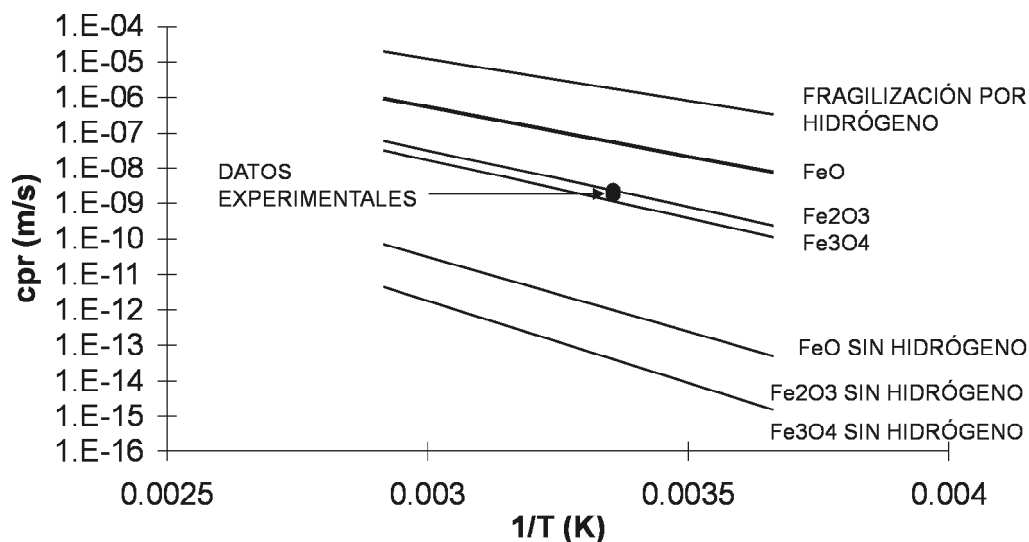


Figura 12. Velocidad de crecimiento de la fisura según la Teoría de la Movilidad Superficial y datos experimentales.

inversa de la temperatura. Se han tenido en cuenta los casos de: a) Fragilización por hidrógeno; b) Generación de diversos óxidos (óxido ferroso, óxido férrico y magnetita) con descarga de protones generados por la hidrólisis de los productos de corrosión y, c) La propagación de la fisura con la generación de los mismos óxidos pero sin generación de hidrógeno.

Según esta teoría, los resultados experimentales obtenidos indican que se estaría formando óxido férrico y/o magnetita, y que además se estaría produciendo fragilización por hidrógeno. No se ha realizado un análisis de los óxidos encontrados en la entalla, pero según los Diagramas de Pourbaix (16) se puede estimar los tipos de óxidos formados conociendo el potencial de trabajo y del pH de las disoluciones. En las condiciones de trabajo presentes ($-300 \text{ mV}_{\text{SCE}}$, 8.5 pH y $25 \text{ }^\circ\text{C}$) se puede formar el óxido férrico. Por otra parte, en la superficie de fractura se han encontrado zonas frágiles, cuyo origen podría atribuirse al hidrógeno.

2. Cálculo de la tenacidad de fractura

Para el cálculo de la tenacidad de fractura se emplea la ecuación 3 (Anejo II) en condiciones de rotura, es decir, se substituye el factor de intensidad de tensiones (K_I) por la tenacidad de fractura (K_{IC}). En este caso se obtiene una tenacidad de fractura del material en un medio, encontrándose además el material fragilizado. Esta tenacidad de fractura en el medio se le va a denominar K_{ICM} . Para obtener los parámetros a y b es necesario estudiar la superficie de fractura, y en concreto las dimensiones de la entalla y de la fisura. Ambas forman una semielipse cuyos semiejes son a y b.

En el caso del alambroón, se ha obtenido en dos ensayos el crecimiento de una fisura por CBT, ambos en las probetas tipo c (Figura 7) recubiertas con resina epoxi y entalladas que se muestran ampliadas en la Figura 14 y la Figura 15.

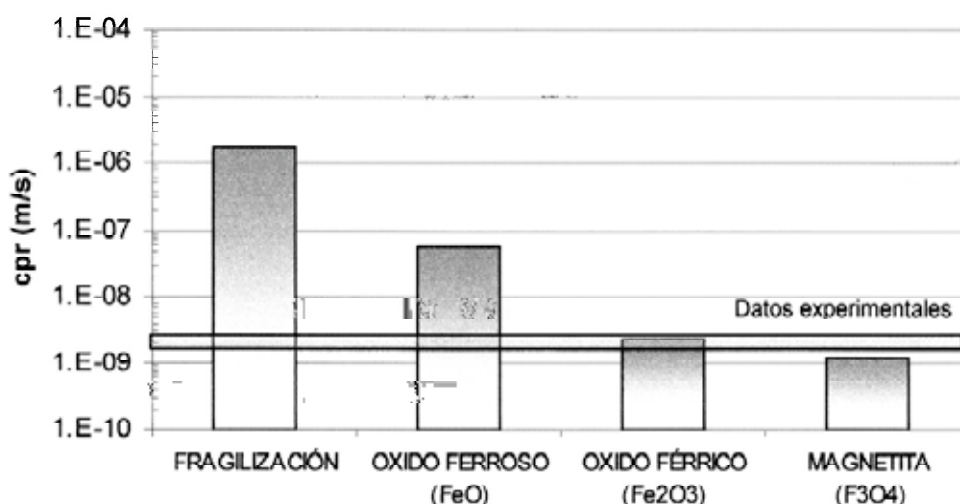


Figura 13. Comparación de la velocidad de crecimiento de la fisura según la Teoría de la MS y datos experimentales para $25 \text{ }^\circ\text{C}$.

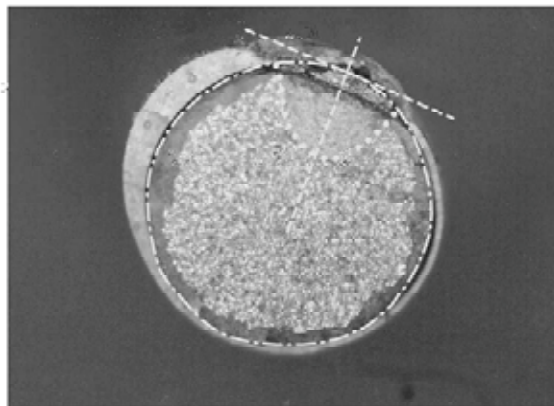
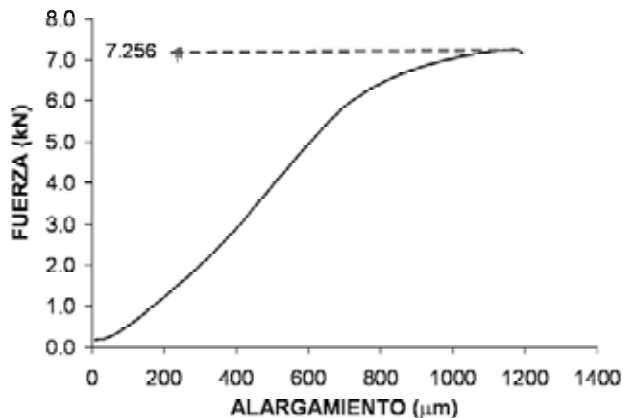


Figura 14. Curva carga-alargamiento y superficie de fractura para el alambón (I), obtenida en el ensayo de tracción al aire previa generación de la fisura.

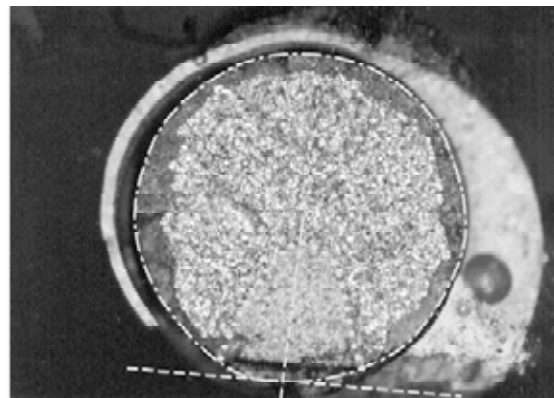
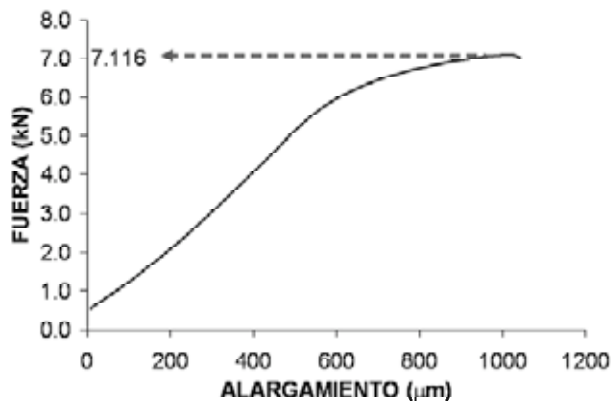


Figura 15. Curva carga-alargamiento y superficie de fractura para el alambón (II), obtenida en el ensayo de tracción al aire previa generación de la fisura.

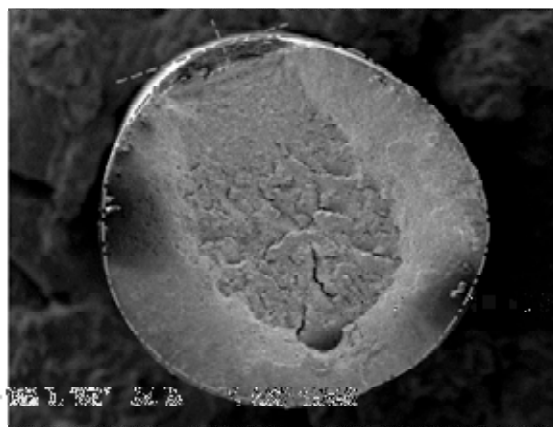
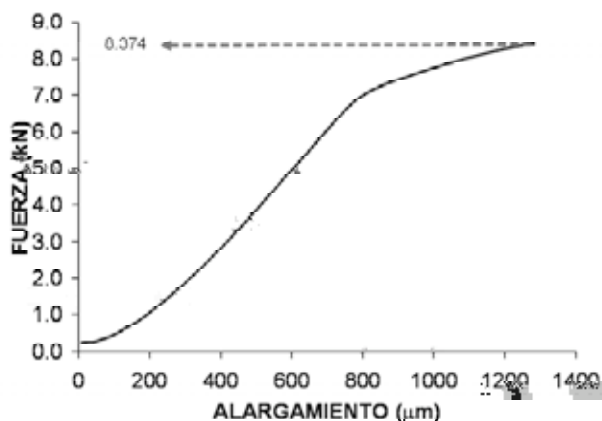


Figura 16. Curva carga-alargamiento y superficie de fractura para el trefilado, obtenida en el ensayo de tracción al aire previa generación de la fisura.

En el caso del acero trefilado se ha obtenido a partir del crecimiento de sólo una fisura. Esta tuvo lugar en la probeta recubierta con resina epoxi y entallada tipo c, ensayada al potencial de -275 mV (Figura 16).

En la Tabla 4 se muestran los valores de los semiejes de la elipse que describe las fisuras consideradas, el valor de la carga máxima en la curva carga-alargamiento y el factor de intensidad de tensiones para la carga de rotura, es decir, el

Tabla 4. Tamaño de la fisura, carga máxima y tenacidad de fractura.

	a (mm)	b (mm)	P _Q (kN)	K _{ICM} (MPa m ^{1/2})
Alambrón (I)	0.76	0.50	7.256	39.8
Alambrón (II)	0.98	0.48	7.116	45.3
Trefilado	0.80	0.56	8.374	57.5

valor probable de tenacidad de fractura, determinado a partir de la ecuación 3 (Anejo II).

Otros autores, Ayaso y Toribio (17) encuentran, para un material equivalente al alambrón, un valor de 61.2 MPa m^{1/2} y 107.9 MPa m^{1/2} para el acero trefilado, mientras que Lancha A. M. (14) presenta un valor de 53 MPa m^{1/2} para el alambrón y 84 MPa m^{1/2} para el trefilado.

Las discrepancias con los presentes resultados podrían ser debidas a las siguientes causas:

- La obtención de la fisura en este caso no se ha producido por fatiga, es decir, se han producido en unas condiciones diferentes que pueden dar lugar a un estado triaxial distinto.
- Cambios microestructurales del acero por efecto de la introducción de hidrógeno en la red metálica.
- La no aplicabilidad de la fórmula de cálculo de la tenacidad porque el modo de fractura se produce de modo mixto, en lugar de en el modo I. Esto ocurre en el caso de materiales anisótropos como es el caso del acero trefilado. Además se puede apreciar un comportamiento no lineal en las curvas fuerza-alargamiento, lo cual indica la aparición de plasticidad.
- El empleo de probetas con un pequeño espesor, 2.5 mm de diámetro, lo cual no asegura que las condiciones de trabajo sean las correspondientes a deformación plana.

La respuesta a cuál o cuáles de estas hipótesis son las que operan será abordada en trabajos posteriores.

5. PROPUESTA DE ENSAYO DE GENERACIÓN DE LA FISURA

Como se mencionó al principio, en la CBT se distinguen tres fases (3): iniciación de la fisura, propagación de la fisura y rotura o colapso (Figura 17). Las dos últimas fases, la de propagación y la de rotura, son las que se han podido cuantificar aplicando el método que se propone.

En los presentes ensayos no se ha pretendido estudiar la fase de *iniciación de la fisura*, por lo que esta fase se ha sustituido por la introducción de un defecto mecánico, en este caso una entalla aislada. Lo ideal sería introducir esta primera fase también de forma natural, lo que se continúa explorando.

La fase de *propagación de la fisura* se ha conseguido en medio bicarbonato, a potencial controlado y bajo carga constante. La longitud de la fisura se ha determinado a partir de la

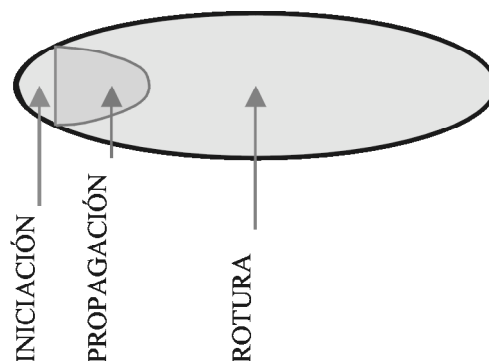


Figura 17. Fases de la CBT representadas sobre un esquema de la superficie de fractura.

superficie de fractura y la velocidad de propagación se puede calcular teniendo en cuenta la duración del ensayo. En ambos materiales, alambrón y trefilado, se ha obtenido la misma velocidad de propagación de la fisura bajo las mismas condiciones mecánicas y electroquímicas.

Sin embargo, en la fase de *rotura* se ha observado que la fractura que tiene lugar en el alambrón es diferente a la observada en el trefilado. Debido a la anisotropía del trefilado, en concreto a la orientación de las láminas de cementita y ferrita en la dirección del trefilado, aparece una mayor tensión hidrostática o triaxial en el plano que forma un ángulo aproximado de 80° con la horizontal (16). Este fenómeno tiene influencia en la tenacidad de fractura. La tenacidad obtenida para el acero trefilado se ha determinado suponiendo un modo de fractura tipo I, es decir, de apertura de la fisura, obteniéndose un valor superior al del alambrón.

6. CONCLUSIONES

En el presente estudio, se ha pretendido desarrollar unas condiciones experimentales de inducción acelerada de fenómenos de CBT que reprodujeran la realidad de forma más aproximada que la actual generación de una grieta por fatiga. Este objetivo se ha alcanzado parcialmente ya que la iniciación de la fisura todavía no se ha conseguido que se desarrolle sin ayuda de un defecto mecánico previo en el medio electroquímico ensayado.

Sin embargo, a partir de los resultados se ha podido calcular la tenacidad de fractura, aunque los valores obtenidos son diferentes de los obtenidos previamente por otros autores. Ello puede ser debido al diámetro de la probeta y a que las condiciones de generación de la fisura por vía electroquímica son diferentes a la generación de la misma por fatiga.

También se ha calculado la velocidad de propagación de la fisura por CBT que resulta ser del mismo orden para el acero trefilado que para el alambón. Sin embargo, la tolerancia al daño del acero trefilado es mayor, debido a la anisotropía producida por el alargamiento en la dirección axial de los granos de perlita durante el trefilado.

Parece pues posible la puesta a punto de un ensayo que permita calcular la velocidad de propagación de la fisura por CBT y que abre interesantes perspectivas para estimar la tolerancia al daño para aceros de pretensado en medios más cercanos a los reales del hormigón.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Ministerio de Fomento la financiación concedida para la realización del proyecto "Métodos no destructivos y estrategias para el control de la corrosión de los cables de estructuras de hormigón pretensadas", al Ministerio de Ciencia y Tecnología (MAP2003-03912), al CSIC por la beca de investigación I3P y, especialmente, al Prof. Gustavo Guinea Tortuero.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Rolfe, S. T. and Barsom, J. M. "Fracture and fatigue control in structures. Applications of fracture mechanics" Prentice-Hall, New Jersey 1977.
- Nurnberger, U "Análisis and Evaluation of Failures in Prestressed Steel" Proceedings 3rd FIP Symposium. FIP-Berkeley. Wexham Springs, Slough, U.K. 1981.
- Elices, M. "Problemas de Corrosión Bajo Tensión en el Hormigón Pretensado" I Congreso Iberoamericano de Corrosión y Protección, 1983.
- Parkins, R. N. "Metal Environmental Reactions" Vol. 1, Ed. Newness Butterworths, 1976.
- Sieradzke, K y Newman, R. C. "Stress Corrosion Cracking" Journal of Phys. And Chem. of Solids, Vol. 48, nº 11, 1987.
- Galvele, J. R. "A Stress Corrosion Cracking Mechanism Based on Surface Mobility." Corr. Scie., Vol. 27, nº 1, 1987.
- Fullea, J. "Experimental Methods to Evaluate the Susceptibility of Prestressing Steels to Stress Corrosion Cracking" Proceedings of the International Workshop on Failures of Post-tensioned Concrete Structures Messina, pp.17, 2000.
- Toribio, J.; Elices, M. "Nuevas Aportaciones al Ensayo FIP de Fragilización por Hidrógeno en Tiocianato Amónico" Hormigón y acero, Vol. 27 (168), pp. 121-130, 1988.
- Pakins, R. N.; Zhou, S. "The Stress Corrosion Cracking of C-Mn Steel in CO_2 - HCO_3^- - CO_3^{2-} Solutions I: Stress Corrosion Data" Corr. Sci., Vol. 39, Nº 1, pp. 159-173, 1997.
- Caballero, L. y Elices, M. "Influencia de la velocidad de deformación en la propagación de fisuras por corrosión bajo tensión." Revista Iberoamericana de Corrosión y Protección, 17 (1), pp. 15-22, 1986.
- Caballero, L. y Elices, M. "Un método para la medida de la cinética de las fisuras de corrosión bajo tensión en ensayos a velocidad de deformación constante." Revista Iberoamericana de Corrosión y Protección, 17 (1), pp. 43-48, 1986.
- Acha Hurtado, M. "Corrosión Bajo Tensión de Alambres de Acero Pretensado en Medios Neutros con HCO_3^- y Alcalinos con SO_4^{2-} ." Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" C.S.I.C. Madrid, 1993.
- Alonso, M. C.; Andrade, C.; Procter, R. P. M.; Saenz de Santa María, M. "Susceptibilidad a la Corrosión Bajo Tensión del Acero Pretensado en Disoluciones de $NaHCO_3$ " Hormigón y Acero, Nº 166, pp. 121-126, 1988.
- Lancha, A. M. "Influencia del Trefilado en la Corrosión Bajo Tensión de Aceros Eutectoides" Universidad Complutense de Madrid. Facultad de Ciencias Químicas. 1987.
- Valiente, A.; Elices, M. "Premature Failure of Prestressed Steel Bars" Engineering Failure Analysis, Vol. 5, nº 3, pp. 219-227, 1998.
- Pourbaix, M. "Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions" Pergamon, New York, 1966.
- Ayaso, F. J.; Toribio, J. "Anisotropic Fracture Behaviour of Progressively Drawn Pearlitic Steels." Anales de Mecánica de la Fractura, Vol. 20, pp. 261-266, 2003.
- Elices, M. "Mecánica de la Fractura Aplicada a Sólidos Elásticos Bidimensionales" Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, C. y P., Madrid, 1998.

ANEJO I. TEORÍA DE LA MOVILIDAD SUPERFICIAL

Este mecanismo propuesto por Galvele en 1987 (6) se basa en cuatro postulados:

1. Primer Postulado: el medio en el que se encuentra el metal cambia la movilidad superficial propia del metal, siendo aquellos ambientes que provocan su aumento los responsables de la fractura.
2. Segundo Postulado: la temperatura a la cual tiene lugar la CBT es inferior a $0.5T_m$, donde T_m es la temperatura absoluta de fusión del metal.
3. Tercer Postulado: únicamente las tensiones elásticas son importantes en el proceso de CBT.
4. Cuarto Postulado: el avance de la grieta tiene lugar por la captura de vacantes.

La ecuación para estimar la velocidad de propagación (cpr) propuesta por Galvele es:

$$cpr = \frac{D_s}{L} \left[\exp\left(\frac{\sigma\alpha^3 + \alpha E_b}{kT}\right) - 1 \right] \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde: cpr es la velocidad de propagación de la grieta (m s^{-1}).

D_s es el coeficiente de difusión superficial ($\text{m}^2 \text{s}^{-1}$).

L es la distancia entre vacantes (normalmente 10^{-8} m).

σ es la tensión elástica en la punta de la grieta (N m^{-2}).

a es la distancia atómica (m).

α es un parámetro adimensional.

E_b es la energía de activación en presencia de hidrógeno.

k es la constante de Boltzmann (JK^{-1}).

T es la temperatura absoluta (K).

Con respecto a los parámetros que incluye la ecuación 1 se puede decir:

1. El coeficiente de difusión superficial (D_s) ha sido estimado a partir de los datos experimentales y teniendo en cuenta el efecto del medio, el cual actúa contaminando la superficie con productos –de corrosión o no– que favorecen la difusión de las vacantes:

$$D_s = 7.40 * 10^{-4} \exp\left(-\frac{30T_m}{RT}\right) +$$

$$+ 0.014 * 10^{-4} \exp\left(-\frac{13T_m}{RT}\right) \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde: R es la constante de los gases ($1.987 \text{ cal mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$).

T_m es la temperatura de fusión de las impurezas o productos depositados en la superficie (K).

Según este mecanismo, la velocidad de propagación de la grieta depende de los compuestos precipitados en la superficie del metal. Los productos de bajo punto de fusión aceleran la propagación de la grieta, mientras que los productos de alto punto de fusión disminuyen la velocidad de propagación de la grieta, actuando como inhibidores de la corrosión bajo tensión.

2. El mecanismo de la movilidad superficial también incorpora el efecto del hidrógeno en la velocidad de propagación de la fisura. Según Galvele, el hidrógeno en ciertos sistemas puede acelerar la movilidad superficial en los procesos de corrosión bajo tensión a través de la interacción con las vacantes, reduciendo la energía de activación (E_b) de las mismas. Un segundo efecto que produce el hidrógeno puede ser el de reducir los óxidos presentes sobre la superficie del metal. Al eliminar compuestos de alto punto de fusión se favorecería el proceso de corrosión bajo tensión. La energía E_b para el hierro varía entre 0.53 eV para monovacantes y 0.71 eV para pequeños clusters de vacantes. El parámetro adimensional α representa el grado de saturación por hidrógeno de las vacantes entre las regiones sometidas a tensión y las regiones sin tensiones. Por lo tanto, α varía entre 0 y 1, siendo 1 el caso más desfavorable, es decir, para el que se produce una mayor velocidad de propagación de la fisura.

ANEJO II. MECÁNICA DE LA FRACTURA APLICADA A ALAMBRES DE PRETENSADO

Su aplicación de una forma rigurosa y extensa ha sido efectuada por Valiente y Elices, 1998 (15). De su amplio e importante trabajo se puede resumir lo siguiente:

El criterio de fractura se aporta a través de un parámetro, de tal forma que la rotura tendría lugar cuando dicho parámetro alcanzase un valor crítico. Es obvio que dicho parámetro de fractura debe tener en cuenta la geometría del material y las sollicitaciones mecánicas en las que se encuentra. Por otra parte, el valor crítico del parámetro de fractura parece ser una característica del material (Elices, 1998) (18).

El crecimiento de una fisura depende del campo local de tensiones y deformaciones alrededor de la misma. La

Mecánica de Fractura proporciona medios para caracterizar estos factores en función de la sollicitación, del tamaño de la fisura y de la geometría del componente. En general, este conocimiento ha sido aplicado para prevenir o mitigar el crecimiento de las fisuras subcríticas, que son aquellas cuyo tamaño es menor que el de la que produciría un crecimiento inestable bajo la sollicitación considerada. Precisamente, las roturas prematuras suelen deberse al crecimiento de las fisuras subcríticas por fatiga, corrosión o fluencia, hasta alcanzar un tamaño crítico para el que se produce el fallo.

A continuación se recuerdan los parámetros de fractura empleados por la Mecánica de Fractura:

- *El Factor de Intensidad de Tensiones (K)*: aplicable sólo para materiales con comportamiento elástico-lineal.
- *La Tasa de Liberación de Energía (G) y la Integral J*: aplicable a sólidos elásticos fisurados.
- *El Factor de Intensidad de Tensiones Corregido (K)*: se parte de la hipótesis de que la pequeña zona plástica causa el mismo efecto que una fisura de mayor tamaño.
- *Abertura del Fondo de la Fisura, CTOD (Crack Tip Opening Displacement)*: es la separación que va teniendo lugar entre las caras de la fisura a medida que se deforma el sólido. El grave inconveniente que tiene es el de ser difícilmente vinculable con la geometría y sollicitación del elemento estructural.
- *El factor de intensidad de tensiones (K)* es una función que depende de la tensión o carga, de la longitud de la grieta y de la geometría de la probeta o elemento estructural objeto de estudio. Las unidades son las de tensión*(longitud)^{1/2} y define el campo de tensiones elásticas en el borde de una grieta sujeta a una apertura Modo I. Las sollicitaciones normales al plano de la fisura originan una apertura de la misma. En este Modo, el desplazamiento de las caras de la fisura es perpendicular al

plano que la contiene. Cuando las sollicitaciones son paralelas al plano de la fisura y están contenidas en el plano del sólido se establece el Modo II, y la fisura progresa por deslizamiento. En este Modo, el desplazamiento de las caras de la fisura se produce en su plano y es perpendicular al borde del fondo de la fisura. La superposición de los dos modos permite la descripción general del avance de la fisura cuando el sólido está sometido a fuerzas que actúan en el plano.

En la norma ASTM E 399 – 90 “Standard Test Method for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials” se describen los diferentes tipos de probetas junto con sus dimensiones mínimas para el cálculo de la Tenacidad de Fractura en deformación plana (K_{IC}). Esta norma se aplica a los materiales metálicos, empleándose probetas prefisuradas por fatiga.

En aceros de pretensado no es posible obtener probetas según dicha norma para obtener la tenacidad de fractura del material. En este caso, con una geometría cilíndrica del material, el cálculo del factor de intensidad de tensiones y el criterio de fractura han sido propuestos por Elices, M., Astiz, M. A., y Valiente, A. (15, 18). Dichos autores han planteado diversos problemas, como fisuras a lo largo de todo el perímetro de la probeta y fisuras superficiales con forma de semi-elipse (Figura 18).

Según estos autores esta última geometría es la que se da cuando se produce corrosión bajo tensión. Así las picaduras y las fisuras que crecen a partir de las mismas en dirección perpendicular a la carga aplicada, dan lugar, según se puede apreciar en el estudio fractográfico, a una geometría similar a la resultante de los ensayos de fatiga en probetas entalladas. La ecuación correspondiente para el factor de intensidad de tensiones resulta pues:

$$\frac{K_I}{\sigma\sqrt{\pi a}} = \sum_{i=0}^4 \sum_{j=0}^3 C_{ij} \left(\frac{a}{2R}\right)^i \left(\frac{a}{b}\right)^j \quad \text{Ecuación 3}$$

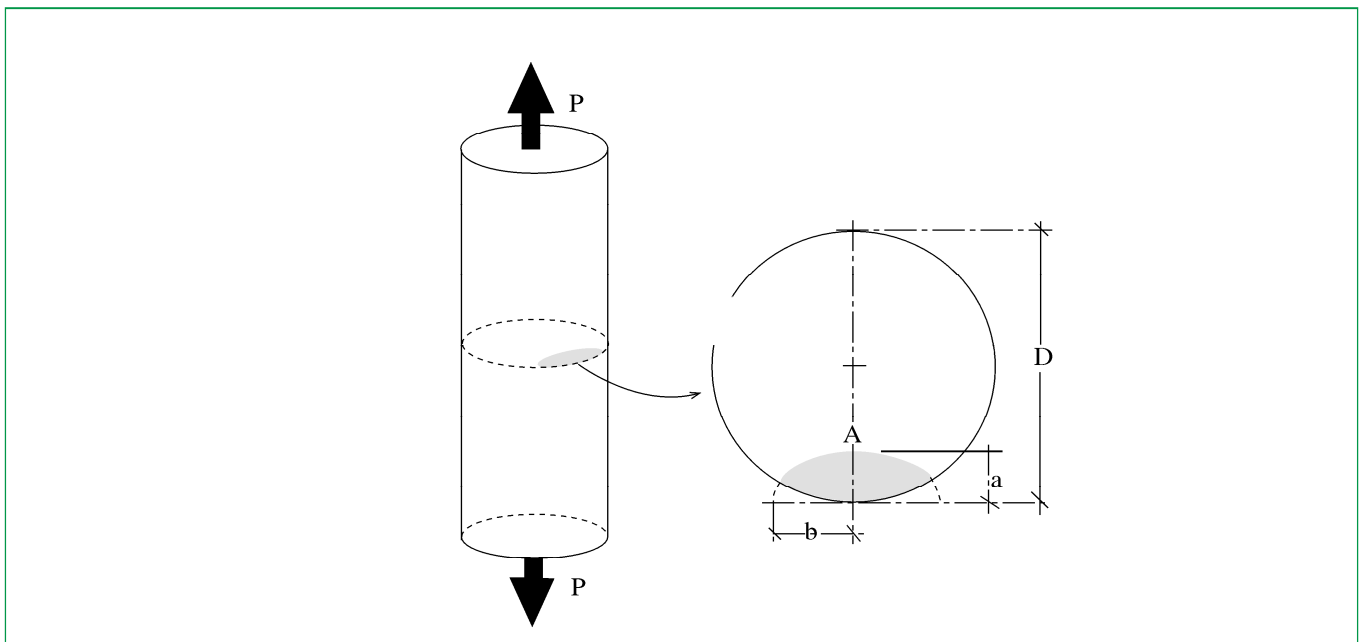


Figura 18. Fisura superficial en un alambre.

Donde: K_t es el factor de intensidad de tensiones.

σ es la tensión remota.

a es el tamaño de la fisura y uno de los semiejes de la elipse.

b es el otro semieje de la elipse.

R es el radio del cilindro o alambre.

C_{ij} son constantes, las cuales se muestran a continuación.

Tabla 5. Coeficientes C_{ij} .

	$j = 0$	$j = 1$	$j = 2$	$j = 3$
$i = 0$	1.118	-0.179	-0.339	0.130
$i = 2$	1.405	5.902	-9.057	3.032
$i = 3$	3.891	-20.370	23.217	-7.555
$i = 4$	8.328	21.895	-36.992	12.676

Modelo simplificado para carriles embebidos Estudio técnico-experimental con polímero y corcho

Simplified model for embedded rails Technical-experimental study with corkelast



Omar Aït-Salem Duque

Ingeniero Superior Industrial INSIA (Instituto de Investigación del automóvil)



Consuelo Huerta De Merodio

Dr. Ingeniero Industrial, profesora titular en el Departamento de Estructuras de la E.T.S.I. Industriales de Madrid de la Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

El artículo describe un estudio experimental-numérico sobre un elastómero denominado Corkelast y sobre un carril embebido en una canaleta metálica. El principal objetivo del estudio es la obtención del módulo de elasticidad, del coeficiente de Poisson y del coeficiente de amortiguamiento del Corkelast, así como de las características de rigidez y amortiguamiento del modelo estructural.

El Corkelast se utiliza entre otras aplicaciones como aislante de vibraciones en los carriles embebidos. Se han obtenido las características dinámicas (frecuencias, amortiguamientos y modos de vibración) de distintas probetas mediante ensayos modales para definir modelos numéricos que se puedan utilizar en análisis de vía completa. El ámbito de referencia en que se sitúa el trabajo que se expone, es el de las rigideces verticales y transversales de la vía.

SUMMARY

The article is a study of the characterisation and mathematical modelling of the behaviour of the "Corkelast" this material is used among other applications as an isolator of vibrations in the embedded rail. The dynamic characteristics (frequencies, dumping and vibration modes) of different test specimen have been obtained by performing modal testing in order create F.E.M which can be used in the analysis of a complete rail. The frame of this work is the vertical and cross stiffness of the rails.

Even if the methodology used opens the possibility of use of this material in other fields. Its high damping and its acceptable Young modulus make of this material very attractive when using it in problems of noise and vibrations.

Nomenclatura

E	Módulo de Elasticidad
ν	Coficiente de Poisson
ξ	Coficiente de Amortiguamiento
ρ, m, L	Densidad, masa, longitud
λ	Autovalor
K	Rigidez
I	Momento de inercia

1 INTRODUCCIÓN

El sistema de carril embebido es hoy una alternativa a otros sistemas de sujeción de la vía que permite disminuir los costes de mantenimiento y los niveles de vibración transmitidos. Su origen se remonta a los ferrocarriles holandeses hace más de 25 años. Existen además otros beneficios como la posibilidad de hacer el nivel superior de la placa de hormigón en la que el carril se embebe a niveles cercanos o iguales que la

cabeza del carril lo que permite que por la placa puedan circular vehículos que tradicionalmente sólo lo podían hacer por calles o carreteras.

La idea básica del sistema es la de sujetar el carril adhiriéndolo a una canaleta por medio de un elastómero que, además de fijar el carril, tiene propiedades elásticas y amortiguamiento elevado que reducen las vibraciones producidas por el paso de los trenes. La necesidad de estimar los niveles transmitidos con modelos numéricos antes de la instalación del sistema, hace necesario el modelado del comportamiento del elastómero como elemento estructural. El uso de muelles equivalentes es la alternativa más utilizada. Para que los resultados finales tengan un cierto nivel de confianza, es necesario usar características de rigidez y amortiguamiento contrastadas. Este trabajo se centra en la definición de dichas características y su validación con ensayos modales.

La figura 1 muestra una sección transversal del carril embebido, en donde se puede apreciar que el elastómero Corkelast aporta una rigidez tanto lateral como vertical, haciendo que el carril este asilado de la canaleta, dicho montaje es el que permite un correcto aislamiento de vibraciones. Se utiliza un material blando bajo el patín del carril para proporcionar mayor elasticidad vertical a la vía.

La primera parte del estudio tiene por objetivo la obtención de las características (E , ν , ξ) del elastómero elegido (Corkelast) así como de la variabilidad de las mismas, en distintas formas de comportamiento.

En la parte final se trabaja con una probeta de 1m de carril embebido en una canaleta metálica. Utilizando elementos sencillos tipo viga para el carril y la canaleta y tipo muelle para representar el efecto del Corkelast, se contrastan las

características dinámicas obtenidas del ensayo modal con las del modelo de elementos finitos.

Con el fin de obtener las características dinámicas (frecuencias, modos, amortiguamiento), se han realizado una serie de ensayos modales de distintas probetas fabricadas en el Laboratorio de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Madrid.

También se han desarrollado los modelos de elementos finitos, para ajustar las características del material (E , ν , ξ), validándolos con los resultados obtenidos en el ensayo.

La complejidad progresiva de las probetas ayuda a afianzar la confianza en los valores y modelos que se utilizan.

2 PROGRAMA DE ACTUACIÓN

• Estudio del material aislado:

1. Se realiza el ensayo modal de tres probetas prismáticas 50x50x400 (mm) de Corkelast de donde se sacará una primera estimación de E y ξ .
2. Con ella se analiza una geometría sencilla en condiciones libre-libre, con comportamiento en compresión/tracción (3 modos de vibración) y en flexión (2 modos de vibración).
3. A continuación se añade mayor complejidad a la probeta ensayada ya que en este caso se pasa a estudiar una geometría troncocónica en donde se validan los resultados ya obtenidos de E y ξ pero además se estima el valor de ν .

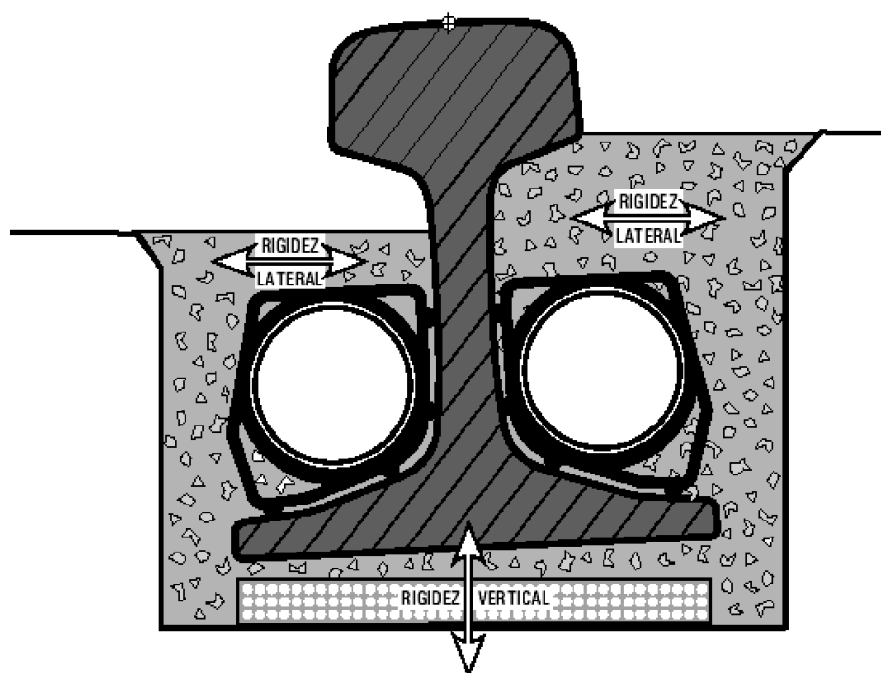


Figura 1. Sección transversal del carril.

• *Modelado del material como elemento estructural:*

Se pasa a integrar la probeta anterior en un sistema estructural de un grado de libertad y se genera un modelo de elementos finitos con la finalidad corroborar los resultados del ensayo.

Para dicho modelo se apoya una masa de 94,3 kg sobre el tronco de cono cuya masa es 5,485 kg, de forma que los principales modos de vibración se pueden obtener como sistema de 1 grado de libertad (g.d.l).

Finalmente se estudia el comportamiento del Corkelast en el seno de un carril embebido. Se utilizará un modelo de deformación plana para estimar las rigideces equivalentes de dicho material; dichos valores se integran en el modelo de vigas y muelles que simula la probeta de 1m de carril que se ensaya.

2.1 Material aislado

a) Barras prismáticas:

Para estimar las propiedades dinámicas del Corkelast M se fabrican en diferentes fechas tres probetas prismáticas de dimensiones aproximadas 50x50x400 (mm).

Para ello se mezclan el elastómero y el corcho de acuerdo con las proporciones definidas por el fabricante, y se vierte en un molde. Este proceso introduce pequeñas desviaciones (<5%), tanto en las dimensiones nominales de la probeta como en las características finales del material.

COMPORTAMIENTO EN DIRECCIÓN AXIAL:

La expresión de las frecuencias naturales de una barra libre-libre para vibración axial viene dada por la siguiente expresión:

$$f_{axil} = \frac{i}{2L} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad [1]$$

Para las dimensiones de las probetas se pueden considerar las hipótesis de barra sólo para los 3 primeros modos, tal y como muestran los resultados de los ensayos (figura 2), y se puede comprobar con un modelo de sólidos tridimensionales.

Los resultados de las 3 probetas muestran cierta dispersión que puede ser debida tanto a las variaciones propias de la fabricación como al propio material.

MODOS AXIALES:

Tabla 1. Resumen características dinámicas en el ensayo axial

	Probeta 1			Probeta 2			Probeta3		
	f(Hz)	ζ(%)	E(MPa)	f(Hz)	ζ(%)a	E(MPa)	f(Hz)	f(Hz)	f(Hz)
Modo1	102,67	6,31	6,32	91,73	6,61	5,64	84,93	6,86	4,63
Modo 2	205,29	6,51	6,43	184	8,54	2,17	171,97	8,1	4,68
Modo 3	317,47	9,07	6,23	283	8,58	4,3	270,42	9,18	4,84

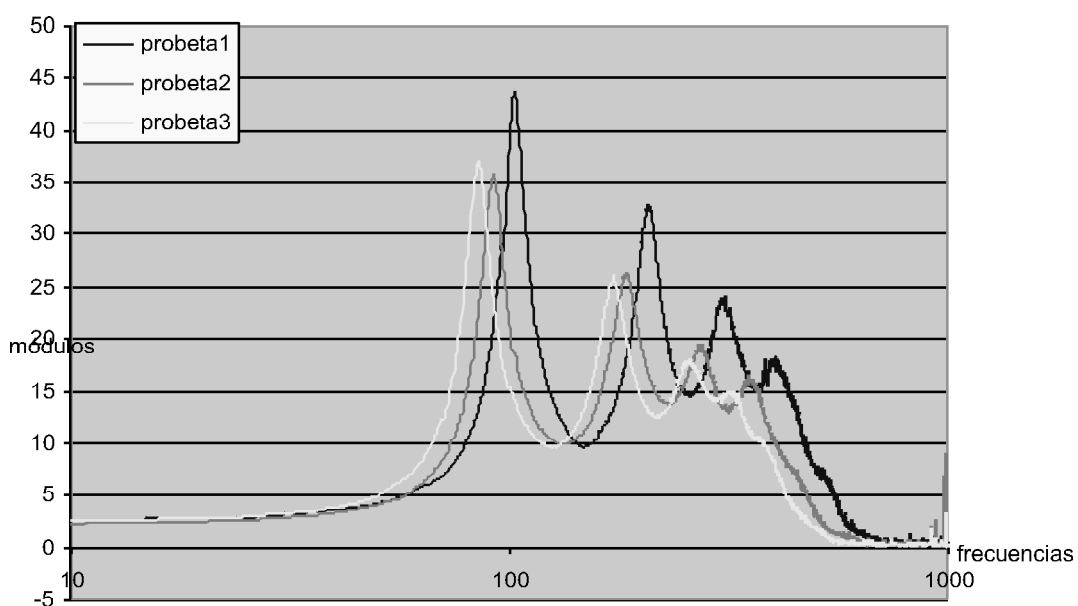


Figura 2. Ensayo modal en sentido axial

COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN:

Las frecuencias correspondientes a la flexión en condición libre-libre vienen dadas por:

$$f_{flexión} = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \times \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad [2]$$

donde $\lambda = 4.73$ para el 1^{er} modo
 $= 7.85$ para el 2^o modo

Para el caso de flexión las hipótesis de viga sólo son claramente aplicables a los dos primeros modos de vibración; los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2:

Un análisis estadístico de los resultados recogidos en las tablas 1 y 2 nos proporciona una primera estimación de las características del material.

De la *tabla 3* podemos ver que el valor del módulo de elasticidad presenta menor dispersión entorno a la media, que el coeficiente de amortiguamiento.

b) Tronco De Cono

Para asegurar la bondad y repetibilidad de los resultados anteriores, se realiza un nuevo ensayo modal sobre otra probeta, pero en esta ocasión se modifica la geometría, optando por una forma troncocónica en condiciones libre-libre, dicha forma geométrica se empleará más adelante cuando se utilice el Corkelast como material estructural integrado en un sistema de 1 g.d.l. La excitación se realiza en el centro de la base, se compara con el modelo de elementos finitos, basado en elementos sólidos.

Para poder ajustar las frecuencias y modos del ensayo es necesario variar E y v. Esto se logra mediante un análisis de

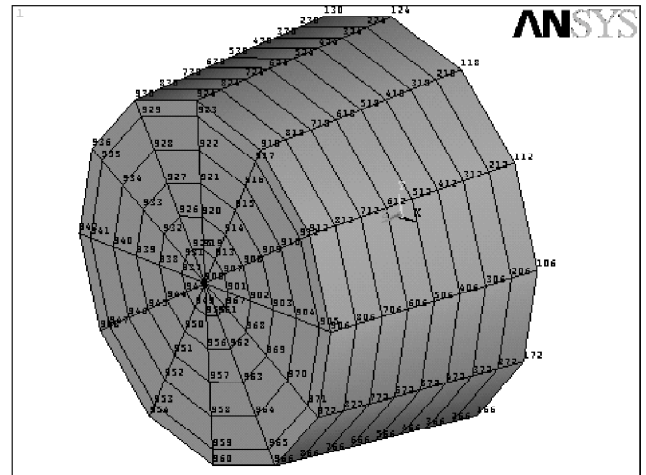


Figura 3. MEF tronco de cono.

sensibilidad iterativo que consiste en plantear el siguiente sistema de ecuaciones para ver qué incrementos de E y v son necesarios para hacer coincidir los resultados del ensayo (frecuencias: f_1^*, f_2^*) con los del modelo de elementos finitos (frecuencias: f_1, f_2):

$$\begin{cases} f_1^* = f_1 + \frac{df_1}{dE} \cdot \Delta E + \frac{df_1}{dv} \cdot \Delta v \\ f_2^* = f_2 + \frac{df_2}{dE} \cdot \Delta E + \frac{df_2}{dv} \cdot \Delta v \end{cases} \quad [3]$$

Los resultados que salen son los que se muestran en la tabla 4:

Tabla 2. Resumen características dinámicas en el ensayo de flexión

	Probeta 1			Probeta 2			Probeta3		
	f(Hz)	ζ (%)	E(MPa)	f(Hz)	ζ (%)a	E(MPa)	f(Hz)	f(Hz)	f(Hz)
Modo1	22,84	5,04	4,56	23,35	4,14	5,05	21,51	–	4,22
Modo 2	55,45	7,138	4,42	59,14	6,04	4,27	50,82	–	4,54

Tabla 3. Análisis estadístico

	MEDIA	VARIANZA	DESV. TIPICA	MINIMO	MAXIMO
E (MPa)	5.02	0.59	0.77	4.22	6.43
ξ (%)	6.3	3.31	1.82	4.13	10.06

Tabla 4. Valores finales de E y v

E (MPa)	v
6,0622	0,47245

Tabla 5. Comparación frecuencias ensayo vs. MEF

	MODELO (ν=0.30)	MODELO(ν=0.47)	ENSAYO	AMORTIGUAMIENTO
MODO 1	192.92 Hz	206.49 Hz	187.38 Hz	5,44%
MODO 2	284.52 Hz	305.72 Hz	303.28 Hz	6.96%
MODO 3	352.85 Hz	381.27 Hz	383.12 Hz	5.26%

La *tabla 5* presenta los resultados para distintos valores del coeficiente de Poisson.

2.2 Modelado del material como elemento estructural
Sistema de I.g.D.L:

Una vez caracterizado el material y vistas las propiedades dinámicas del Corkelast aislado, se integra el cono en un sistema estructural como elemento de rigidez formando con una masa superpuesta, lo que se podría denominar un sistema de un grado de libertad, para la medición se sitúan tres acelerómetros en la parte superior del primer bloque tal y como muestra la figura 4:

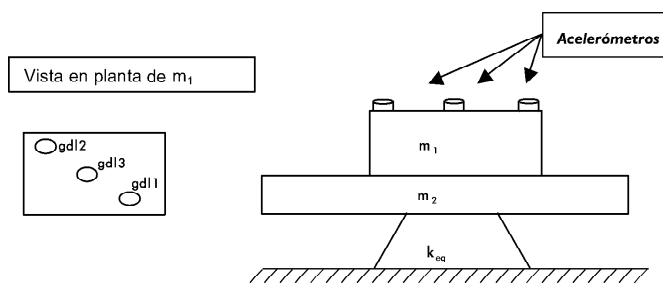


Figura 4. Esquema de la estructura a ensayar.

La masa de dicho sistema esta formada por dos bloques rectangulares, uno de hormigón y otro de acero con un total de 94.3Kg, lo que supone ≈18 veces la masa del Corkelast (5 Kg), de esta forma se pretende evitar los modos propios de éste último y poder así obtener con cierta nitidez modos debidos a desplazamientos y giros de la masa.

Como primera predicción para el ensayo modal se estima la frecuencia natural asociada al movimiento vertical de la masa utilizando una rigidez equivalente, para el tronco de cono, cuya expresión viene dada por:

$$K_{eq} = \frac{\pi E D d}{4 l} \tag{4}$$

$$K_{eq} = 1,717 \cdot 10^6 \text{ N / m}$$

En donde “D” es el diámetro de la base inferior; “d” el de la base superior y “l” la altura del tronco de cono. Por tanto, la frecuencia natural es:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{eq}}{m_1 + m_2}} \tag{5}$$

$$f = 21,8 \text{ Hz}$$

La funcion de transferencia de punto correspondiente al grado de libertad 1 se presenta en la figura 5:

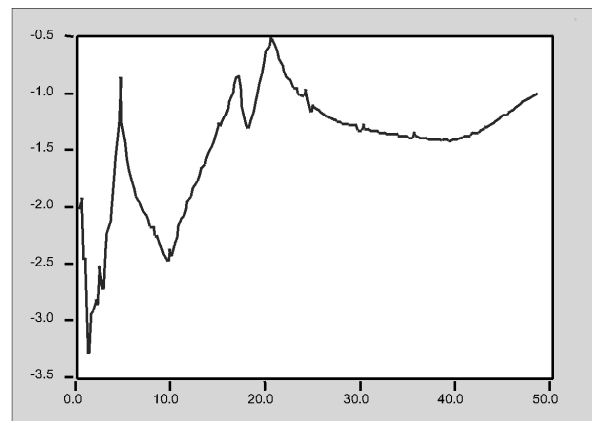


Figura 5. Función de transferencia de punto H₁₁ de la probeta.

Se puede inferir de la función H₁₁ que el sistema tiene tres modos de vibración entre cero y cincuenta Hz, sin embargo, en la función de punto correspondiente al centro de la probeta sólo aparecen dos modos. Esto demuestra que el modo entorno a los 5Hz es un modo de balanceo, que tiene desplazamiento nulo en el punto central.

En la tabla 6 se reflejan las frecuencias y modos de vibración obtenidos del ajuste de las funciones de transferencia.

Se puede observar en la tabla 6 que el primer modo es de balanceo, mientras que el segundo es de balanceo con cierto desplazamiento vertical como denota el desplazamiento del g.d.l 1 (-3,5·10⁻²). En cuanto al modo tres, predomina el desplazamiento vertical aunque también posee cierto balanceo. Ese último es el que se podría comparar con la estimación inicial del comportamiento axial ya que se obtuvo una frecuencia natural de 20,55 Hz en el ensayo frente a los 21,8 Hz que se habían predicho en los cálculos preliminares.

Es de destacar la disminución del amortiguamiento (~ 3%) en este sistema respecto al obtenido en el cono aislado (~ >5%)

Se realiza el modelo de elementos finitos y se hace un estudio modificando tanto las condiciones de contorno como las de ligadura entre cono y masas.

Para poder ajustar los 2 primeros modos se han definido dos modelos numéricos. En el primero, el tronco de cono se modela como una viga con área; inercia y características a cortante apropiadas; en el segundo se utiliza el modelo de sólidos desarrollado para el ensayo aislado (figura 6). El problema en ambos casos es la dificultad de modelar correctamente tanto la unión masa –cono como las condiciones de contorno de este último. La tabla 7 resume algunos resultados con distintas modificaciones:

Tabla 6. Modos de vibración

n° modo	f (Hz)	ξ (%)	ϕ			ϕ_1^i	ϕ_2^i	ϕ_3^i
			1	2	3			
1	4.75	2.01				-0.14	0.18	0
2	17.09	3.08				$8 \cdot 10^{-2}$	$-16 \cdot 10^{-2}$	$-3,5 \cdot 10^{-2}$
3	20.55	3.54				$-2 \cdot 10^{-1}$	$-0,8 \cdot 10^{-1}$	$-1,4 \cdot 10^{-1}$

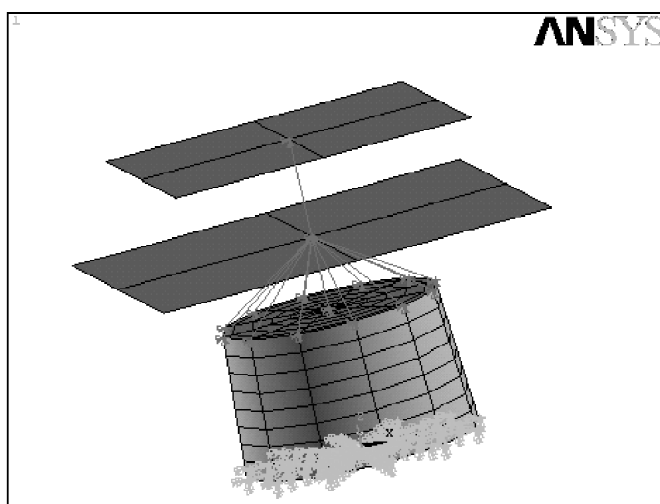


Figura 6. MEF con sólidos.

Tabla 7. Frecuencias del modelo

		modo de balanceo 1	modo de balanceo 2 + axil	modo de axil + balanceo
Ensayo		4,75	17,09	20.55
Modelo Viga		5.12	49.61	21.29
Modelo cono				
<i>Ec. Ligadura</i>	<i>Cond. contorno</i>			
Centro + 3 anillos	$U_z=0$	–	–	20.56
Centro + 3 anillos	$U_z=0$ $U_\theta=0$	4.85	20.06	20.56
Centro + 3 anillos	$U_z=0$ $U_\theta=0$ $U_r=0$	5.30	20.88	22.10
Centro + 1 anillos	$U_z=0$ $U_\theta=0$ $U_r=0$	4.49	19.09	16.88

Vemos en primer lugar que el segundo modo de balanceo se ajusta bastante mejor a los resultados obtenidos en el ensayo, obteniendo unas frecuencias del orden de 20Hz, cuando en el ensayo se obtenían unas frecuencias cercanas a los 17Hz.

En cuanto al modo de axil se consigue encajar simplemente impidiendo el movimiento vertical del cono, pero a medida que aumentan los grados de libertad restringidos se produce un mayor distanciamiento de la frecuencia del ensayo debido a que el efecto Poisson se va haciendo cada vez más importante.

3. CARRIL EMBEBIDO

La figura 7 muestra un metro de carril embebido en el material corkelast:

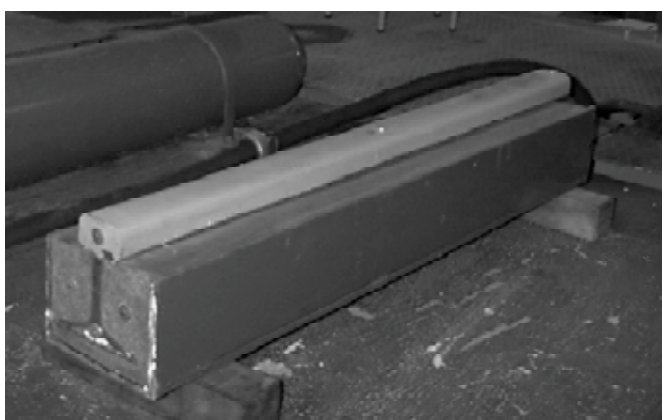


Figura 7. Carril embebido.

Objetivo: Definir rigideces equivalentes al elastómero (Corkelast) para modelar el apoyo del carril y poder construir un modelo del carril con distintas condiciones de apoyo.

Método: Se realiza un ensayo modal sobre un metro de carril embebido en Corkelast. El objetivo del ensayo es estudiar la rigidez de la conexión entre el carril y la U y, por ello, el estudio se centra en los modos longitudinales y en la flexión vertical del carril. Como orientación, la masa del carril es 54kg, la de la U es de 39kg y la del corkelast de 26kg.

Para evitar problemas con las condiciones de contorno, se decide realizar el ensayo en condiciones libre-libre, se sitúa pues, el metro de carril sobre unos anillos de neopreno, sabiendo que son muy flexibles y teniendo en cuenta que las frecuencias propias van a ser superiores a 100Hz.

Utilizando la transformada de Fourier de la señal de excitación (martillo) y de la respuesta (acelerómetro), se obtiene la función de transferencia en el dominio de frecuencias de la figura 8. En ella, se puede observar la existencia clara de tres modos de vibración siendo dos de ellos cercanos entre sí alrededor de los 200 Hz y el tercero de mayor amplitud cercano a los 780 Hz.

El ajuste circular proporciona los amortiguamientos correspondientes a estos modos de vibración, esto se resume en la tabla 8.

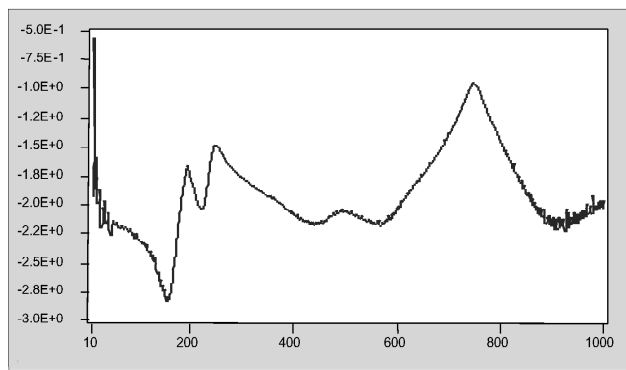


Figura 8. Función de transferencia de punto H_{11} .

Tabla 8. Frecuencias y amortiguamientos del ensayo

	MODO1	MODO2	MODO3
Frecuencias	206,17	244,15	744,82
Amortiguamiento	5,56%	6,45%	2,21%

Superponiendo la función experimental y la ajustada se puede comprobar la bondad del ajuste empleado.

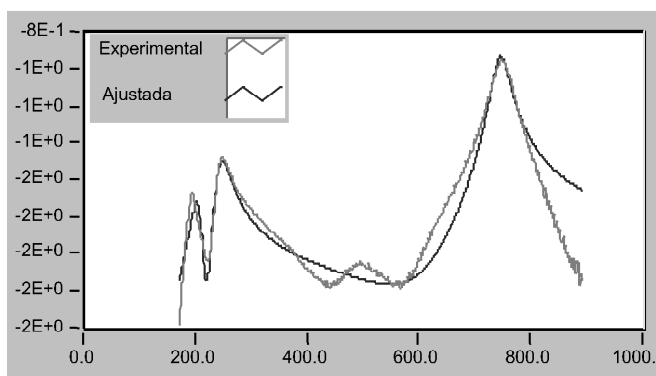


Figura 9. Ajuste función de transferencia.

Los tres modos están ajustados de forma razonable ya que la curva ajustada se adapta bastante bien a la del ensayo.

También se realiza un ensayo en sentido longitudinal del carril, para ver si las frecuencias excitadas en dicho sentido coinciden con las del modelo de vigas y muelles. La disposición de los acelerómetros se muestra en la figura 10:

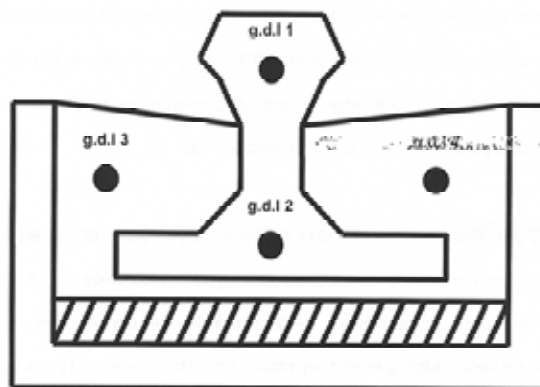


Figura 10. Disposición de los acelerómetros.

Como se aprecia en la figura 10, se han considerado cuatro grados de libertad: los dos primeros en la sección transversal del carril; el tercero y el cuarto en la del Corkelast.

En este ensayo el Corkelast trabajará sobre todo a cortante, tanto en la cara inferior como en las caras laterales.

Se ha utilizado un material blando bajo el patín del carril para proporcionar mayor elasticidad vertical a la vía, mientras que lateralmente se utiliza una formulación de Corkelast más rígida y adecuada para mantener el incremento de ancho de vía bajo cargas dentro de unos límites establecidos.

Una vez hecho el ensayo se obtiene la función de transferencia de la figura 11.

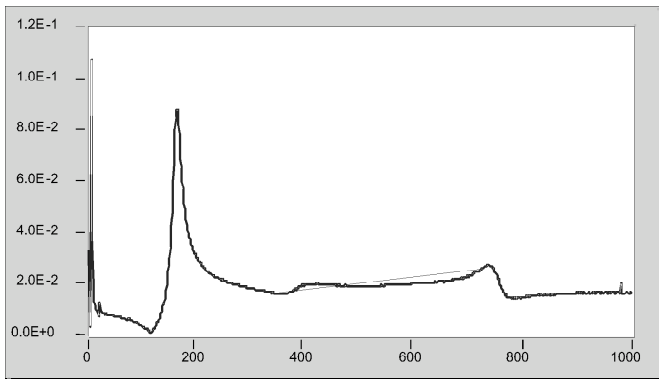


Figura 11. Función de transferencia ensayo longitudinal del carril.

Existe claramente un modo de vibración cerca de los 200Hz.

El resultado del ajuste es un modo de vibración con las características reflejadas en la tabla 9:

Tabla 9. Frecuencia y amortiguamiento del ajuste del ensayo longitudinal

f (Hz)	ξ
161,99	4,48 %

El objetivo es la realización de un modelo sencillo del carril realizado con vigas y muelles, que tenga los mismos modos de vibración que el carril y a las mismas frecuencias. Así pues, en la figura 12 se puede observar el MEF del carril embebido en la canaleta, el modelo consta de elementos barra (BEAM4) dispuestos de forma longitudinal y que simulan respectivamente el carril propiamente dicho y las tres placas de la canaleta. Dichos elementos son unidos vertical y transversalmente por elementos muelle (COMBIN 14).

Se han tomado los muelles longitudinales en los tres sentidos y se han ligado los movimientos de la base de la canaleta a los de los laterales de la misma, por medio de relaciones de constricción, en todos los nodos a lo largo del carril.

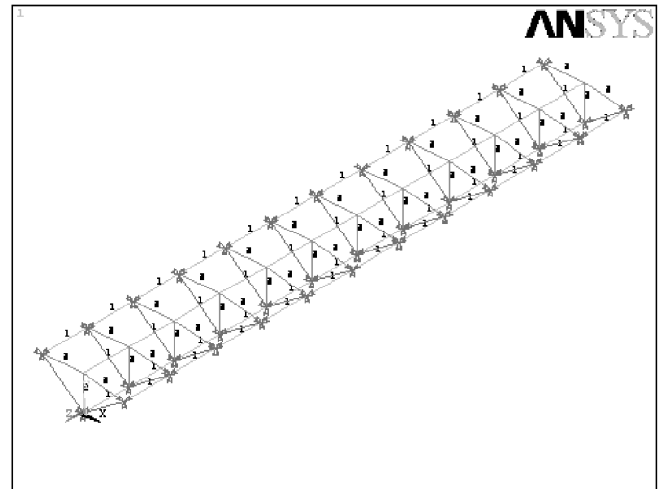


Figura 12. MEF de vigas y muelles.

Para el cálculo de las rigideces de los muelles se realiza un modelo en deformación plana usando las características estructurales del Corkelast halladas en puntos anteriores.

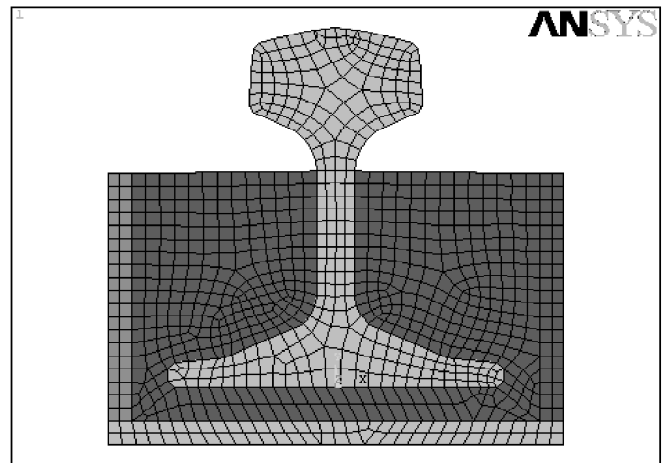


Figura 13. MEF de la sección transversal del carril.

Una vez construido el modelo completo se aplican cargas en sentido vertical y horizontal sobre el carril, para así deducir la rigidez tanto vertical como horizontal a partir del desplazamiento sufrido por el nodo en el que se ha aplicado la carga; para cada rigidez se analizan las partes del modelo que afectan directamente a estas rigideces y así evitar efectos colaterales no deseados.

Para estudiar las rigideces de unión con la base de la U se utiliza el modelo 1 y las de unión con el lateral el modelo 2 que ilustramos en las figuras 14 y 15.

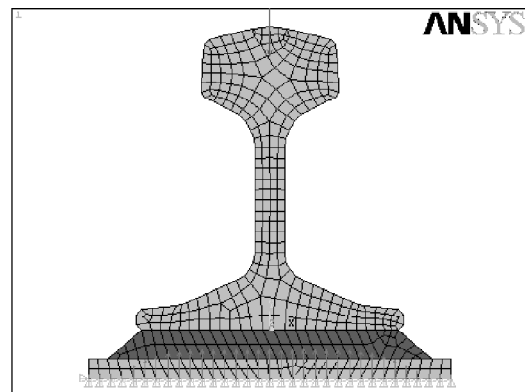


Figura 14 modelo 1.

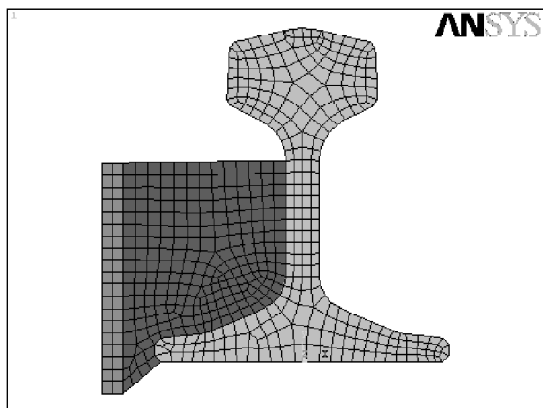


Figura 15 modelo 2.

Tabla 11. Comparación de frecuencias transversales

	M.E.F	ENSAYO	ERROR
Ensayo transversal	211,57 Hz	206,17 Hz	2,62%
	226,44 Hz	244,15 Hz	7,25%
	775,06 Hz	744,82 Hz	4,06%
Ensayo longitudinal	161,99 Hz	162,95 Hz	0,58%

Así pues los valores de la rigidez de los muelles que se han utilizado son los de la tabla 10:

Tabla 10. Rigideces de los muelles empleados

K_{xv}	$19,3 \cdot 10^{-5}$	K_{xh}	$16,5 \cdot 10^{-5}$
K_{yv}	$37 \cdot 10^{-5}$	K_{yh}	$3,2 \cdot 10^{-5}$
K_{zv}	$19,3 \cdot 10^{-5}$	K_{zh}	$3,2 \cdot 10^{-5}$

La tabla 11 resume los valores de las frecuencias recogidas durante los ensayos transversales y longitudinales, y las compara con sus homólogas del modelo realizado en Ansys.

Podemos observar cómo las frecuencias del ensayo son muy parecidas a las del modelo, así en el ensayo transversal los errores son menores del 5% para la primera y la tercera, siendo el error de la segunda ligeramente superior (del orden del 7%); esto puede ser debido a imperfecciones del modelo, que habría que corregir. En cuanto al frecuencia del ensayo longitudinal el error es casi nulo (0,58%), por lo que se puede decir que el modelo realizado es válido para simular la probeta de carril embebido.

En la figura 16 se recogen todos los resultados del amortiguamiento crítico que oscilan entre 2 % y el 9 %. El aumento de este parámetro con la frecuencia es habitual en este tipo de materiales; teniendo en cuenta que sus valores más representativos serían los obtenidos en ensayos de la probeta de un metro se podría utilizar entre el 5 y el 6%.

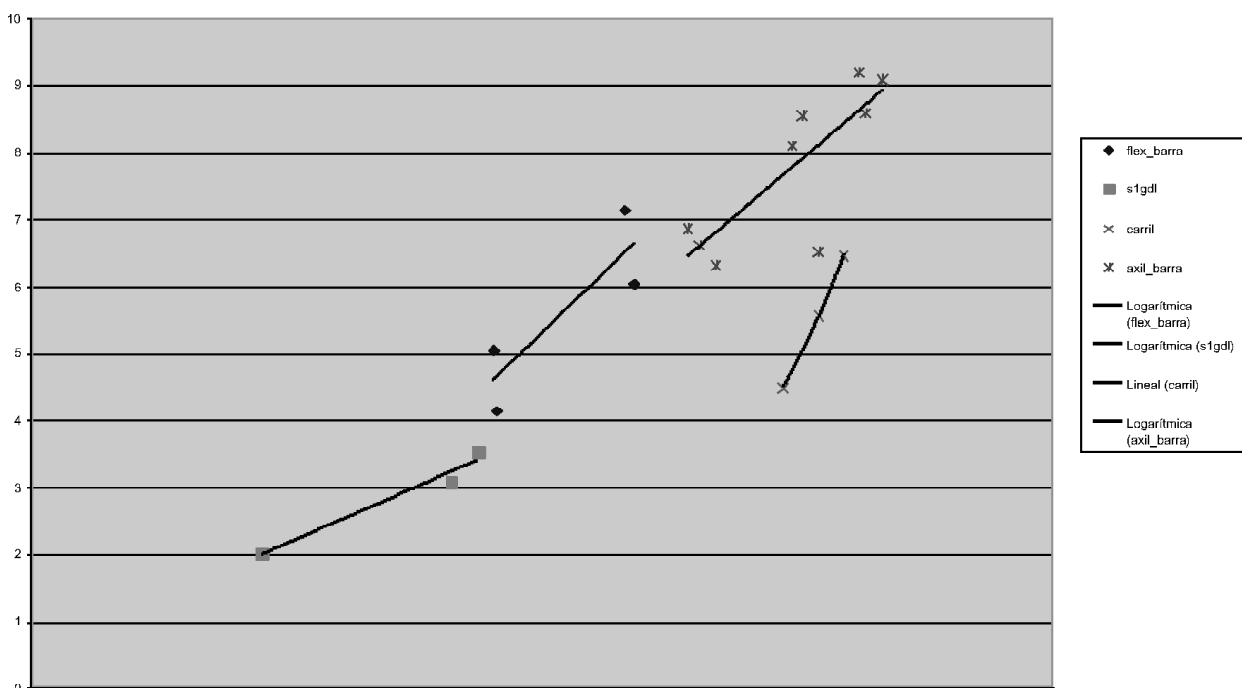


Figura 16. Distribución de amortiguamientos.

4. CONCLUSIONES

Se ha propuesto un modelo simplificado basado en muelles y vigas, que permite reproducir el comportamiento dinámico del carril embebido en Corkelast. Dicho modelo se ha contrastado con ensayos modales realizados sobre una probeta de 1 metro de carril.

La buena correlación del modelo final ha sido posible gracias a una identificación previa del modulo de elasticidad el material, entorno a los 6 GPa, que también se ha realizado utilizando las frecuencias naturales de probetas sencillas.

Otro parámetro importante en el comportamiento dinámico es el amortiguamiento del material. En este caso no se puede dar un número único, porque los valores de amortiguamiento crítico obtenidos para los distintos modos las distintas probetas presenta variación apreciable.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ewins D.J., "Modal Testing - Theory, Practice and Application", Second Edition, Research Studies Press LTD, Taunton (England): ISBN 0863800173, 1984.
- [2] Rao S. S., "Mechanical Vibrations" 2nd edition, Addison-Wesley Publishing Company Inc.,1990.
- [3] Blevins R. D., "Formulas for Natural Frequency and Mode Shape", Publishing Company: Robert Van Nostrand Reinhold Company. ISBN: 0-89464-894-2,1979.
- [4] David I. G. Jones, Handbook of Viscoelastic Vibration Damping" Publishing Company: John Wiley & Sons, New York.ISBN: 4071492485, 2001.
- [5] Clarence W.S., "Vibrations Fundamentals and Practice", CRC Press. - ISBN: 84931804, 2000.



ache

**ÚLTIMAS
TESIS
PUBLICADAS**

**Véase listado de tesis
publicadas y formulario de petición
de publicaciones en páginas
117 y 118 de este mismo número**

<http://www.e-ache.net>

Método simplificado de cálculo de la respuesta última de elementos de hormigón reforzados a flexión con materiales compuestos.

Propuesta y verificación experimental

Simplified method for prediction bending response of RC members strengthened with FRP composites. Proposal and experimental validation



Jordi Pascual Gilabert

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Catalunya



Joan Ramón Casas Rius

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universidad Politécnica de Catalunya

RESUMEN

Desde un punto de vista teórico, los elementos de hormigón reforzados a flexión mediante el pegado exterior de materiales compuestos reforzados con fibras (FRP) pueden presentar distintos modos de fallo: fallo del material (acero, hormigón, material compuesto) o bien fallo de la interfase hormigón-adhesivo o adhesivo-material compuesto. Sin embargo, la realidad experimental ha puesto de manifiesto que, en la mayoría de los casos, antes de que se produzca uno de estos modos de fallo se produce el fallo del refuerzo por delaminación del hormigón a la altura de la armadura pasiva, desgajándose el recubrimiento de hormigón juntamente con el refuerzo adherido al mismo. La rotura por delaminación de las secciones reforzadas con FRP es un aspecto complejo de modelizar, como consecuencia del carácter frágil de este tipo de rotura, así como por el hecho de que en el mismo intervienen multitud de parámetros como son la rigidez a tracción del refuerzo, las propiedades del material adhesivo, la existencia de fisuras en el hormigón, entre otros. En consecuencia, la respuesta última a flexión de estos elementos reforzados viene condicionada por la deformación o tracción existente en la fibra de refuerzo en el momento de la delaminación, mucho menores que la deformación o carga de rotura de los materiales compuestos. Existen métodos numéricos complejos que, mediante el análisis seccional elastoplástico, se basan en obtener la deformación de delaminación como solución numérica a un determinado criterio de rotura. En este artículo se presenta un método simplificado, derivado de una de estas propuestas, para la predicción de la deformación de delaminación de los refuerzos a flexión de FRP en elementos reales de hormigón

estructural. Así mismo, se incluye la verificación experimental de dicho método mediante resultados de ensayos en probetas de adherencia de tamaño reducido y modelos a gran escala de puentes viga-cajón de hormigón armado y con pretensado exterior, tanto isostáticos como continuos, reforzados con fibras de carbono (CFRP) y aramida (AFRP).

SUMMARY

Reinforced concrete members strengthened in bending by bonding of surface-mounted fiber-reinforced polymer (FRP) may present several failure modes: failure of material (reinforcing steel, concrete, composite material) or failure of the interface between concrete-adhesive or adhesive-FRP. Nevertheless, experience gained from testing confirms that in most cases delamination prevails over the other possible rupture modes. Delamination typically results in detachment of the concrete cover between the plane of longitudinal reinforcing steel and the composite reinforcement to which is bonded. Delamination in FRP strengthened sections is a difficult to model issue because of the fragile nature of this rupture mode, but also for it involves multiple parameters such as FRP stiffness, adhesive material properties, presence of cracks in concrete, among others. There are some methods to obtain delamination strain by means of a complex sectional elastoplastic analysis, solving numerically some equation adopted as a failure criterion. A simplified method derived from one of these proposals is presented in this paper. The method is used to predict debonding strain of FRP flexural

strengthenings in real RC members. The experimental validation of this model is presented as well. With this purpose CFRP and AFRP strengthened bond characterization specimen and large scale bridge models tests results are considered. The types of bridge models tested include externally-prestressed box-girder bridge and monolithic RC continuous girders.

1. INTRODUCCIÓN

Los materiales compuestos de polímeros armados con fibras (FRP) tienen una elevada resistencia a tracción, además de un peso reducido y gran resistencia a los agentes agresivos medioambientales, pero cuando se emplean en refuerzos a flexión adheridos externamente a elementos de hormigón estructural, su potencial aportación al incremento de capacidad portante se ve disminuida de forma notable. Ello se debe al desprendimiento prematuro del refuerzo causado por la concentración de tensiones en torno a las fisuras de flexión-cortante y en los extremos (anclajes) del laminado. Esta rotura, conocida como delaminación o *peeling*, se produce para deformaciones en el refuerzo de valor muy reducido, significativamente inferior al de rotura del material por tracción directa, siendo, además, una rotura de tipo frágil y especialmente compleja de modelizar. En consecuencia, este modo de fallo suele determinar el agotamiento de la sección reforzada y por tanto, el dimensionamiento de la cuantía de refuerzo necesaria. Para dimensionar el refuerzo y obtener el momento último a flexión de la sección reforzada es preciso, por tanto, establecer un valor límite de la deformación que puede alcanzar el FRP en estado límite último de fallo por delaminación.

Para establecer este límite de la deformación de delaminación se ha pasado desde la adopción de valores prefijados de manera experimental o semi-empírica por los fabricantes, al desarrollo de modelos en elementos finitos no lineales que incorporan modelos de daño y teoría de la mecánica de fractura (Oller et al., [1]; Perera et al., [2]). Después de muchos resultados experimentales en elementos estructurales de dimensiones importantes, parece probado ya (Oller et al., [1]; Alarcón, [3]; Salaverría, [4]) que los límites fijados por algunos proveedores o guías de diseño para evitar este tipo de fallo (deformaciones en torno al 0.6-0.8%) pueden quedar del lado de la inseguridad. Ello puede deberse al efecto escala, ya que dichos límites se han obtenido, en la mayoría de los casos, en campañas experimentales con probetas de tamaño reducido. Es necesario, por tanto, definir criterios de diseño más adecuados para impedir que se produzcan accidentes por fallos prematuros del refuerzo. En este sentido, diversos organismos nacionales e internacionales como el Comité 440 del ACI vienen desarrollando una labor importante, de la cual ha resultado, entre otros, la publicación de una guía de diseño y construcción de refuerzos por encolado exterior de FRP [5].

Para el cálculo de la capacidad portante de una sección reforzada, el método del ACI [5] propone obtener la deformación de delaminación mediante un coeficiente reductor κ_m que multiplica la deformación de rotura por tracción directa del material compuesto proporcionada por el fabricante. Este coeficiente κ_m es inversamente proporcional a la rigidez extensional del FRP y depende exclusivamente de dicha rigi-

dez. Algunos autores han remarcado la conveniencia de mejorar este criterio, considerando además otros factores como son las propiedades del adhesivo, del substrato de hormigón y la influencia de la fisuración; en particular, Harmon et al. [6] han publicado un modelo de predicción de la rotura por delaminación (*peeling*) y arrancamiento del hormigón en los anclajes (*concrete cover delamination o end peeling*) que incorpora estos aspectos. En la formulación para el cálculo del momento respuesta de diseño propuesta en [5] actúan, además, otros factores reductores parciales (de la contribución del FRP) que tienen en cuenta el tipo de ambiente (factor que afecta las propiedades mecánicas de los materiales poliméricos) y la novedad de esta técnica de refuerzo (incertidumbres), y un coeficiente reductor global que penaliza la pérdida de ductilidad seccional que conlleva el refuerzo.

En la tesina de especialidad de uno de los autores (Pascual, [7]) se planteó aprovechar los resultados de anteriores campañas experimentales (Alarcón, [3]; Salaverría, [4]) llevadas a cabo en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSECCPB-UPC) para la verificación experimental del modelo propuesto por Harmon et al. [6]. El estudio de este modelo derivó en la propuesta de un método simplificado de predicción de la deformación de delaminación mucho más sencillo que el propuesto en [6], y su verificación experimental. Los casos considerados para la verificación incluyen ensayos en probetas de adherencia de tamaño reducido y en modelos a gran escala de puentes en viga cajón de hormigón armado y con pretensado exterior, tanto isostáticos como continuos.

2. MODELO DE HARMON ET AL.

Harmon et al. [6] proponen un modelo de predicción que apuesta por la importancia del adhesivo en la rotura por delaminación, a diferencia de otros modelos que la asignan únicamente al FRP. Además, el modelo tiene en cuenta las propiedades del substrato de hormigón y la existencia de fisuración en el elemento estructural. El modelo se deduce inicialmente para el caso del comportamiento del refuerzo en torno a una fisura aislada y se extiende después al caso de refuerzo entre dos fisuras próximas, lo que corresponde a la situación de un elemento real a flexión. Una deducción detallada puede encontrarse en el trabajo de Pascual [7]. Los parámetros más importantes del modelo se describen a continuación.

2.1. Longitud efectiva de encolado

La idea es que en un sistema de refuerzo con adhesivo rígido la tracción desarrollada en el FRP se transmite al substrato a través de una longitud menor a lo largo de la interfase que en el caso de adhesivo flexible, y por tanto con un mayor gradiente de tensiones tangenciales o, lo que es lo mismo, con mayor concentración de tensiones. La concentración de tensiones en torno a una fisura del hormigón o bien en la zona final favorece el desprendimiento del refuerzo.

La longitud efectiva de encolado es una medida de la rigidez relativa del sistema de refuerzo, esto es, la rigidez exten-

sional o a esfuerzo axial del FRP respecto la rigidez conjunta a corte del hormigón y el adhesivo. Es una longitud característica de la distribución de tensiones rasantes en la interfase y, como veremos, un artificio de cálculo de la deformación de delaminación. Las fórmulas propuestas en [6] se explicitan a continuación.

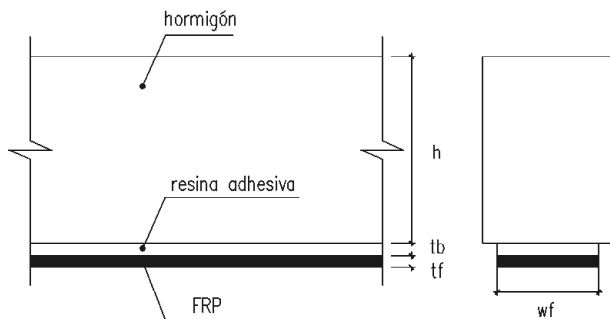


Figura 1. Variables geométricas para el cálculo de L_e .

La longitud efectiva de encolado se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$L_e = \sqrt{\frac{k_f}{g_b}} \quad (1)$$

Donde k_f es la rigidez extensional del FRP por unidad de ancho del mismo y se obtiene a partir de su módulo de Young y espesor según:

$$k_f = E_f t_f \quad (2)$$

g_b es la rigidez conjunta a corte del hormigón y la resina adhesiva, que se puede expresar como:

$$g_b = \frac{g_r g_c}{g_r + g_c} \quad (3)$$

Los términos correspondientes a resina y hormigón son, respectivamente:

$$g_r = \frac{G_r}{t_b} \quad (4)$$

$$g_c = \frac{G_c}{t_{ce}} \quad (5)$$

G_r es el módulo de deformación transversal de la resina y G_c el del hormigón. Los coeficientes de Poisson para hormigón y resina son 0.50 y 0.38; en estados de carga que llevan al hormigón más allá de su comportamiento elástico, el coeficiente de Poisson tiende al valor 0.50 correspondiente a la incompresibilidad volumétrica del material [8]. t_b es el espesor de resina utilizado para pegar el refuerzo; t_{ce} es el espesor de hormigón a considerar en (5), que según [6] vale, en mm:

$$t_{ce} = w_f + 50.8 \leq h/2 \quad (6)$$

Siendo w_f y h el ancho del refuerzo y el canto de la sección, respectivamente, expresados en mm.

La ecuación diferencial que gobierna la distribución de desplazamientos relativos del FRP respecto la fibra inferior del hormigón, las deformaciones longitudinales del FRP y las tensiones rasantes en la interfase es del tipo:

$$u'' - \alpha^2 u = 0 \quad (7)$$

La función $u(x)$ representa el desplazamiento longitudinal del FRP relativo a la fibra inferior del substrato de hormigón (interfase) en la sección a distancia x de la sección de referencia, tomando $x = 0$ en una sección de fisura crítica, o sea, una sección de máximo momento flector, de junta entre dovelas, de junta entre bloques en las probetas de ensayos de adherencia, etc.

En caso que se despreciara la deformación por cortante del hormigón, el término α de la ecuación (7) valdría:

$$\alpha = \sqrt{\frac{G_r}{E_f t_f t_b}} \quad (8)$$

Observamos que si en la ecuación (3) hacemos tender el término de cortante del hormigón a cero, nos queda la ecuación (1) como:

$$L_e = \frac{1}{\alpha} \quad (9)$$

α sería, por tanto, la inversa de la longitud efectiva de encolado. En el caso general, no obstante, la longitud efectiva de encolado debe calcularse teniendo en cuenta la deformación a corte del hormigón, esto es, a partir de la expresión (1).

2.2. Tensión tangencial máxima de adherencia

Se propone una expresión para la máxima tensión tangencial en la interfase que puede existir en la punta de una fisura del tipo:

$$\tau_{\max} = \eta \sqrt{f_c} \quad (10)$$

f_c es la resistencia a compresión del hormigón y el coeficiente η se determinará experimentalmente. Harmon et al. [6] han ajustado un valor η próximo a 1.00 para la fórmula anterior con t_{\max} y f_c expresados en N/mm^2 .

2.3. Separación relativa entre fisuras

Este término no ha sido definido por Harmon et al. [6], pero estudiando las soluciones a que conduce su modelo se ha visto que juega un papel fundamental en la resistencia a la delaminación (Pascual, [7]).

Se define la separación relativa entre fisuras como el cociente entre la separación entre fisuras, s , y la longitud efectiva de encolado:

$$\frac{s}{L_e} \equiv \alpha s \tag{11}$$

La separación entre fisuras de flexión-cortante se puede estimar en el orden de la mitad del canto útil:

$$s \approx d/2 \tag{12}$$

2.3. Modelo de fisura aislada

Este modelo representa el comportamiento del FRP en torno a una única fisura abierta, y por tanto, las condiciones que se materializan en las probetas de los ensayos de adherencia, tal como se verá más adelante. La distribución de tensiones tangenciales en la zona cercana a la fisura es como la que aparece en la figura 2.

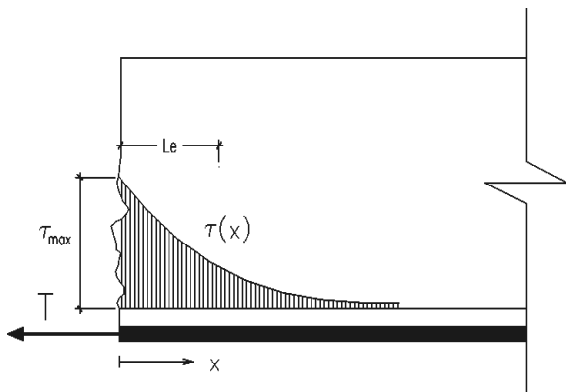


Figura 2. Tensiones rasantes interfaciales en torno a una fisura aislada.

Se considera que se produce la delaminación cuando la tensión tangencial máxima en la punta de fisura alcanza el valor dado por (10). En esta situación, como se demuestra en [7], la tracción última en el refuerzo resulta:

$$T_u = \int_0^{L_e} \tau(x) dx = \tau_{max} L_e \tag{13}$$

La longitud efectiva de encolado sería, por tanto, la longitud necesaria para anclar la tracción última en el refuerzo a una tensión tangencial constante e igual a la máxima de adherencia. Esto es:

$$L_e = \frac{1}{\tau_{max}} \int_0^{\infty} \tau(x) dx \tag{14}$$

En la ecuación (13), T_u tiene unidades de tracción por unidad de ancho del refuerzo. La deformación de delaminación se obtiene dividiendo T_u por la rigidez extensional por unidad de ancho, o sea, por k_f dada por (2).

2.4. Modelo en vigas reales

En los elementos reales a flexión, como vigas y losas, existirán en rotura múltiples fisuras relativamente próximas unas a otras. La distribución de tensiones tangenciales en la interfase entre dos fisuras consecutivas será como la que se muestra en la figura 3.

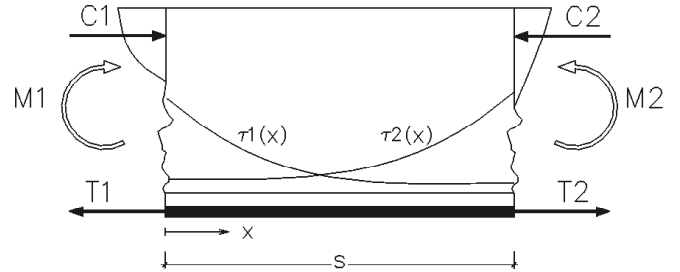


Figura 3. Tensiones rasantes interfaciales entre dos fisuras de flexión consecutivas.

Como notación, definimos la sección 1 como la sección crítica para la delaminación; esto es, una sección de vano o apoyo intermedio. La sección 2 será la que pasa por la fisura inmediatamente adyacente a la sección 1, o sea, a una distancia s de la 1, donde s se estima a partir de (12).

Se puede observar en la figura 3 que la existencia de la tracción en el refuerzo en la sección 2, T_2 , reduce la tensión tangencial en torno a la fisura de la sección 1, por cuanto actúa en sentido contrario a la producida por T_1 . Como consecuencia, es de esperar un incremento de la resistencia a la delaminación en los elementos reales fisurados con respecto al caso de existencia de fisura única (como podría ser una probeta de ensayo de adherencia). Puede sorprender un poco pero la presencia de múltiples fisuras representa un incremento de la deformación de delaminación respecto al caso de fisura aislada, a igualdad de las demás condiciones.

La ecuación de gobierno de las tracciones a lo largo del FRP se expresa de manera análoga, como demuestra Pascual en [7], a la ecuación (7) en desplazamientos. La solución general de dicha ecuación en tracciones es del tipo:

$$T(x) = C_1 sh(\alpha x) + C_2 ch(\alpha x) \tag{15}$$

$T(x)$ es la tracción en el refuerzo en la sección a distancia x de la sección de referencia situada en una fisura crítica, como se ha indicado en el apartado 2.1. Si imponemos que la tensión tangencial en $x = 0$ sea igual a τ_{max} (condición de delaminación) y que la tracción en $x = s$ sea igual a T_2 (tracción en el FRP en la sección 2 en la situación última) obtenemos la solución del problema de contorno representado en la figura 3.

$$T_0 = \xi_1 \tau_{max} L_e + \xi_2 T_2 \tag{16}$$

$$\xi_1 = \frac{e^{\alpha s} - e^{-\alpha s}}{e^{\alpha s} + e^{-\alpha s}} \leq 1 \tag{17}$$

$$\xi_2 = \frac{2}{e^{\alpha s} + e^{-\alpha s}} \leq 1 \tag{18}$$

T_0 es la tracción en el FRP en la sección crítica ($x = 0$) en la situación de delaminación del refuerzo. Los coeficientes ξ_1 y ξ_2 de las ecuaciones (17) y (18) son funciones que dependen únicamente de la separación relativa entre fisuras. La ecuación (16) expresa que, en el caso de elementos estructurales reales reforzados a flexión, la resistencia a delaminación tiene dos contribuciones: la adherencia en la punta de la fisura crítica y la disminución del rasante en la interfase que, a la altura de dicha sección, provoca la tracción existente en el FRP en la sección de fisura inmediatamente adyacente. Las funciones ξ_1 y ξ_2 son los pesos que marcan, respectivamente, la influencia de estas dos contribuciones.

El criterio de rotura que se propone en Harmon et al. [6] es el siguiente:

$$T_1 = T_0 \Rightarrow T_u \equiv T_1 \quad (\text{rotura}) \quad (19)$$

Se trata, pues, de encontrar aquella situación de carga para la cual la tracción en el FRP en la sección 1 iguale al valor de T_0 dado por (16). Pero como las tracciones en el refuerzo dependen del estado tensodeformacional del conjunto de la sección, formada por hormigón, acero y FRP, y éste de la sollicitación exterior, siendo necesario además comparar dos secciones (1 y 2 según notación anterior) para converger al criterio de rotura, este método involucra un proceso iterativo de resolución numérica. Se debe desarrollar el diagrama momento-curvatura de las secciones 1 y 2 y verificar si existe convergencia a rotura en cada incremento de carga. El proceso se esquematiza en el siguiente diagrama de flujo:

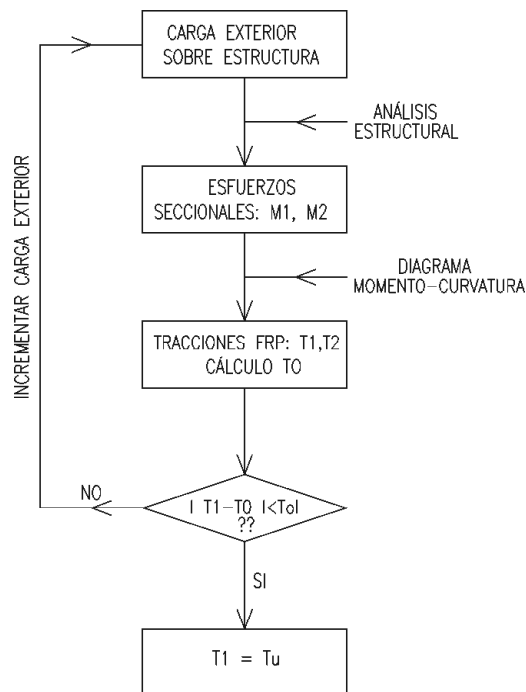


Figura 4. Procedimiento numérico de obtención de la carga de rotura por delaminación.

3. MÉTODO SIMPLIFICADO

El método simplificado desarrollado por Pascual [7] se basa en expresar el criterio de rotura de Harmon et al. [6] para vigas de un modo análogo al sencillo modelo de fisura aislada.

Para ello se define el coeficiente ξ_3 como cociente entre las tracciones en el FRP en las secciones 2 y 1 en situación de rotura por delaminación (ver figura 3):

$$\xi_3 = \frac{T_2}{T_1} \quad (20)$$

Con esto, las ecuaciones (16) y (19) que definen la rotura se pueden expresar mediante (21) y (22):

$$T_u = \beta \tau_{\max} L_e \quad (21)$$

$$\beta = \frac{\xi_1}{1 - \xi_2 \xi_3} \quad (22)$$

Por tanto el criterio de rotura en vigas se puede expresar de un modo análogo al modelo de fisura aislada, afectándolo de un coeficiente β . Este coeficiente representa el incremento de resistencia a la delaminación respecto al caso de fisura única que pueden presentar los elementos con múltiples fisuras de flexión. El coeficiente β engloba toda la información relativa a propiedades mecánicas y espesores de materiales, influencia de la fisuración e historia y nivel de cargas hasta la rotura. Toda la complejidad de la resolución numérica esquematizada en la figura 4 se resume ahora en obtener el valor de ξ_3 . Por tanto, y como la expresión (22) se presta a ello con facilidad, se ha analizado la sensibilidad de β a los valores que puede tomar ξ_3 . Los resultados se recogen en las curvas de la figura 5.

En ellas observamos que cuanto más pequeña es la separación entre fisuras mayor es el coeficiente β , o sea, mayor resistencia a la delaminación. Esta separación entre fisuras se debe expresar en términos relativos a la longitud efectiva de encolado, es decir, la influencia de la fisuración se establece en función de la separación relativa entre fisuras, s/L_e . La separación entre fisuras, pues, será grande o pequeña en función de cuál sea la longitud efectiva de encolado o lo que es lo mismo, la rigidez relativa del sistema de refuerzo. Interesan sistemas flexibles en los cuales las tensiones tangenciales interfaciales se concentren lo menos posible en torno a las discontinuidades. Observamos también que existe un límite a partir del cual la influencia de la fisuración se puede despreciar, aún tratándose de elementos reales a flexión fisurados. Cuando la separación relativa entre fisuras es grande, β no depende prácticamente de cuál sea ξ_3 , por lo que no será necesario llevar a cabo un análisis elastoplástico riguroso para obtener la situación de rotura por delaminación.

A la vista de la figura 5, observamos que la influencia de la proximidad entre fisuras es importante hasta relaciones s/L_e del orden de 2. En este caso podemos tener incrementos de resistencia al descolado respecto al modelo de fisura aislada típicamente entre un 20-60%. Cuando el cociente s/L_e es superior a 4, este incremento es en todos los casos inferior al 4%, como se observa en la Tabla 1, y tiende rápidamente a hacerse nulo con el incremento de dicho cociente. O sea, con relaciones s/L_e superiores a 4 el modelo en vigas tiende al modelo de fisura aislada.

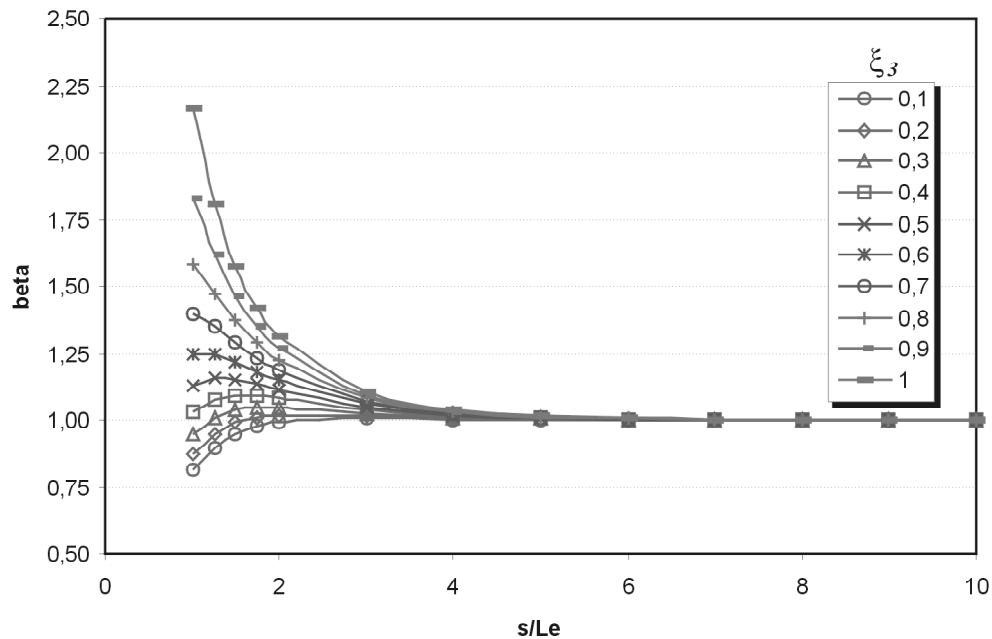


Figura 5. Sensibilidad de β a ξ_3 y s/L_e .

Tabla 1. Valores de β en función de ξ_3 y s/L_e

ξ_3	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
s/L_e	β									
1	0,8144	0,8750	0,9454	1,0281	1,1267	1,2461	1,3939	1,5815	1,8275	2,1640
1,25	0,8957	0,9488	1,0085	1,0763	1,1538	1,2433	1,3479	1,4718	1,6207	1,8031
1,5	0,9453	0,9893	1,0375	1,0906	1,1495	1,2151	1,2886	1,3716	1,4660	1,5744
1,75	0,9742	1,0095	1,0474	1,0882	1,1324	1,1803	1,2324	1,2894	1,3518	1,4206
2	0,9904	1,0182	1,0476	1,0787	1,1118	1,1469	1,1844	1,2244	1,2672	1,3130
3	1,0050	1,0152	1,0256	1,0362	1,0471	1,0581	1,0694	1,0809	1,0927	1,1048
4	1,0030	1,0067	1,0104	1,0142	1,0180	1,0218	1,0256	1,0295	1,0334	1,0373
5	1,0013	1,0026	1,0040	1,0053	1,0067	1,0081	1,0094	1,0108	1,0122	1,0136
6	1,0005	1,0010	1,0015	1,0020	1,0025	1,0030	1,0035	1,0040	1,0045	1,0050
7	1,0002	1,0004	1,0005	1,0007	1,0009	1,0011	1,0013	1,0015	1,0016	1,0018
8	1,0001	1,0001	1,0002	1,0003	1,0003	1,0004	1,0005	1,0005	1,0006	1,0007
9	1,0000	1,0000	1,0001	1,0001	1,0001	1,0001	1,0002	1,0002	1,0002	1,0002
10	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0001	1,0001	1,0001	1,0001	1,0001

Como los valores de L_e que se obtienen con los FRP y los adhesivos existentes son limitados, de hasta el orden de los 200 mm, el cociente s/L_e dependerá al final básicamente del canto del elemento estructural. En este sentido, la tabla 2 relaciona la separación relativa entre fisuras con el canto del elemento y la longitud efectiva de encolado del sistema de refuerzo considerado. Para ello se ha considerado que el canto útil es 0.9 veces el canto total, junto con las demás expresiones recogidas en este artículo. En esta tabla se han marcado las combinaciones de canto y longitud efectiva de encolado que dan relaciones s/L_e inferiores a 2 y superiores a 4, con la idea de discriminar aquellas en las que aplica el modelo sim-

plificado de las que, por el contrario, aplica el modelo numérico completo.

Los resultados obtenidos muestran que para cantos por encima de 1.00-1.50 m el modelo simplificado da resultados correctos sea cual sea la longitud efectiva de encolado hasta los 200 mm. Por tanto, este modelo podrá aplicarse, por ejemplo, para las vigas de los puentes. En elementos tipo losa o vigas con cantos de hasta el orden de los 50 cm se obtienen s/L_e inferiores a 2, por lo que resultará más conveniente aplicar el método iterativo completo descrito en 2.4. Este sería el caso, sobretodo, de refuerzos de elementos de edificación.

Tabla 2. Relación s/L_e para distintos cantos h de elemento estructural

h(m)	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Le (mm)	s/L <=2 modelo en vigas								s/Le
15	6,00	9,00	12,00	15,00	18,00	21,00	24,00	27,00	30,00
20	4,50	6,75	9,00	11,25	13,50	15,75	18,00	20,25	22,50
25	3,60	5,40	7,20	9,00	10,80	12,60	14,40	16,20	18,00
30	3,00	4,50	6,00	7,50	9,00	10,50	12,00	13,50	15,00
35	2,57	3,86	5,14	6,43	7,71	9,00	10,29	11,57	12,86
40	2,25	3,38	4,50	5,63	6,75	7,88	9,00	10,13	11,25
45	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00
50	1,80	2,70	3,60	4,50	5,40	6,30	7,20	8,10	9,00
55	1,64	2,45	3,27	4,09	4,91	5,73	6,55	7,36	8,18
60	1,50	2,25	3,00	3,75	4,50	5,25	6,00	6,75	7,50
65	1,38	2,08	2,77	3,46	4,15	4,85	5,54	6,23	6,92
70	1,29	1,93	2,57	3,21	3,86	4,50	5,14	5,79	6,43
75	1,20	1,80	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
80	1,13	1,69	2,25	2,81	3,38	3,94	4,50	5,06	5,63
85	1,06	1,59	2,12	2,65	3,18	3,71	4,24	4,76	5,29
90	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
95	0,95	1,42	1,89	2,37	2,84	3,32	3,79	4,26	4,74
100	0,90	1,35	1,80	2,25	2,70	3,15	3,60	4,05	4,50
105	0,86	1,29	1,71	2,14	2,57	3,00	3,43	3,86	4,29
110	0,82	1,23	1,64	2,05	2,45	2,86	3,27	3,68	4,09
115	0,78	1,17	1,57	1,96	2,35	2,74	3,13	3,52	3,91
120	0,75	1,13	1,50	1,88	2,25	2,63	3,00	3,38	3,75
125	0,72	1,08	1,44	1,80	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60
130	0,69	1,04	1,38	1,73	2,08	2,42	2,77	3,12	3,46
135	0,67	1,00	1,33	1,67	2,00	2,33	2,67	3,00	3,33
140	0,64	0,96	1,29	1,61	1,93	2,25	2,57	2,89	3,21
145	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10
150	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80	2,10	2,40	2,70	3,00
155	0,58	0,87	1,16	1,45	1,74	2,03	2,32	2,61	2,90
160	0,56	0,84	1,13	1,41	1,69	1,97	2,25	2,53	2,81
165	0,55	0,82	1,09	1,36	1,64	1,91	2,18	2,45	2,73
170	0,53	0,79	1,06	1,32	1,59	1,85	2,12	2,38	2,65
175	0,51	0,77	1,03	1,29	1,54	1,80	2,06	2,31	2,57
180	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
185	0,49	0,73	0,97	1,22	1,46	1,70	1,95	2,19	2,43
190	0,47	0,71	0,95	1,18	1,42	1,66	1,89	2,13	2,37
195	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,62	1,85	2,08	2,31
200	0,45	0,68	0,90	1,13	1,35	1,58	1,80	2,03	2,25

Tabla 2 (continuación). Relación s/L_e para distintos cantos h de elemento estructural

h(m)	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
Le (mm)	s/Le >=4 modelo de fisura aislada									
15	33,00	36,00	39,00	42,00	45,00	48,00	51,00	54,00	57,00	60,00
20	24,75	27,00	29,25	31,50	33,75	36,00	38,25	40,50	42,75	45,00
25	19,80	21,60	23,40	25,20	27,00	28,80	30,60	32,40	34,20	36,00
30	16,50	18,00	19,50	21,00	22,50	24,00	25,50	27,00	28,50	30,00
35	14,14	15,43	16,71	18,00	19,29	20,57	21,86	23,14	24,43	25,71
40	12,38	13,50	14,63	15,75	16,88	18,00	19,13	20,25	21,38	22,50
45	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00	17,00	18,00	19,00	20,00
50	9,90	10,80	11,70	12,60	13,50	14,40	15,30	16,20	17,10	18,00
55	9,00	9,82	10,64	11,45	12,27	13,09	13,91	14,73	15,55	16,36
60	8,25	9,00	9,75	10,50	11,25	12,00	12,75	13,50	14,25	15,00
65	7,62	8,31	9,00	9,69	10,38	11,08	11,77	12,46	13,15	13,85
70	7,07	7,71	8,36	9,00	9,64	10,29	10,93	11,57	12,21	12,86
75	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60	10,20	10,80	11,40	12,00
80	6,19	6,75	7,31	7,88	8,44	9,00	9,56	10,13	10,69	11,25
85	5,82	6,35	6,88	7,41	7,94	8,47	9,00	9,53	10,06	10,59
90	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00
95	5,21	5,68	6,16	6,63	7,11	7,58	8,05	8,53	9,00	9,47
100	4,95	5,40	5,85	6,30	6,75	7,20	7,65	8,10	8,55	9,00
105	4,71	5,14	5,57	6,00	6,43	6,86	7,29	7,71	8,14	8,57
110	4,50	4,91	5,32	5,73	6,14	6,55	6,95	7,36	7,77	8,18
115	4,30	4,70	5,09	5,48	5,87	6,26	6,65	7,04	7,43	7,83
120	4,13	4,50	4,88	5,25	5,63	6,00	6,38	6,75	7,13	7,50
125	3,96	4,32	4,68	5,04	5,40	5,76	6,12	6,48	6,84	7,20
130	3,81	4,15	4,50	4,85	5,19	5,54	5,88	6,23	6,58	6,92
135	3,67	4,00	4,33	4,67	5,00	5,33	5,67	6,00	6,33	6,67
140	3,54	3,86	4,18	4,50	4,82	5,14	5,46	5,79	6,11	6,43
145	3,41	3,72	4,03	4,34	4,66	4,97	5,28	5,59	5,90	6,21
150	3,30	3,60	3,90	4,20	4,50	4,80	5,10	5,40	5,70	6,00
155	3,19	3,48	3,77	4,06	4,35	4,65	4,94	5,23	5,52	5,81
160	3,09	3,38	3,66	3,94	4,22	4,50	4,78	5,06	5,34	5,63
165	3,00	3,27	3,55	3,82	4,09	4,36	4,64	4,91	5,18	5,45
170	2,91	3,18	3,44	3,71	3,97	4,24	4,50	4,76	5,03	5,29
175	2,83	3,09	3,34	3,60	3,86	4,11	4,37	4,63	4,89	5,14
180	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00
185	2,68	2,92	3,16	3,41	3,65	3,89	4,14	4,38	4,62	4,86
190	2,61	2,84	3,08	3,32	3,55	3,79	4,03	4,26	4,50	4,74
195	2,54	2,77	3,00	3,23	3,46	3,69	3,92	4,15	4,38	4,62
200	2,48	2,70	2,93	3,15	3,38	3,60	3,83	4,05	4,28	4,50

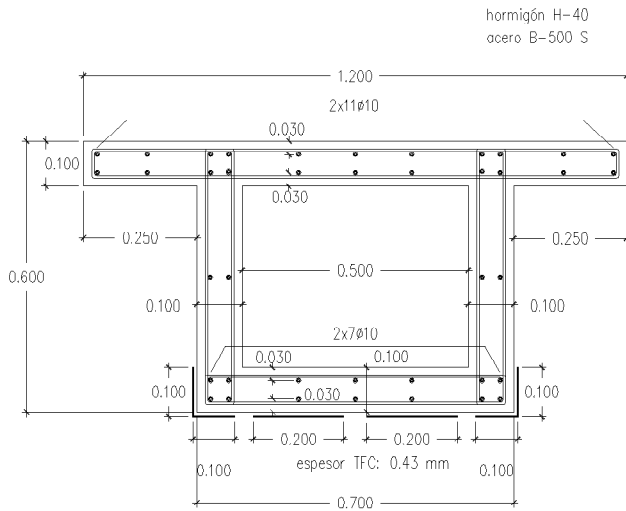


Figura 6. Sección modelizada: definición geométrica y diagrama M-T en FRP.

En el caso en que $2 < s/L_e < 4$, en el que hay que utilizar el modelo completo, para poder obtener β de un modo más simple que con el método iterativo descrito en el apartado 2.4, se ha buscado una expresión semianalítica para calcular ξ_3 . Para ello, se ha modelizado numéricamente el comportamiento elastoplástico de la sección de la figura 6 a medida que aumenta el momento solicitación. El FRP utilizado en esta sección es un tejido de fibra de carbono de espesor $t_f = 0.43$ mm y módulo $E_f = 105$ GPa. El adhesivo tiene $t_b = 0.52$ mm y módulo $G_r = 835$ MPa. El sistema resulta con una $L_e = 37.2$ mm. Se han considerado tanto los casos de refuerzo en estructura apeada como sin apea, con un momento sobre la sección previa de hormigón estructural antes del refuerzo del orden del 60% del momento de plastificación de la armadura.

Mediante el cálculo numérico se ha obtenido el diagrama momento-tracción en el FRP que aparece en la figura 6. A la vista de los resultados de la misma, podemos establecer un diagrama momento-tracción en FRP ideal bilineal como el de la figura 7. Observamos en la figura 6 que las pendientes k y k' de las ramas lineal y de prerotura no dependen de la presolicitación sobre la sección previa al refuerzo. Si suponemos que la delaminación se produce en la fase de prerotura seccional y definimos el cociente r entre los momentos en la secciones 2 y 1 (según notación del apartado 2.4), podemos expresar ξ_3 como:

$$\xi_3 = 1 - \theta \frac{k}{k'}(1 - r) \tag{23}$$

Si llevamos a cabo, como es habitual, un análisis elástico lineal sin redistribución, el cociente r no depende de la magnitud de la carga, sino del tipo de carga (esquema estático); por tanto, se obtiene fácilmente. Finalmente, θ representa el cociente entre la pendiente secante del diagrama $M-T$ en la sección 1 en situación de rotura por delaminación y la pendiente de la rama lineal, k . La simplificación más importante que se hace en este modelo es considerar θ como un parámetro a fijar.

$$\theta = \frac{k_{sec}^1}{k} \tag{24}$$

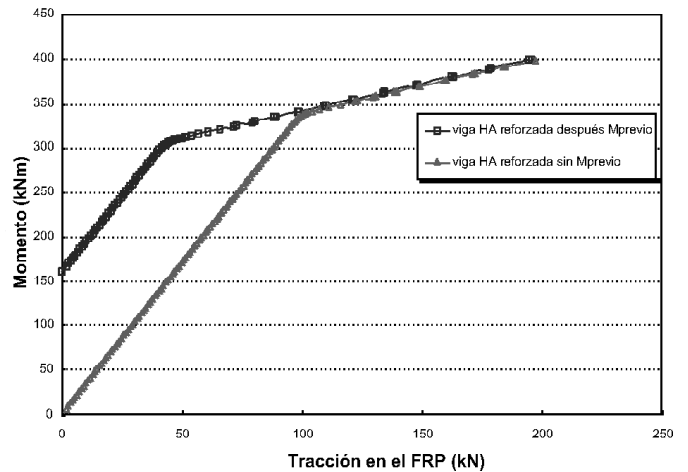


Figura 7. Diagrama M-T en FRP ideal.

4. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

Para la verificación del modelo propuesto, tanto en su versión más simple como utilizando el parámetro θ en el caso de que haya que utilizar el modelo completo, se han considerado los datos recogidos en campañas anteriores de ensayos en probetas de adherencia y modelos a gran escala de puentes de hormigón, llevadas a cabo en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la ETSECCPB (Alarcón, [3]; Salaverría, [4]). En todo el proceso de verificación experimental, los valores de L_e se han obtenido de acuerdo con las ecuaciones (1) a (6).

4.1. Probetas de adherencia

Se ensayaron probetas de adherencia con una geometría como la representada en la figura 8, donde las dimensiones se expresan en m. Los FRP empleados como refuerzo fueron tejidos in situ de fibra de carbono (TFC) y laminados prefabricados de la misma fibra (CFK). Los datos de los materiales se recogen en la tabla 3.

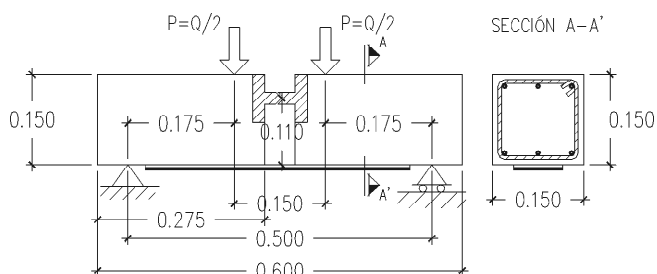


Figura 8. Geometría de las probetas de adherencia.

Tabla 3. Materiales de los ensayos de adherencia

Serie	t_f (mm)	w_f (mm)	E_f (GPa)	t_b (mm)	G_r (MPa)	f_c (MPa)
TFC	0.43	80	105	0.52	835	40
CFK	1.40	100	150	0.50	3900	40

La deformación al inicio del desprendimiento del refuerzo se puede capturar con una distribución adecuada de galgas laterales adyacentes a las galgas de junta. Las lecturas de estas galgas laterales presentan un cambio de tendencia súbito al iniciarse el desprendimiento que no es posible detectar con las galgas de junta, pues en ellas el refuerzo actúa como un tirante anclado. Con la deformación en la sección de junta al inicio de delaminación obtenida experimentalmente, $\epsilon_{\text{experim.}}$, se calcula la tracción experimental de delaminación multiplicándola por la rigidez axial del FRP, que se compara con la predicción analítica. Al tratarse de una junta aislada, se aplica el modelo descrito en 2.3, con $\eta = 0.996$. En la tabla 4 se recoge dicha comparación. En la figura 9 puede verse un detalle del modo de fallo por delaminación.

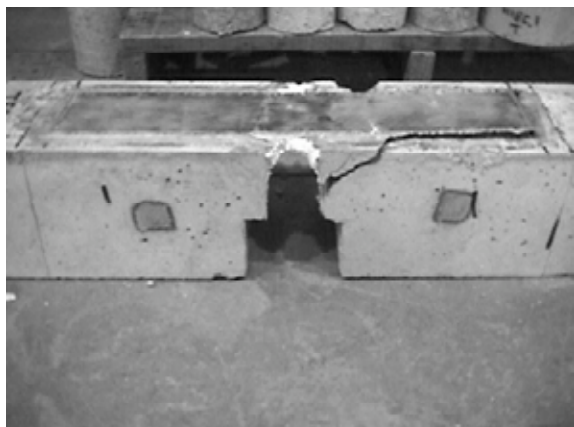


Figura 9. Paramento inferior de las probetas de adherencia. Detalle del mecanismo de rotura.

En las tablas de resultados de la verificación se incluye en la última columna la deformación que la guía del ACI [5] propone como deformación límite en el FRP para tener en cuenta la delaminación, producto del coeficiente κ_m por la deformación de rotura a tracción del FRP especificada por el fabricante.

Tabla 4. Resultados verificación en ensayos de adherencia

Ensayo	L_e (mm)	$\epsilon_{\text{experim.}}$ (%)	$T_{\text{experim.}}$ (kN)	$T_{\text{analítica}}$ (kN)	$T_{\text{exp.}}/T_{\text{an.}}$	ϵ_{ACI} (%)
TFC-2	18.86	0.300	10.84	9.51	1.14	1.17
CFK2-2	39.38	0.120	25.20	24.82	1.02	0.72
CFK2-4	39.38	0.125	26.25	24.82	1.02	0.72

4.2. Vigas de dovelas

Se trata de vigas de dovelas con junta seca y pretensado exterior, simplemente apoyadas, de 7.20 m de luz entre líneas de apoyo. La sección transversal es un cajón de 0.60 m de canto y 1.20 m de ancho del forjado superior, como el que se muestra en la figura 6. La separación entre juntas de dovelas es de 1.20 m. La viga se reparó y reforzó mediante encolado de CFRP en la zona inferior de vano, en toda la longitud, tal como puede verse juntamente con el esquema de carga en la figura 10. Se emplearon los mismos CFRP que en las probetas de adherencia, con los anchos w_f que se indican en la tabla 5. La descripción completa de los ensayos y resultados obtenidos puede consultarse en [3].

Tabla 5. Materiales de los ensayos en vigas de dovelas

Serie	t_f (mm)	w_f (mm)	E_f (GPa)	t_b (mm)	G_r (MPa)	f_c (MPa)
TFC	0.43	600	105	0.52	835	35
CFK	1.40	250	150	0.50	3900	35

La rotura se produjo por delaminación debido a la apertura de juntas centrales 3 y 4 (figura 10). El comportamiento del FRP en torno a estas juntas entre dovelas es muy similar al que se obtuvo en las probetas de adherencia. En la tabla 6 se recoge la comparación entre los resultados experimentales y los obtenidos con el modelo propuesto, así como los propuestos por ACI. De nuevo, en este caso, se aplica la versión de fisura aislada, ya que en todos los casos $s/L_e > 4$. En las vigas de dovelas se ha tomado como s la separación entre juntas de dovelas.

4.3. Vigas monolíticas

En este caso, se utilizan los resultados obtenidos de los ensayos en una serie de vigas monolíticas continuas de hormigón armado de dos tramos de 7.20 m de luz, con la misma

Tabla 6. Resultados verificación en vigas de dovelas

Ensayo	L_e (mm)	s/L_e	$\epsilon_{\text{experim.}}$ (%)	$T_{\text{experim.}}$ (kN)	$T_{\text{analítica}}$ (kN)	$T_{\text{exp.}}/T_{\text{an.}}$	ϵ_{ACI} (%)
VD-TFC2	37.18	32.28	0.500	135.45	131.52	1.03	1.17
VD-CFK1	79.54	15.09	0.225	118.12	117.22	1.01	0.72

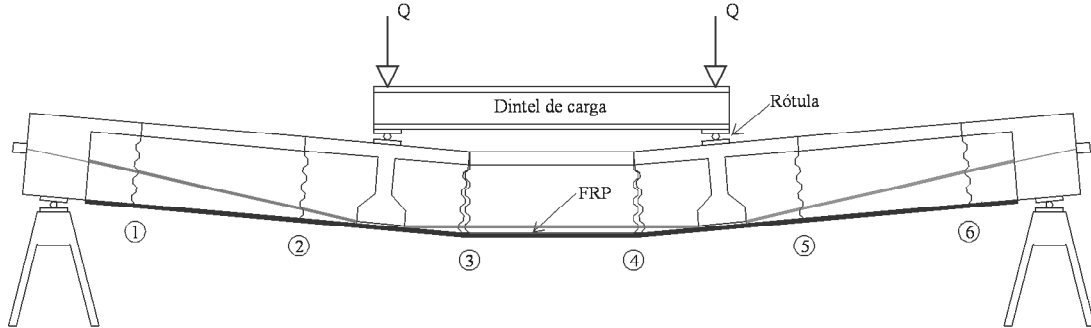


Figura 10. Configuración deformada y esquema de carga de las vigas de dovelas.



Figura 11. Detalle del desprendimiento del laminado en la zona de junta. Ensayo VD-CFK1.

sección transversal que la de las vigas de dovelas. En algunos ensayos de esta serie se empleó también el pretensado exterior como sistema de refuerzo adicional a los FRP. Los materiales compuestos utilizados fueron laminados de fibra aramida (AFRP) en las vigas VPE3 y tejidos de fibra de carbono (CFRP) en el resto de las vigas. Se encadenaron ensayos a través de diversos ciclos de reparación y rotura, por lo que en algunos casos se efectuaron ensayos isostáticos sobre los vanos resultantes de la formación de una rótula en la sección de apoyo intermedio. Además de la rotura por delaminación en las secciones críticas de vano y apoyo, se presentaron roturas por arrancamiento del hormigón en los extremos del

refuerzo y desgarro por cizalladura de fibras en los labios de las fisuras aparecidas sobre la sección de apoyo intermedio. Las dimensiones así como el esquema de carga puede verse en la figura 12. Las características geométricas y mecánicas del refuerzo utilizado en cada viga se encuentran en la tabla 7. En la tabla 8 se comparan los valores experimentales con los obtenidos con el modelo propuesto. En este caso se ha utilizado $s = d/2$, valor que se verificó durante los ensayos, obteniéndose los valores de s/L_e que en cada caso aparecen en la tabla 8.

Tabla 7. Materiales de los ensayos en vigas monolíticas

Ensayo	t_f (mm)	w_f (mm)	E_f (GPa)	t_b (mm)	G_r (MPa)	f_c (MPa)
VPE3 ⁽⁻⁾	4.00	140	125	0.50	4384	40
VPE3 ⁽⁺⁾	4.00	100	125	0.50	4384	40
VHA1-b	0.43	800	105	0.52	835	35
VHA1-c	0.43	800	105	0.52	835	40
VHA-PE-a ⁽⁻⁾	0.43	800	105	0.52	835	35
VHA-PE-a ⁽⁺⁾	0.43	800	105	0.52	835	40

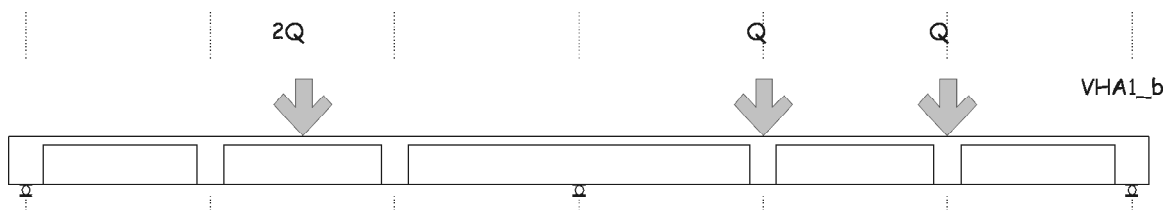


Figura 12. Alzado de las vigas monolíticas.

Tabla 8. Resultados verificación en vigas monolíticas

Ensayo	L_e (mm)	s/L_e	$\epsilon_{\text{experim.}}$ (%)	$T_{\text{experim.}}$ (kN)	$T_{\text{analítica}}$ (kN)	$T_{\text{exp.}}/T_{\text{an}}$	(*)	$\epsilon_{\text{ACI.}}$ (%)
VPE3(-)	96.38	2.85	0.160	112.00	88.44	1.27	-	0.300
VPE3(+)	85.75	3.21	0.120	60.00	58.36	1.03	+	0.300
VHA1-b	37.18	7.40	0.443	160.00	175.36	0.91	-	1.170
VHA1-c	36.59	7.52	0.550	194.19	184.48	1.05	+	1.170
VHA-PE-a(-)	37.18	7.40	0.404	145.92	175.36	0.83	-	1.170
VHA-PE-a(+)	36.59	7.52	0.356	126.06	184.48	0.68	+	1.170

(*) signo de la flexión en la sección en rotura

En los casos en que $s/L_e < 4$ se utiliza el modelo propuesto con $\theta = 2/3$ en la ecuación (23). En los casos $s/L_e > 4$ se utiliza el modelo de fisura aislada. Según se observa en la tabla 8, las roturas por delaminación a flexión positiva se han predicho de manera muy ajustada y del lado de la seguridad, siguiendo la tendencia observada en los casos anteriores de probetas de adherencia y vigas de dovelas, donde todas las roturas eran a momento positivo. En la figura 13 puede observarse la delaminación ocurrida en las bandas de aramida. De todos modos, en las vigas monolíticas se ha presentado una rotura (VHA-PE-a(+)) con la predicción del lado de la inseguridad. Según lo dicho, podría tratarse de un caso atípico aunque el fallo prematuro también podría explicarse por una resistencia inferior a la supuesta del hormigón de reparación de la sección de centro de vano, por donde se produjo la delaminación.

En las secciones de apoyo intermedio, a flexión negativa, y para el caso de TFC, en cambio, las predicciones muestran una clara tendencia a quedar del lado de la inseguridad. En los ensayos VHA1-b y VHA-PE-a(-) la rotura vino favorecida por la cizalladura del tejido CFRP, que acabó desgarrándolo y, por

tanto, no se puede hablar de un fallo típico por delaminación, ya que antes se produce el desgarro en el material compuesto. Esta cizalladura es debida al giro relativo en los labios de fisura que se produce tras la aparición de la rótula plástica en la sección de apoyo. Este movimiento relativo entre bloques produce un empuje al vacío capaz de desgarrar el tejido (figura 14).



Figura 14. Desgarro del CFRP en apoyo intermedio. Ensayo VHA1-b.



Figura 13. Desprendimiento del laminado AFRP en centro de vano. Ensayo VPE3.

4.4. Resumen de resultados

La figura 15 muestra resumidamente los resultados obtenidos en la verificación del modelo simplificado propuesto de predicción de la deformación de delaminación de refuerzos a flexión de FRP. Los puntos por encima de la bisectriz corresponden a los casos en que la predicción del modelo queda del lado de la seguridad. Observamos como el ajuste en el caso de probetas de adherencia y vigas de dovelas es casi total. En las vigas monolíticas existen mayores discrepancias y con algunas predicciones inseguras cuya explicación se ha encontrado en modos de fallo no directamente ligados a la delaminación del compuesto.

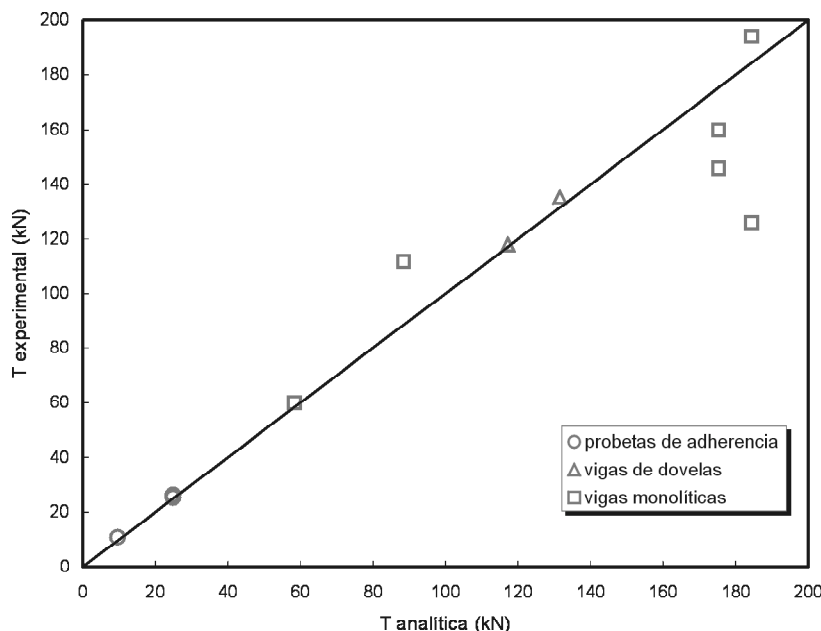


Figura 15. Comparación de las tracciones experimentales de delaminación y las predichas por el modelo simplificado.

5. CONCLUSIONES

La rigidez a tracción del sistema FRP-adhesivo es determinante en la resistencia a delaminación de los refuerzos a flexión, siendo los sistemas flexibles los que mejores prestaciones presentan en este sentido. El parámetro s/L_e , donde s es la separación entre fisuras y L_e la longitud efectiva de encolado, es un indicador global de esta rigidez y de la influencia de la fisuración del elemento reforzado en la deformación última de delaminación.

Se ha comprobado que si el cociente s/L_e es inferior a 2, la presencia de fisuras se traduce en un incremento apreciable (hasta un 50-60%) de la deformación de delaminación con respecto a la que se obtendría en el caso de una fisura aislada. Esta situación puede presentarse en elementos de canto reducido, como pueden ser forjados y jácenas de edificación o puentes de muy pequeña luz, es decir, elementos estructurales con cantos inferiores a 0.5 m. En este caso, la predicción correcta de la deformación de delaminación hay que llevarla a cabo mediante un modelo numérico complejo en el que aparte del cálculo del diagrama momento-curvatura de la sección considerada y de la que presenta la fisura más cercana, hay que proceder de manera iterativa para resolver la ecuación que representa la situación de agotamiento. Para valores s/L_e superiores a 4, la presencia de varias fisuras es despreciable en el fenómeno de delaminación y en dicho caso el elemento se comporta como si las fisuras actuaran de manera aislada, pudiendo aplicarse el modelo sencillo de fisura aislada. Tal es el caso de elementos a flexión de hormigón con cantos superiores a los 1.0-1.5 m, como serían vigas o losas de puente. Para valores comprendidos entre 2 y 4, se propone utilizar el modelo simplificado presentado en este trabajo con un valor del parámetro $\theta = 2/3$, lo cual obliga sólo a calcular un único diagrama momento-curvatura y además no hay que proceder de manera iterativa para establecer la rotura.

Tal como se ha visto en la verificación experimental, este método simplificado ha predicho de manera muy ajustada y

del lado seguro la deformación de delaminación en zona de máximos momentos positivos, tanto en probetas de adherencia como en vigas a gran escala de hormigón armado y pretensado. En cambio, en zonas de apoyos intermedios la predicción puede resultar insegura. Esto se debe a que el modelo no es capaz de tener en cuenta la cizalladura de las fibras que se produce a veces en los labios de fisura; y tampoco tiene en cuenta la influencia del cortante, de valor elevado en estas zonas donde se combina con los máximos momentos flectores negativos. De todos modos, se han obtenido muy buenos resultados, teniendo en cuenta la naturaleza del fenómeno que se intenta reproducir.

El modelo ha dado buenos resultados tanto en tejidos como en laminados de FRP. El nivel de aproximación en la predicción obtenido ha sido del mismo orden en los tejidos flexibles *in situ* y en los laminados rígidos, capturando efectivamente la tendencia de los laminados a delaminar a deformaciones significativamente inferiores en comparación con las de los tejidos.

Los resultados obtenidos tienen una significación elevada debido a las dimensiones de los elementos ensayados y a las severas condiciones de ensayo, tras diversos ciclos de reparación y rotura.

El factor reductor κ_m de la deformación de rotura por tracción del FRP, mediante el cuál se obtiene la deformación de delaminación según las prescripciones de la guía ACI 440.2R, no tiene en cuenta algunos parámetros importantes que afectan a la misma, como son la resistencia y la fisuración del sustrato de hormigón y las propiedades del adhesivo. Este artículo muestra como, en los ensayos considerados, la propuesta del ACI da siempre valores de la deformación de delaminación muy superiores a los obtenidos experimentalmente, quedando, por tanto, del lado de la inseguridad. Por otro lado, el modelo de predicción presentado en este artículo ha dado resultados mucho más ajustados, quedando en la mayor parte de los casos del lado seguro.

El hecho de que las deformaciones de delaminación obtenidas en los ensayos considerados en este trabajo sean significativamente menores a las que proporcionan los fabricantes puede deberse a que en este último caso, los valores se han obtenido en ensayos en vigas de pequeño canto, con varias fisuras, en las cuales se daría el efecto de incremento de resistencia a la delaminación por la proximidad entre fisuras (caso $s/L_e \ll 2$). Por tanto, para un diseño seguro de los refuerzos a flexión con FRP, la deformación de delaminación con la que se calcula la capacidad portante de la sección tiene que determinarse para el caso concreto de sistema de refuerzo (FRP + adhesivo) y elemento estructural a reforzar, pues adoptar valores prefijados obtenidos en ensayos no representativos puede llevar a roturas no previstas. Es posible calcular esta deformación de delaminación para cada caso particular de refuerzo de manera ajustada y realista mediante el método simplificado presentado en este artículo.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] Oller, E., Cobo, D., Marí, A. Refuerzo a flexión de vigas de hormigón armado con materiales compuestos. Estudio de la zona de anclaje. *Hormigón y acero*, No. 232, pp. 97-112, 2004.

[2] Perera, R., Recuero, A., De Diego, A., López, C. Adherence analysis of fiber-reinforced polymer strengthened RC beams. *Computers & Structures*, No. 82, pp. 1865-1873, 2004.

[3] Alarcón, A. *Estudio teórico experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono*. Tesis doctoral, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, 2002.

[4] Salaverría, J. *Estudio experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes utilizando fibras sintéticas y pretensado exterior*. Tesis doctoral, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.

[5] ACI 440.2R *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.

[6] Harmon, T.G., Jae Kim, Y., Kardos, J., Stark, A. Bond of Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 5, pp. 557-564, 2003.

[7] Pascual, J. *Disseny del reforç a flexió de ponts de formigó amb materials compostos: proposta i verificació d'una metodologia simplificada*. Tesina de especialidad, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, 2004.

[8] Martínez, J., Ortiz, J. *Construcción Mixta: Hormigón-Acero*. Ed. Rueda, Madrid, 1978.

Criterios para la evaluación de estructuras de hormigón armado

Criteria for strength evaluation of reinforced concrete structures



Manuel José Freire Tellado

Dr. Arquitecto

Profesor Titular E.U. Dpto. Tecnología de la Construcción.
Universidad de A Coruña

RESUMEN

El artículo revisa el estado del arte de la evaluación de las estructuras existentes de hormigón armado desde el punto de vista de su aplicación práctica. Se repasan los métodos de evaluación de estructuras y se distingue entre los conceptos de seguridad a nivel de sección y seguridad a nivel de pieza. Se revisan cuestiones como el reparto en lotes para el estudio de la estructura y las resistencias características estimadas para el hormigón y para el acero, proponiendo algunos criterios para las situaciones en que la norma guarda silencio. Se recuerdan también algunos refinamientos de cálculo que no suelen ser empleados en el dimensionado de la estructura pero que pueden ser útiles para los estudios sobre la seguridad, realizándose a continuación una discusión sobre los valores de los coeficientes de seguridad que pueden ser considerados admisibles. Para ello se deducen los coeficientes de seguridad a los que implícitamente conduce la aplicación de la instrucción EHE –publicada en 1998– y se comparan con los obtenidos trasponiendo las indicaciones facilitadas por ACI-318. Se cierra la exposición con una serie de reflexiones sobre los conceptos de ruina.

SUMMARY

This paper is an overview of the state of art evaluation of existing reinforced concrete structures from the point of view of their practical use. The methods of structure evaluation are revised and the safety concepts both for a section and an ele-

ment are considered. Questions like distribution in units for structure study, characteristic resistance estimated for the compressive strength of concrete and the tensile strength of steel and the coefficients of reduction to be used in the recalculation are revised, thus some criteria are proposed for situations which are not covered by the normatives.

The article presents some details, that are usually not considered in structural analysis but could become very useful for the strength evaluation of structures, and that reviews the acceptable values of the safety coefficients. So the safety coefficients derived from EHE-98 are deduced, and the resulting values are compared with the ones suggested by ACI-318. In conclusion a series of concepts of ruin in spanish normatives are presented.

1. INTRODUCCIÓN

En la actuación profesional existen una serie de situaciones en las que la decisión a adoptar tiene gran trascendencia, puesto que se sitúa en la frontera entre el grado de seguridad mínimo exigible a las edificaciones y cuantiosos montos económicos: es el caso de una estructura ‘construida’ y a la necesidad o no de su refuerzo.

Para los escépticos es bueno recordar que si bien las estructuras tienen tendencia a no caerse –lo que de forma rigurosa garantiza el Principio del Trabajo Mínimo– realmente *se caen*. Que los casos no sean demasiado conocidos tiene mucho que

ver con la falta de difusión de estas situaciones, falta de difusión explicable por un abanico de razones que van desde el propio interés de los involucrados hasta razones de la actividad judicial.

Dentro de la actuación profesional, cuestiones como un hormigón que no alcanza los requisitos de resistencia especificados –en obra de nueva planta– puede intranquilizar al técnico novel; los malos resultados que arroja la campaña de información realizada sobre un edificio a reformar incomodan a cualquiera y la decisión de reforzar o demoler un edificio en uso puede llegar a ser una losa incluso para los especialistas. En cualquiera de los tres casos se trata de juzgar sobre el grado de seguridad de una estructura ya construida –total o parcialmente– como paso previo para la toma de una decisión: aceptación, reparación-refuerzo o demolición.

Merece la pena introducir una breve reflexión para aquellos que con tendencia al *dedo fácil*: reforzar algo que no lo necesita puede ser fuente de problemas. Si bien es sobradamente conocido el aserto que indica que no se debe colocar un remiendo nuevo sobre una prenda vieja –las nuevas costuras tenderían a desgarrar la prenda–, parece que en la actuación profesional se tiende a olvidar que este principio es válido también en el mundo estructural.

Refuerzo sólo cuando sea imprescindible, podría ser el enunciado que sintetizase la cuestión. Ahora bien ¿cuándo resulta imprescindible reforzar?

Los casos anteriormente planteados tienen niveles de dificultad muy distintos. La caída de resistencia de un hormigón se podría solventar estudiando la situación del hormigón a 90 días para conocer la evolución de la resistencia de éste en función del tiempo –curva de endurecimiento–; la escasa resistencia del hormigón en un edificio a reformar obliga al estudio de los coeficientes de seguridad de la estructura ejecutada y puede conllevar la realización de ensayos de información y a proyectar el refuerzo en caso necesario; el tercero de los casos obligará a una campaña de información y a un estudio

minucioso de los coeficientes de seguridad resultantes, donde muy probablemente se juzgarán como admisibles valores menores a los estipulados en la normativa.

En lo referente a la primera situación, el estudio de la evolución de la capacidad resistente del hormigón, se puede realizar bien reservando alguna probeta y ensayándola a 90 días o bien planteando alguna ampliación de la campaña de ensayos para esbozar la curva de endurecimiento del hormigón y decidir así sobre su aceptación o no: como es sabido, la resistencia de un hormigón se incrementa con el tiempo y ello puede llevar a alcanzar la resistencia especificada en un plazo más largo, tal y como se deduce de la observación de la (Figura 1), sobre todo si el hormigón tiene un endurecimiento lento. Además en la actualidad la calidad de los hormigones ha mejorado mucho y los hormigones no fabricados en central son una pequeña minoría, circunstancias que limitan mucho la aparición de problemas como el señalado. Es más, la propia norma EHE [1] indica, en su artículo 88.5, que si la resistencia característica estimada obtenida a partir de los ensayos de una serie es superior al 90% del valor de la resistencia característica de proyecto la serie se aceptará, lo que reduce aún más la incidencia del problema planteado.

No está de más recordar que la resistencia del hormigón estipulada en proyecto corresponde a un valor de *resistencia característica*, mientras que los ensayos de control normalmente facilitan los valores de resistencia de rotura de una serie de probetas y la *resistencia media* de la serie. La forma de obtención de la *resistencia característica estimada* a partir de los resultados de los ensayos está establecida, para control estadístico del hormigón, en el artículo 88.4 y depende del número de resultados disponible. En general, y en obras pequeñas e incluso medianas, el número de amasadas será pequeño, por lo que para la determinación de la resistencia característica se tendrá que aplicar el método de los estimadores. El empleo de este método exige conocer, de forma previa al comienzo de la obra, la clasificación (A, B ó C) aplicable al suministrador del hormigón y si éste dispone o no de Sello de Calidad. La experiencia personal en direcciones de obra de

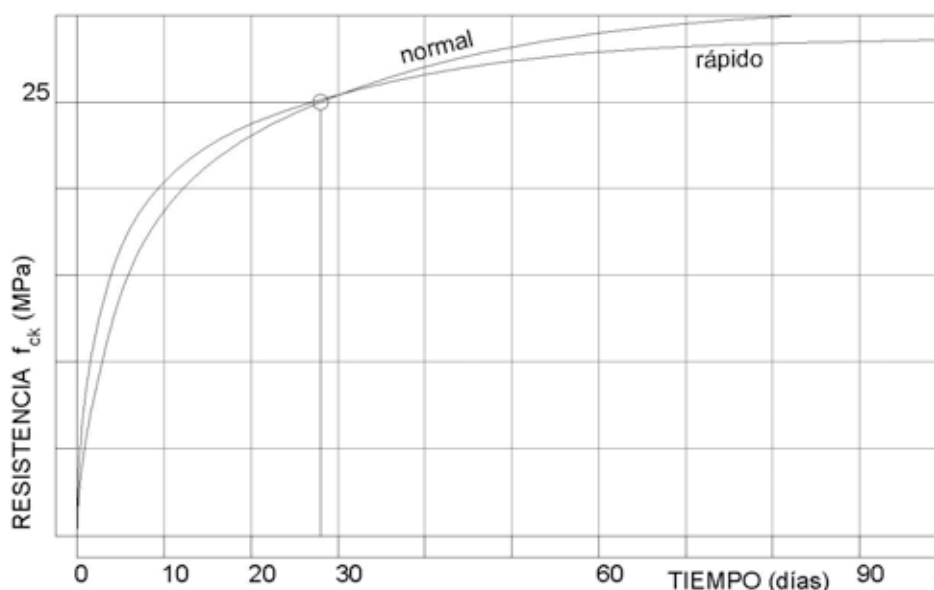


Figura 1. Curvas de Endurecimiento del HA-25.

tamaño medio y pequeño apunta a que este dato no se facilita ni bajo petición expresa –lo que fuerza a utilizar un coeficiente corrector bajo–, por lo que, a efectos de evaluación resistente, puede resultar interesante aumentar hasta 6 el número mínimo de amasadas por lote de control.

Un ejemplo ayudará a aclarar estas ideas. En la construcción de cierto edificio de viviendas con problemas de resistencia a cortante, una vez realizados los ensayos de control especificados en EHE, se dispone de 6 resultados de resistencia por cada forjado y planta. Dado que no se superan las condiciones de superficie fijadas en la norma (Art. 88.4), se asume que cada planta constituye un lote.

En esas condiciones, se realiza el proceso cálculo de la resistencia característica estimada para el hormigón, de acuerdo con lo establecido en el artículo indicado. De acuerdo con lo establecido en EHE Art. 88.4, se ordenan de forma creciente las resistencias de los hormigones a 28 días, pudiéndose estimar la resistencia característica como

$$f_{est} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \geq K_N \cdot x_1$$

Lo que aplicado al caso anterior, con N= 6 resulta m= 3, y se obtiene

Elemento	Determinaciones de Resistencia (MPa)	Resit. Caract. Estimada (Mpa)
Forjado de bajo:	28.6 - 28.7 - 28.8 - 29.3 - 29.4 - 29.5	fck,est= 28,5

Si se hubiese realizado el cálculo con dos valores, por ejemplo los intermedios, en este caso N= 2 (m=1), la estimación de resistencia se realizaría con la fórmula

$$f_{est} = K_N \cdot x_1$$

En la que el resultado dependería mucho del coeficiente multiplicador de la resistencia K_N . Si asumimos el comentario anterior –no se facilita la clasificación de la central– deberíamos suponer el peor valor – $K_N = 0,75$ en este caso–, pero para facilitar la comparación supondremos asimismo la posibilidad más favorable – $K_N = 0,93$ –, lo que nos lleva a los siguientes resultados:

Elemento	Determinaciones de Resistencia (MPa)	Resit. Caract. Estimada (Mpa)
Sin clasificación:	28.7 - 29.4	fck,est= 21,52
Clase A con sello de calidad:	28.7 - 29.4	fck,est= 26,69

Como referencia se quiere señalar que se estima que un hormigón HA-25 de endurecimiento normal debe alcanzar los 16.3 N/mm² a 7 días; 25 N/mm² a 28 días y 30.2 N/mm² a 90 días.

El segundo caso planteado al comienzo de estas líneas es la situación de una estructura construida –edificio terminado o

no– de la que existen datos que indican una disminución de la resistencia sobre la especificada –o bien no existe ningún dato de la resistencia del hormigón y es preciso plantear un cambio de uso con incremento de cargas–. La pregunta clave que hay que responder es ¿resulta suficiente la seguridad de la estructura para el uso al que está destinado –o al que se va a destinar– el edificio?

Para responder a esta pregunta es necesario evaluar el coeficiente de seguridad de los elementos implicados. Nótese que en el proceso de dimensionado de la estructura se ha idealizado la estructura real en un modelo matemático –pórticos de barras, planos o espaciales, modelos continuos para tratamiento por elementos finitos... en base a las luces de los elementos representados por sus ejes– sobre los que se ha considerado actuando unas cargas –establecidas por algún código– que se han mayorado convenientemente. Posteriormente se han obtenido unas leyes de esfuerzos en base a un método de cálculo adecuado –elástico y lineal, elástico no lineal, elástico con redistribución limitada, plástico...– para lo cual se han introducido una serie de propiedades –escuadrías de los elementos, propiedades de los materiales convenientemente minoradas...– concretándose el proceso en la obtención de los armados de los distintos elementos.

Los armados de las piezas se realizan con barras de un material, el acero, al que se ha asignado una resistencia convencional –realmente resistirá más– y se realizan con una serie de barras que se ajustan a unos diámetros comerciales –esto es, se trata de una serie discreta–, por lo que en contadas ocasiones las piezas se encontrarán en una situación de armado estricto –la sección de acero necesaria y no más... supuesto que resiste el valor especificado para el material adecuadamente minorado– para las sollicitaciones que soporta. La situación real –la presencia de un armado superior al mínimo estricto– hace que la pieza resultante del proceso de dimensionado tenga normalmente una capacidad portante superior a la que estrictamente exige el cálculo y justifica que una pieza pueda resultar segura pese a producirse una disminución de la resistencia del hormigón. La relación entre la capacidad resistente de una sección ante un determinado esfuerzo y el esfuerzo actuante derivado del cálculo es lo que se entiende como *coeficiente de seguridad a nivel de sección*.

En la evaluación de la seguridad de una estructura es preciso contrastar todas las suposiciones realizadas en el cálculo con la realidad, ya se trate de cuestiones geométricas –luces y dimensiones–, como relativas a los materiales –resistencias del hormigón y del acero– sin olvidar la revisión de todas las simplificaciones adoptadas en cálculo –y que son muy variables, desde posición de las secciones de referencia en el cálculo a cortante hasta la realización del armado a flexión por fórmulas simplificadas– que muchas veces los programas de cálculo no hacen explícitas. La seguridad se estudia como cociente entre el esfuerzo último que la sección es capaz de soportar y el esfuerzo de cálculo mayorado de acuerdo con los coeficientes de proyecto. Sin embargo, en la mayoría de las situaciones de edificación la seguridad a nivel de sección no coincide con la seguridad de la pieza debido al empleo mayoritario de materiales dúctiles y estructuras hiperestáticas, de tal forma que el compartamiento plástico permite validar numerosas situaciones comprometidas a nivel de sección.

Existe un ensayo, la prueba de carga, al que muchos técnicos recurren con mucha frecuencia para obviar el proceso presentado anteriormente. Es cierto que la prueba de carga puede ser decisiva en caso de situaciones que afecten a elementos localizados y que éstos se encuentren sometidos a flexión, como por ejemplo un forjado de luz media o grande. Con ciertas precauciones –un sistema de cargas adecuado–, la prueba de carga puede llegar a ser determinante para el estudio de una viga. Pero este ensayo no proporciona información alguna para los pilares –salvo en edificios de una planta, claro está–. Y no se puede perder de vista que los pilares son los elementos fundamentales en lo tocante a la seguridad.

En la actualidad no existe en España ninguna norma vigente que establezca como proceder en la determinación de la seguridad de estructuras existentes. Existe, eso sí, un borrador de norma, el CTE DA SE-EE [3] Documento de Aplicación del Código Técnico de la Edificación, Seguridad Estructural Estructuras Existentes (versión marzo 2.002), pero que se ha eliminado de la versión actual (noviembre 2.003). Existe no obstante numerosa bibliografía específica sobre la cuestión.

El CTE DA SE-EE establece un procedimiento de evaluación de la estructura en tres fases de nivel de rigor creciente. La evaluación debe abarcar tanto las verificaciones relativas a la capacidad portante –estados límites últimos– como a la aptitud al servicio –estados límites de servicio, entre ellos la durabilidad–, pero permite considerar un período de servicio reducido que, en muchos casos, se traduce en una reducción de las exigencias.

Las tres fases que establece el código, desde la más sencilla a la más exhaustiva, son las siguientes:

- Evaluación preliminar
- Evaluación detallada
- Evaluación con métodos basados en análisis de fiabilidad.

La *evaluación preliminar* sirve para aclarar las cuestiones más importantes en cuanto al estado de la estructura, así como de su seguridad estructural y de su aptitud al servicio. En general abarca temas de recopilación y estudio de la documentación disponible; inspección preliminar; elaboración de las bases de evaluación y verificación preliminar de la seguridad estructural y aptitud al servicio de los principales elementos estructurales.

La *evaluación detallada* se lleva a cabo, por regla general, como consecuencia de una evaluación preliminar. Se basa en la información disponible de la evaluación preliminar y abarca, por ejemplo temas como la determinación del estado de la estructura mediante una inspección detallada, incluida la cuantificación de posibles daños; la actualización de la geometría y de los planos de la estructura (comprobación de luces); la actualización de las características de los materiales, de las acciones y de las bases para evaluación; así como la realización de un análisis estructural detallado que conlleve la verificación de la seguridad estructural y de la aptitud al servicio.

La *evaluación con métodos de análisis de fiabilidad* es un método previsto para casos especiales como ocurre por ejemplo cuando la evaluación detallada no permita justificar un comportamiento adecuado de la estructura y la intervención

constructiva –reparación o refuerzo– conlleve costes excesivos. Su realización exige la determinación de las situaciones de riesgo, la adquisición exhaustiva de datos sobre características de la estructura, materiales y acciones, la determinación de los modelos probabilistas de las variables, el análisis estructural y la verificación con métodos de fiabilidad. Obviamente su realización compete a un experto.

De las líneas anteriores se desprende que la premisa en la que se basan los estudios de seguridad estructural es el ajuste de las hipótesis sobre las que se basó el cálculo estructural. Ni que decir tiene que la comprobación de cargas, luces de las piezas, armados y dimensiones es, cuanto menos, de igual importancia que la resistencia del hormigón y del acero colocado en obra. De todas formas, es sobre la resistencia de los materiales colocados sobre el que se centran este texto.

2. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

Para conocer el hormigón realmente colocado en obra el método más fiable e imprescindible es la extracción de probetas testigo –se puede consultar una exposición sucinta en el Apartado 6.5 de J. Montoya [2] y una muy detallada en el Capítulo 2 de Fernández Gómez et alli [4]–. En los resultados que arrojen las probetas resulta relevante (entre otros factores de menor incidencia) tanto las dimensiones de éstas (especialmente su diámetro) como el tipo de elemento estructural del que se extraen y la ubicación de la probeta dentro de la pieza de estudio [Fernández Gómez et alli, op. cit., pp. 19 y ss]. Además, aún en el caso de probetas de dimensiones normalizadas estándar extraídas en zonas de las piezas en las que no sea esperable una reducción de resistencias –por ejemplo una probeta extraída de la parte central de un pilar–, estas probetas suelen arrojar resultados de resistencia inferiores a los de las probetas enmoldadas de obra, por lo que sus resultados no son directamente comparables. La bibliografía específica señala que los resultados de las probetas testigo son del orden de un 10% más bajos que los de las probetas enmoldadas [J. Montoya, op. cit., p. 118]. Por ello la Comisión Permanente del Hormigón recomienda ponderar la resistencia de éstas antes de realizar comparaciones –Pérez Valcárcel et alli [5] pp. 377 y ss; Fernández Gómez et alli, op. cit., pp. 43 y ss–. A este respecto se debe comprobar siempre los coeficientes correctores sobre los valores de las tensiones de rotura de las probetas que se consideran en los informes técnicos que nos faciliten antes de juzgar los resultados: por experiencia personal se que existen casas que aplican un coeficiente de conversión de los valores de probetas extraídas en obra a probetas enmoldadas y otras que no lo hacen.

Una vez obtenidos los resultados de los ensayos de información, se plantean dos supuestos claramente diferenciados:

- El (los) ensayo(s) corresponden a la(s) pieza(s) que se quiere evaluar. En este caso el valor de resistencia obtenido en el ensayo se empleará como resistencia del elemento –criterio determinista–. Es el caso de la evaluación de la seguridad de un elemento aislado, como un pilar.
- Las probetas sometidas a ensayo corresponden a una cierta porción de piezas del conjunto de todos los elementos a evaluar. Este es el caso más usual: se trata de dictaminar

sobre la seguridad de una estructura –o un conjunto de elementos, como los pilares de una planta- y se cuenta con un número finito –pero representativo- de resultados de ensayos. A partir de este conjunto de resultados se tiene que inferir un valor de resistencia válido para el conjunto, realizando una estimación de la resistencia característica del conjunto –estudio probabilista–.

En lo tocante a la estimación de la resistencia característica del hormigón de las piezas, la norma española EHE se mantienen en un hermético silencio. El único método recogido en la norma, el método de los estimadores propuesto corresponde a Ensayos de Control, no siendo aplicable a Ensayos de Información –dado que penaliza enormemente las resistencias–.

Amillategui y Pericot –ref. [6] , pág 44– indican que, en caso de buenas condiciones de ejecución, según Saliger se puede estimar que

$$f_{ck, est} = 0,75 \cdot f_{cm}$$

Mientras que el Código Modelo CEB-FIP propone la relación (recogida por EHE 39.6 Comentarios)

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \cdot (MPa)$$

Sin embargo, muy frecuentemente los problemas de resistencia van asociados a condiciones de ejecución deficientes y dispersión en los resultados de los ensayos. Por ello, puede resultar interesante el criterio establecido por la norma americana ACI 318 r71, recogido del Pérez Valcárcel et alli [op. cit., p. 379]. De acuerdo con esta norma, una vez obtenidos al menos tres testigos de los elementos de la zona a analizar, la resistencia característica se puede estimar como el menor de los valores de

$$f_{ck, est} = \frac{f_{c, media}}{0,85} \quad f_{ck, est} = \frac{f_{c, media}}{0,85}$$

Para la aplicación del criterio propuesto por esta norma se fija como premisa el contar con al menos tres probetas de cada uno de los lotes de elementos en los que se divide la obra –se entiende por lote un conjunto de elementos homogéneos que resulte representativo–. Es interesante tener en cuenta que en todo caso, la resistencia de cálculo que se está asignando al hormigón es inferior al mínimo obtenido. Admitiendo un coeficiente de seguridad de 1,5 el límite del valor de cálculo considerado resulta ser

$$f_{cd, est} = \frac{f_{ck, est}}{1,50} = \frac{f_{c, minima}}{0,75 \cdot 1,50} = \frac{f_{c, minima}}{1,125}$$

Como reflexión, indicar que EHE admite aquellos hormigones que cumplan

$$f_{ck, est} \geq 0,90 \cdot f_{ck}$$

Si se tiene en cuenta que las probetas testigo suelen dar lugar a resultados un 10% inferiores a los de las probetas

enmoldadas, y se sigue la reflexión de Montoya [op. cit, p 199] de que parte de dicho coeficiente de seguridad se destina a cubrir las incertidumbres relativas al transporte, colocación, compactación y curado del hormigón, las cuales ya aparecen recogidas por las probetas testigo, conduce a que el coeficiente de minoración se reduzca hasta 1,125 para estos hormigones ‘construidos’.

Otros criterios para la estimación de la resistencia característica del hormigón colocado que pueden resultar de interés son el sistema de la norma inglesa *British Standard BS 6089 release 81* y el método de *Concrete Society*. En la norma inglesa citada se establece que se podría llegar a admitir introducir en el cálculo el valor mínimo de resistencia obtenido en cada lote sin aplicar otro coeficiente de seguridad adicional, si bien indica que sería más adecuado tomar el valor medio de las probetas y minorar este valor por 1,20, si bien esta sugerencia puede ser peligrosa en zonas de poca uniformidad. En lo tocante al método de *Concrete Society* decir que solamente es aplicable a situaciones de resultados uniformes, lo cual descarta su aplicación en muchos casos –se puede encontrar una sucinta exposición de los métodos en [Fernández Gómez et alli, op. cit., p. 53; pp 47 y ss]–.

Puede ser necesario considerar en el cálculo posterior parámetros que tengan en cuenta la posición de la probeta dentro de la pieza. En el caso de pilares se considera como resistencia de cálculo la determinada a partir de los ensayos de información de acuerdo al procedimiento anterior, multiplicada en este caso por 0,90 en aquellas piezas en las que las probetas se hayan extraído en los dos tercios inferiores del pilar [Pérez Valcárcel et alli, op. cit, pp. 378 y ss]. En la misma línea se manifiesta [J.Montoya, op. cit, p. 199] quien señala que la resistencia de las probetas extraídas en el tercio inferior es del orden de un 10% superior a la obtenida en probetas tomadas del tercio superior, aunque no indica nada para las extraídas en el tercio central–.



Figura 2. Extracción de probetas en vigas y pilares.

3. LA CUESTIÓN DEL LOTE O

En el apartado anterior se ha indicado que el método de ACI exige contar con *al menos tres testigos de los elementos de la zona a analizar*. Evidentemente, esta zona viene prefijada por

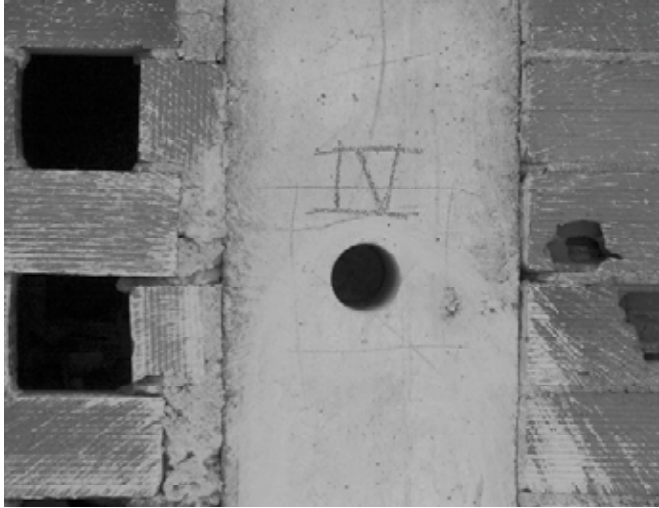


Figura 3. Extracción de probetas en vigas y pilares.

el planteamiento del problema: si se trata de ensayos de información derivados de una disminución de resistencia del hormigón, la zona afectada se corresponderá con el lote de control afectado; mientras que si se trata de una campaña derivada del desconocimiento de las propiedades mecánicas de un edificio existente, la zona afectada es la totalidad del edificio y esa es la zona a muestrear. El número de probetas dependerá por tanto del tamaño del edificio, de sus características y del problema a estudiar.

Para establecer los conjuntos de elementos homogéneos se pueden seguir como referencia los criterios para el reparto de lotes contenidos en EHE, bien entendido que se trata de un préstamo obligado por el silencio de la norma: el concepto de lote se encuentra definido dentro del apartado 88.4 correspondiente a Control Estadístico del Hormigón y se está sugiriendo su aplicación a Ensayos de Información. De todas formas, los criterios contenidos en la definición de los lotes son comunes con otras normativas extranjeras, y se han mantenido a lo largo de las diferentes normas del hormigón, variando –eso sí– los límites de consideración –hay diferencias de extensión de los lotes entre EH-82, EH-88, EH-91 y EHE–

Como criterio general se debe diferenciar entre los elementos con hormigones de diferentes procedencias, entre elementos verticales –pilares– y elementos sometidos a flexión –vigas–, y la extensión del lote no debe superar las dos plantas si bien es conveniente que los elementos de cada planta constituyan un lote, siendo lo anterior muy matizable en función del origen del hormigón y de su uniformidad.

Es importante además el conocimiento de circunstancias complementarias tales como el año de construcción de la edificación, dado que su conocimiento puede influir a la hora de establecer el reparto de lotes. Por ejemplo, en los años 80 se diferenciaba nítidamente entre vigas y zunchos, asignándoles muy distinta consideración estructural, tanto a nivel de cálculo y definición como de condiciones de ejecución –es muy frecuente un cierto descuido en la ejecución de los zunchos en la época–. Mezclar resultados de probetas extraídas sobre zunchos con otras extraídas de vigas en un edificio de estas fechas puede significar penalizar de forma inadmisibles la resistencia del lote y llegar a conclusiones muy alejadas de la

realidad, dado que se falsearían las condiciones de las piezas. Lo mismo se puede aplicar a las costumbres edificatorias locales.

Como ejemplo, en cierto edificio de los años 80, construido con hormigón realizado en obra, se disponía de una serie de resultados correspondientes a ensayos de información –rotura de probetas extraídas del edificio– que se sintetizan en la tabla siguiente.

VIGAS	E-IV: 41 Kp/cm ²
	E-V: 26 Kp/cm ²
	E-VI: 81 Kp/cm ²
PILARES	E-I: 130 Kp/cm ²
	E-II 109 Kp/cm ²
	E-III: 174 Kp/cm ²

La tabla refleja los valores de las tensiones de rotura de las probetas de hormigón. La reelaboración de la tabla anterior –identificando los puntos de extracción de las probetas– y la consideración sobre el tratamiento de vigas y zunchos, permitió completarla y obtener valores menos aterradores que los 26 kp/cm² anteriores –en negrilla, dos testigos de nueva extracción obtenidos para completar los valores–.

SÓTANO	
ZUNCHOS	25-28: 41 Kp/cm ²
	12-18: 26 Kp/cm ²
VIGAS	11-12: 81 Kp/cm ²
	16-17: 96 Kp/cm²
	5-12: 78 Kp/cm²
PILARES	P-34: 130 Kp/cm ²
	P-10: 109 Kp/cm ²
	P-16: 174 Kp/cm ²



Figura 4. Una de las probetas indicadas.

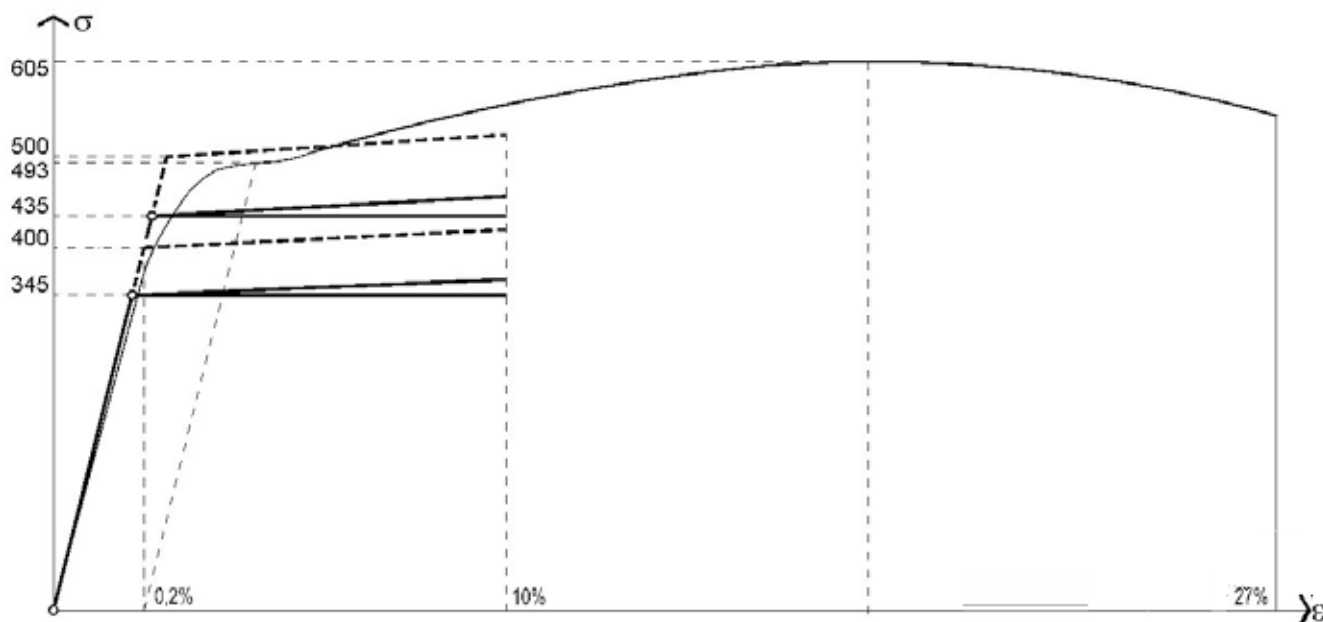


Figura 5. Diagramas característicos y de cálculo según EHE y de una probeta real.

En la definición de los lotes pueden surgir variables impenables, como por ejemplo el tipo de encofrado utilizado –madera o metal– vinculado con una deficiente práctica constructiva como es no regar previamente los encofrados. Ello puede resultar en que la madera absorba agua de la mezcla de hormigón fresco y que desemboque en una caída de resistencias. Esta situación se produce de forma más clara en el caso de vigas de canto que de vigas planas y, en este caso, distinguir entre ambas situaciones permite obtener unos valores más ajustados.

En todo caso, el establecimiento de los lotes se ve condicionado básicamente por el tamaño de la edificación y por los condicionantes económicos.

4. RESISTENCIA DEL ACERO

El hormigón armado es un material compuesto básicamente de otros dos, hormigón y acero. Anteriormente se ha estudiado la resistencia del hormigón realmente colocado. Le toca el turno al acero.

Es preciso recordar que el acero es un material ampliamente industrializado y muy fiable, salvo circunstancias anómalas. Su clasificación como B 400 ó B 500 –en la actualidad– depende de un conjunto de parámetros, recogidos en EHE 31.2, que tratan de asegurar las propiedades del material, pero que, caracterizados en un único valor, pueden derivar en situaciones enormemente conservadoras.

Un ejemplo concreto aclara la argumentación. En cierta obra en la que se produjo una caída de resistencias, el acero estaba clasificado como del tipo AEH-400 según EH-82. El estudio de los resultados de los ensayos mostró resistencias de rotura superiores a 6.100 kp/cm^2 –que superaban ampliamente el límite mínimo fijado por EH-82 para AEH-500, 5.600 kp/cm^2 – y valores de límite elástico muy próximos al mínimo establecido para este tipo de acero – 5.100 kp/cm^2 –, si bien algo

inferiores, con un déficit del 1,43% –en la Figura 4 se representan los datos de una de las probetas: límite elástico aparente 5.027 kp/cm^2 (493 MPa); resistencia a tracción 6.169 kp/cm^2 (605 MPa); relación entre resistencia y límite elástico 1,23; alargamiento unitario 27%. Los valores de tensión y límite elástico son bastante uniformes en todas las probetas estudiadas–.

La clasificación es correcta, pero en un análisis de seguridad, una vez analizado el acero, ¿puede parecer temerario considerar como resistencia de cálculo el valor $5.100/1,15 = 4.434,78 \text{ kp/cm}^2$ –valor que verifican holgadamente todas las muestras ensayadas–, sobre todo cuando se trata de pilares, en los cuales la tensión de trabajo del acero está limitada por la deformación del hormigón a compresión simple a 4200 kp/cm^2 – 400 MPa según EHE–, o incluso considerar estos valores multiplicados por 1,05 como permite EHE? Y ello sin entrar a comparar la resiliencia que implican los distintos diagramas representados.

No se puede desligar esta decisión de los criterios de verificación de la seguridad estructural y reducción de incertidumbres anteriormente señalados, que llevan a admitir reducciones en los coeficientes de seguridad. Como justificación, baste pensar a qué conduce la hipótesis contraria: resulta un poco dramático considerar resistencias de cálculo de $3.535,22 \text{ kp/cm}^2$ para un acero cuya resistencia de rotura medida en ensayos es superior a los 6.100 kp/cm^2 (si bien la resistencia de cálculo depende del límite elástico, la comparación pretende reflejar el margen existente entre el valor de cálculo y el de rotura).

5. REFINAMIENTO DE LOS MODELOS DE CÁLCULO: SUPRESIÓN DE SIMPLIFICACIONES Y APLICACIÓN DE LAS POSIBILIDADES DE LA NORMATIVA

El estudio del coeficiente de seguridad de los elementos estructurales pasa por considerar –en caso necesario– los refi-



Figura 6. Comprobación del armado de una viga.

namientos que permite la normativa al evaluar la capacidad resistente de las piezas. Líneas atrás se ha señalado la necesidad de proceder a la actualización de las luces y dimensiones de los elementos estructurales para hacer un recálculo adaptado a la realidad.

Este apartado pretende recordar que, en casos de coeficientes de seguridad inadmisibles, se debe recurrir a la evaluación cuidadosa de la capacidad portante de la pieza de la que se trate, en un proceso de ida y vuelta que recurre a modelos de complejidad creciente hasta llegar a obtener el mejor coeficiente de seguridad para la pieza. Ello es posible porque usualmente en el dimensionado se realizan numerosas simplificaciones por economía de cálculo, simplificaciones que, en programas de cálculo automático, no siempre son evidentes ni están expuestas para el usuario. Sin ánimo de ser exhaustivo, seguidamente se incluyen algunos puntos que muchas veces contienen simplificaciones en el dimensionado:

- Estimación de acciones: valores superiores a los establecidos por la normativa básica, derivados del empleo de otras fuentes o criterios externos: sobrecargas unificadas para elementos de naturaleza diferente, estimación del viento según NTE-ECV...
- Comprobación de pilares y cimentaciones: aplicación del criterio de reducción de sobrecargas contenido en la norma española de acciones –de ser necesario–, o incluso considerar los criterios de reducción que postulan otras referencias tales como Eurocódigo, Código Modelo, ACI...
- Flexión en vigas. Reconsideración de la sección: Se comienza estudiando el coeficiente de seguridad de la forma más sencilla –sección rectangular y sin colaboración de armado de compresión y sin plastificación de la ley de esfuerzos– con los armados comprobados o los señalados en el proyecto en aquellas piezas no analizadas y con las características resistentes obtenidas mediante ensayos. En caso de que el coeficiente de seguridad sea inferior al límite normativo se aplican los recursos establecidos en la literatura técnica sobre el tema, que permiten estudiar de forma más afinada la seguridad en la

pieza y que sean compatibles con lo contenido en proyecto: consideración de un diagrama de cálculo bilineal para el acero, plastificación del 15% en momentos negativos; sección en T ante momentos positivos –estudiándose el ancho eficaz de acuerdo con los criterios de la normativa, consideración del armado de la cara opuesta como armado de compresión. Los criterios anteriores se traducen en:

- Sección en T ante momentos positivos, considerando como ala de la T el espesor de la capa de compresión del forjado que carga sobre la viga. El ancho eficaz de la cabeza de la T se determina de acuerdo con la normativa
- Armadura de montaje colaborante a negativos.
- Armado superior (o inferior) colaborante como armadura de compresión ante la situación de momentos positivos (o negativos). La estimación de la capacidad mecánica de esta armadura de compresión se puede realizar considerando la reducción de carga por efecto del pandeo de la barra comprimida. Para ello se supone nula esta reducción para la separación máxima de cercos a compresión que permite la normativa y se reduce la capacidad portante en aquellas zonas en las que la separación sea superior mediante el Método del Coeficiente ω en la hipótesis de barra biempotrada. Se debe comprobar también que el anclaje existente sea capaz de garantizar el agotamiento de la barra estableciendo la reducción:

$$M.Negativos: A_s \cdot f_{yd} \frac{l_{b,proyecto}}{l_{b,realnecesaria}}$$

- Cálculo estricto de las longitudes de anclaje, que se puede realizar según J. Calavera [7], estimándose la longitud necesaria a partir de las condiciones de adherencia, de acuerdo con las fórmulas (unidades en MPa y mm):

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}} \quad \tau_{bd} = 0,078 \cdot \tau_{bu} \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$\tau_{bu} = 12,75 - 0,186\phi$$

- Flexión en vigas. Reconsideración de esfuerzos. Aplicaciones de criterios de plastificación, a partir de los momentos que los apoyos son capaces de admitir con una seguridad adecuada, permitiendo posteriormente y en caso de existir la posibilidad, plastificaciones incluso ligeramente superiores al 15% fijado por la norma para poder garantizar coeficientes de seguridad adecuados, de acuerdo con los postulados del cálculo plástico.
- Comprobaciones a cortante: realizar las comprobaciones en las secciones de referencia establecidas –cara de pilar y cara de pilar + 1 canto útil–, dado que en muchos casos los programas lo realizan a ejes de apoyo.

– Empleo de criterios múltiples de comprobación. La validación de una estructura debe hacerse con los criterios de la normativa vigente en el momento de su proyecto y construcción, pero es adecuado el empleo de las formulaciones más avanzadas siempre que se disminuya el grado de exigencia por un conocimiento más detallado del problema. Como ejemplo, en la comprobación a cortante de una viga plana de un edificio construido en 1.984 es de aplicación la formulación de EH-82 y no la formulación contenida en EHE, pero se puede admitir la pieza siempre que por alguno de los dos métodos se obtuviese un coeficiente de seguridad adecuado. La razón de la realización de la doble comprobación radica en que las piezas deben mostrar una seguridad adecuada con los métodos establecidos en el momento histórico en que fueron proyectadas –método de EH-82–, pero parece adecuado aplicarles desarrollos posteriores si éstos resultan beneficiosos para su consideración –método EHE–.

6. EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD

El proceso de análisis de resistencia se basa en evaluar el coeficiente de seguridad de la pieza ante la situación de rotura en la situación construida –proceso descrito anteriormente– y compararlo con el establecido por la normativa.

Los tratados de patología establecen un criterio de actuación basado en el valor del coeficiente de seguridad obtenido. Montoya [2] establece un criterio de aceptación (Apartado 10.9) basado en la disminución de la capacidad portante de la situación construida con respecto a la proyectada. Como límite de aceptación recomienda disminuciones de hasta el 15%, mientras que con más del 30% sería rechazable. Un criterio conocido [5], más matizado, se recoge seguidamente:

<i>Coeficiente obtenido</i>	<i>Decisión a adoptar recomendada</i>
Superior a 1,6:	la estructura es válida
Comprendido entre 1,4 y 1,6:	es conveniente reforzar la estructura
Comprendido entre 1,3 y 1,4:	es preciso reforzar la estructura
Comprendido entre 1 y 1,3:	conveniente demoler la estructura
Inferior a 1,00:	se debe demoler la estructura.

Estos valores se establecían en base a un coeficiente de mayoración de cargas único. Así hasta EH-91 se garantizaba una seguridad adecuada mediante la introducción de tres coeficientes: sendos coeficientes para la minoración de las resistencias del hormigón y del acero, y un tercer coeficiente de ponderación de cargas y acciones en general. Estos coeficientes se establecían en función del nivel de control y del nivel de daños previsibles. Para control estadístico a nivel normal y el

Nivel B de daños previsibles correspondiente a obras cuyo fallo puede ocasionar daños, y referidos a estados límites últimos los coeficientes de seguridad resultantes eran:

– Coeficiente de minoración de resistencia del acero,	1,15
– Coeficiente de minoración de resistencia del hormigón,	1,50
– Coeficiente de ponderación de las acciones,	1,60

La aparición de EHE modificó ligeramente el planteamiento, desdoblando los coeficientes de mayoración de las acciones de acuerdo con su naturaleza. La seguridad se garantiza mediante una serie de coeficientes –sendos coeficientes para la minoración de las resistencias del hormigón y un conjunto de ellos para la ponderación de las distintas cargas y acciones en general– que se establecen en función del estado límite que se estudia y en función del nivel de control de la obra. En el caso más usual –estado límite último, situación no accidental, control de ejecución a nivel normal– los coeficientes de seguridad son:

– Coeficiente de minoración de resistencia del acero,	1,15
– Coeficiente de minoración de resistencia del hormigón,	1,50
– Coeficiente de ponderación de las acciones permanentes,.....	1,50
– Coeficiente de ponderación de las acciones permanentes no constantes,.....	1,60
– Coeficiente de ponderación de las acciones variables,.....	1,60

De tal forma que no se puede hablar de un coeficiente de seguridad único, sino que éste dependerá de la composición de las cargas que graviten sobre el elemento, y que variará de acuerdo con la estimación de acciones del proyecto y con el tipo de elementos que recibe. Así, para cada pieza es preciso definir su coeficiente de seguridad según EHE que será la suma de los productos de cada acción por su coeficiente de mayoración correspondiente y dividido por la carga total, y que obviamente oscilará entre 1,50 (sólo cargas permanentes) y 1,60 (sólo cargas variables)

Esta consideración exigiría ajustar ligeramente el criterio de decisión anteriormente expuesto multiplicándolos por la relación entre el coeficiente de mayoración correspondiente y 1,60.

La clasificación anterior introduce valores diferentes del coeficiente de seguridad en función de los distintos grados de incertidumbre sobre el valor de las diferentes cargas que actúan sobre el edificio. La idea no es nueva en la normativa española (ya la MV-103/73 planteaba diferentes valores del coefi-

ciente de seguridad en función del tipo de carga) pero últimamente se ha impuesto en todas las normativas.

De acuerdo con este razonamiento, aún para un mismo valor del coeficiente de seguridad, la seguridad real de dos elementos no tiene por qué ser la misma: de hecho los pesos de los elementos tienen poca probabilidad de incrementarse y la seguridad de la edificación se vincula finalmente con la seguridad ante el incremento de las sobrecargas. Esto es especialmente cierto en un edificio existente: una vez construido, el peso de elementos tales como el forjado, el recrecido o los pavimentos es mensurable, puede ser considerado como un dato conocido, de tal forma que el coeficiente de seguridad de la estructura se vincula con la variaciones de la sobrecarga. Surge de esta forma el llamado *Coficiente de Seguridad a Sobrecargas*, que se puede expresar mediante la fórmula

$$\lambda_s = \frac{R'_d - \lambda_g \cdot S_g}{S_q}$$

donde λ_s : Coeficiente parcial de seguridad a sobrecargas

λ_g : Coeficiente parcial de seguridad a acciones permanentes

S_g : Valor de cálculo del efecto de las acciones permanentes

S_q : Valor de cálculo del efecto de las sobrecargas

R'_d : Respuesta resistente del elemento estructural de proyecto

R'_d : Respuesta resistente del elemento estructural estimada ($R'_d < R_d$)

7. EL VALOR ADECUADO DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Ahora bien, no cabe duda que una vez ejecutada la obra muchas de las incertidumbres que debe afrontar el cálculo ya no lo son –las luces y dimensiones se pueden comprobar, los pesos ya no son supuestos sino reales, las resistencias se pueden garantizar...– razón por la que la bibliografía habla reiteradamente de rebajar los valores de los coeficientes de seguridad a la hora de evaluar una estructura construida. Pese a esta coincidencia, ninguna referencia conocida por estos autores salvo ACI 318 [8] proporciona una cuantificación de esta reducción.

La norma ACI-318 R99 americana establece, en su apartado 9.1 General, la comprobación de seguridad estructural como

Resistencia de Diseño (DS) \geq Resistencia Requerida (U)

Donde la resistencia requerida se expresa, para carga muerta (D) y sobrecarga (L) como

$$U = 1,4 \cdot D + 1,7 \cdot L$$

Y la resistencia de diseño, DS, el valor de la resistencia S multiplicada por un factor de reducción, Φ (Apartado 9.3 Design Strength).

$$DS = \Phi \cdot S$$

El valor de Φ depende del tipo de sollicitación, y de acuerdo con este mismo apartado vale

Flexión sin carga axil	$\Phi = 0,90$
Compresión o compresión con flexión	$\Phi = 0,70$
Cortante	$\Phi = 0,85$

En el caso de Evaluación de Estructuras Existentes (ACI 318 r99, Part 6, Chapter 20) el apartado 20.2 admite aumentar estos valores a

Flexión sin carga axil	$\Phi = 1,00$
Compresión o compresión con flexión	$\Phi = 0,85$
Cortante	$\Phi = 0,90$

ACI-318 R05 continúa su línea de revisión de la seguridad, y expresa $U = 1,2 D + 1,6 L$

Para los coeficientes Φ los valores propuestos ahora son

Flexión sin carga axil	$\Phi = 0,90$
Compresión o compresión con flexión	$\Phi = 0,70 - 0,65$
Cortante	$\Phi = 0,75$

Y para la evaluación de estructuras existentes admite aumentar a

Secciones con tracción limitada según 10.3.4	$\Phi = 1,00$
Secciones con compresión limitada según 10.3.3	$\Phi = 0,80$
Cortante	$\Phi = 0,80$

Sin entrar en mayores disquisiciones sobre el valor de resistencia requerida –inferior al equivalente español, dado que siguiendo la estimación de acciones para una planta de viviendas el coeficiente de mayoración equivalente al español sería del orden de 1,49 frente al 1,53 al que se aproxima el español– el criterio anterior significa admitir una reducción del coeficiente de seguridad del 11,11% para elementos en flexión, del 21,43% para elementos en compresión y del 5,9% para el cortante, esto es –referidos a un coeficiente de seguridad de 1,6– resultarían admisibles elementos cuyos coeficientes de seguridad fuesen respectivamente 1,44, 1,32 y 1,51.

De forma indirecta, basándonos en que si EHE admite aquellos hormigones que cumplan

$$f_{ck, est} \geq 0,90 \cdot f_{ck}$$

y teniendo en cuenta que las probetas testigo suelen dar lugar a resultados un 10% inferiores a los de las probetas enmoldadas, podemos tratar de evaluar los coeficientes de seguridad que resultan admisibles en tres casos, suponiendo que los coeficientes de minoración se mantienen en los valores normativos.

1. Sollicitación axil en cuantía mínima

$$N_d = A_c \cdot f_{cd} + 0,004 \cdot A_c \cdot f_{yd}$$

con una probeta testigo que cumpliera la condición anterior y para un acero B 400 S, el coeficiente de seguridad obtenido sería $\gamma_f = 1,32$

2. Solicitación de flexión con

$$M_d = M_{lim} = 0,85 \cdot \alpha(1 - 0,5 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

En estas condiciones, suponiendo que la bajada de resistencia no modifica sustancialmente el brazo mecánico, un valor aproximado del coeficiente de seguridad conduciría a $\gamma_f = 1,3$

3. Solicitación de cortante sin armadura

$$V_d = (0,12 \cdot \zeta \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) \cdot b_o \cdot d$$

En este caso la bajada de resistencias daría lugar a un coeficiente de seguridad resultante de $\gamma_f = 1,49$

En esta última expresión sobre la resistencia a cortante se plantea el problema de que la seguridad está implícita y ¡es un valor fijo! A nuestro entender [9] se vulnera el criterio probabilista de seguridad presente en la norma EHE. Además, la formulación presentada no permite establecer matices en el valor del coeficiente de minoración como se apuntó líneas atrás con la discusión de la caída de resistencias y la composición del coeficiente de minoración que ello implicaba. Por ello se apunta su revisión en ediciones futuras.

8. LA CUESTIÓN DE LA RUINA LEGAL

El tercero de los ejemplos con los que se abrían estas líneas planteaba el supuesto de un dictamen pericial sobre las actuaciones a realizar sobre una edificación sobre la que existen razones fundadas para sospechar que tiene un grado de seguridad inadecuado.

Tradicionalmente, los conceptos de ruina se establecen en la legislación del suelo. Dado que las competencias sobre el suelo están transferidas en muchas Comunidades Autónomas, lo que sigue puede precisar matizaciones para algunos puntos del Estado. En Galicia –Art. 201.2 de la Ley 9/02, de 30 de diciembre, de ordenación urbanística y protección del medio rural de Galicia– se establecen tres supuestos de ruina –que son los mismos que establecía la antigua legislación del suelo de ámbito nacional–:

- Cuando el coste de las obras necesarias sea superior al 50% del valor actual del edificio o plantas afectadas, excluido el valor del terreno
- Cuando el edificio presente un agotamiento generalizado de sus elementos estructurales fundamentales
- Cuando se requiera la realización de obras que no pudieran ser autorizadas por encontrarse el edificio en situación de fuera de ordenación.

La importancia de estos supuestos radica en que en situación de ruina procedería la demolición de la edificación, mientras que de no alcanzarse esta situación se procedería al refuerzo. Seguidamente analizaremos los tres supuestos anteriores en orden ascendente.

Estos tres criterios son conocidos como criterio económico, criterio técnico y criterio urbanístico. En este caso supondremos que no existen problemas urbanísticos.

Se entiende por agotamiento generalizado de sus elementos estructurales o fundamentales aquel que suponga un estado de agotamiento de los elementos básicos de la edificación que implique un riesgo de colapso y que no sea reparable con medios normales.

Desde el punto de vista de nuestro análisis, se entiende por situación de colapso generalizado, cuando existe un número significativo de piezas con coeficientes de seguridad por debajo de la unidad.

En lo que respecta a su subsanación, prácticamente todo es reparable hoy en día, sin otra limitación que el coste económico. De esta forma, se pueden reparar elementos en muy mal estado si su trascendencia así lo exige: el caso de la Torre de Pisa puede servir de ejemplo. Esta situación ha llevado al legislador a introducir una limitación a las reparaciones mediante el concepto de ruina administrativa contenido en el primer criterio, al tiempo que se complementa el término de reparación con el calificativo ‘con medios normales’.

Como apoyo del criterio técnico se echa mano del estudio de coeficientes de seguridad antes señalado, ligando la reparación al valor del coeficiente de seguridad obtenido. Además una estructura es un amplio conjunto de elementos los cuales tendrán unos valores de coeficientes de seguridad variados. En este sentido, sería absurdo demoler una estructura compleja porque una de sus piezas tuviese un coeficiente de seguridad de 0,90: procedería su refuerzo y la aceptación de la estructura. Por ello, salvo en casos en que la reparación arrojase graves riesgos, la demolición viene condicionada por un número significativo de elementos en malas condiciones. Si esto es así en fase de obra, con mayor razón en el caso de una estructura terminada y en funcionamiento –siquiera parcial–. A nuestro entender, para unos coeficientes de seguridad mínimamente razonables –superiores a la unidad–, el único elemento que puede conllevar la decisión de la demolición es el coste económico del refuerzo.

Cabe además preguntarse por el ‘concepto de elementos estructurales fundamentales’, si se entiende el conjunto de vigas y pilares, o si se entiende de una forma más restrictiva, aplicándolo sólo a los pilares –éstos son los que soportan a las vigas y finalmente a todo el conjunto de la edificación–, lo cual puede hacer variar el porcentaje de elementos que se consideran agotados.

Señalado lo anterior, parece que el problema se reducirá en la mayoría de los casos –salvo situaciones de ruina inminente– a un problema económico, a la aplicación del criterio de Ruina Económica. Este criterio, un criterio desde el punto de vista económico-administrativo desde el punto de vista técnico resulta dudoso, y así lo ha puesto de manifiesto abundante bibliografía técnica. Lo es por su propia definición, por la fijación de un límite económico arbitrario –¿por qué el 50%–, lo es por la conversión de un problema técnico en administrativo, lo es por los valores económicos que relaciona... Al menos las siguientes cuestiones no pueden dejar ser mencionadas –cuestiones a las que se debe enfrentar el técnico como colofón de su actuación como perito judicial–:

- Reduce el problema de seguridad a un problema económico, con lo cual el problema técnico se acaba convirtiendo en un problema de tasación del valor del bien –tremendamente variable- y a la confección de un presupuesto de unas obras de reparación realizado por meros estimadores, con un alto grado de incertidumbre. Los valores de los que depende el criterio se hacen en base a valores estimados (presupuestos), no a valores comprobados.
- Los valores que se comparan –coste de las obras de reparación y valor actual del inmueble, excluido el terreno–. Este segundo valor se encuentra además condicionado por la depreciación física, término que a su vez depende de las obras que se han de ejecutar, por lo que las obras de reparación intervienen en ambos términos con el resultado de multiplicar sus efectos.
- Las consecuencias que se derivan de la decisión. Es conocido el sentimiento de impotencia que se produce cuando una compañía de seguros de automóviles decide la declaración de siniestro total de un vehículo: el propietario tenía un bien que –sin estar en condiciones óptimas– cubría una necesidad y se encuentra con una cantidad de dinero que no le permite reponer el vehículo, el valor actual del vehículo según las tasaciones. Sirva este ejemplo para poner de relieve el problema de la disponibilidad monetaria y temporal. Aunque quizás sea en el sentido contrario al expuesto en el ejemplo, la reparación exige una cantidad de dinero y un plazo notablemente inferiores a la sustitución (coste + demolición y desescombro; coste del realojo temporal...) de las que se ha de valorar sus consecuencias, para evitar que el intento de resarcimiento de los propietarios conlleve todo lo contrario (debido, por ejemplo, a la insuficiencia del capital garantizado por las pólizas de seguros y a una posible inexistencia de patrimonio).

REFERENCIAS

- (1) *Instrucción del Hormigón Estructural*, EHE. Ministerio de Fomento. Madrid, 1998. Modificaciones corrección de errores, RD.996/99, (BOE 24-26-99).
- (2) Jiménez Montoya, R.; García Meseguer, A.; Morán Cabré, F.: *Hormigón Armado*. Gustavo Gili, Barcelona, 2000. 14ª Edición.
- (3) Documento de Aplicación del Código del Código Técnico de la Edificación: *Seguridad Estructural Estructuras Existentes*. Ministerio de Fomento. Versión de marzo 2002 (Documento de Trabajo). Versión Final noviembre 2003.
- (4) Fernández Gómez, J. et alli. *Evaluación de la capacidad resistentes de estructuras de hormigón*. Ensayos no destructivos y pruebas de carga. INTEMAC, S.A., Madrid, 2001.
- (5) Pérez Valcárcel, Estévez Cimadevilla, Martín Gutiérrez, A. Pablos, Freire Tellado, Muñiz Gómez. *Estructuras de Hormigón Armado*. La Coruña, 1993.
- (6) Amillategui, F.; Pericot, C. *Curso de Hormigón Pretensado*. E.T.S.I.C.C.P. Madrid, 1986.
- (7) Calavera Ruiz, J. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios. De acuerdo con EHE*. INTEMAC. Madrid, 1984. Edición de 1999.
- (8) ACI 318 R99. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute (Revisión de 1999). Con este artículo en fase de publicación y por ahora sin la versión métrica ha aparecido ACI 318 R05. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute (Revisión de 2005).
- (9) Freire Tellado, M. *Análisis de las formulaciones sobre la resistencia a cortante del hormigón*. Informes de la Construcción (en prensa).

LAS ARQUITECTURAS DEL MADRID 2012

Proyectos y obras

El 15 de junio de 2005, unas semanas antes de que el Comité Olímpico Internacional eligiese la sede de los próximos Juegos Olímpicos, el Comité de Eventos de ACHE decidió dedicar su Jornada Técnica Anual a apoyar la candidatura de Madrid a dichos Juegos. La Jornada Técnica se organizó bajo el título: “Las arquitecturas del Madrid 2012. Proyectos y obras”.

La candidatura de Madrid a las olimpiadas del año 2012 ha generado una serie de desarrollos urbanísticos y de iniciativas arquitectónicas del máximo nivel, por el tipo de edificios y espacios que se han proyectado, por la participación de desta-

deportivo dedicado al tenis, también llamado Caja Mágica y la ampliación del Estadio de la Peineta.

De cada una de las tres obras se expuso una doble visión: la arquitectónica y la ingenieril. La visión arquitectónica se expuso por quienes son los responsables de la concepción y desarrollo de la idea, los arquitectos Dominique Perrault, Antonio Cruz y Antonio Ortiz, y Juan José Medina. La visión ingenieril la expusieron un nutrido grupo de responsables de los proyectos y la construcción de las estructuras de las tres obras: Jesús Sánchez y Sergio Casado de la UTE Dragados-Ortiz, Hugo Corres de FHECOR, Luis Viñuela y José M. Salcedo de FCC, José García-Miguel y Jaime Burón de TYPESA, Julio Martínez Calzón y Ginés Ladrón de Guevara de MC2, y Knutt Göppert de SBP.

Además de la visión técnica, la Jornada contó con la destacada participación de los responsables de la empresa Madrid Infraestructuras Deportivas 2012, Ana Perpiñá, Consejera Delegada, y Enrique Ramírez, Gerente; que nos presentaron de una forma global el futuro Madrid Olímpico encajando las tres obras dentro del Proyecto Candidato.



cados arquitectos y, en lo que a ACHE toca más de cerca, por la gran calidad de las estructuras que han sido proyectadas y que, en algún caso, ya están siendo construidas.

Había que elegir unas pocas obras para que la Jornada tuviese, a la vez, generalidad y profundidad. Por ello se quedaron fuera de la Jornada infraestructuras de gran importancia como el canal de remo y alguna otra. Las tres instalaciones elegidas fueron el Centro deportivo acuático, el Centro

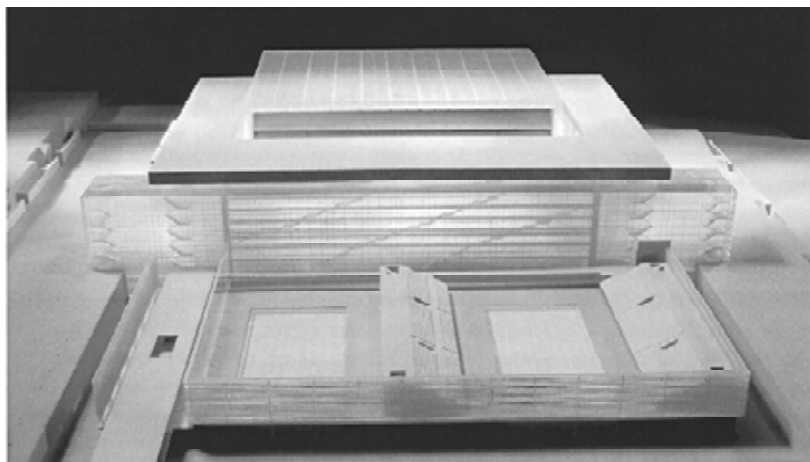


CENTRO DEPORTIVO ACUÁTICO

Arquitecto: Juan José Medina

Construcción: Jesús Sánchez y Sergio Casado (UTE Dragados-Ortiz)

Ingeniería: Hugo Corres (FHECOR)



El Centro deportivo acuático es una instalación para poder realizar las cuatro disciplinas que integran las pruebas olímpicas de nata-

ción: natación, waterpolo, natación sincronizada y saltos.



El edificio se levanta sobre una extensa plataforma y se concibe como tres cajas de vidrio que se relacionan entre sí. Una Arquitectura concebida como una superficie que asigna a la envoltura (piel, membrana) una función de límite que se diluye, cualidad inherente al cristal y al agua. Cada caja alberga una función: la de mayor altura contiene las piscinas de natación y saltos; el edificio central es una pastilla que articula las otras dos cajas, con una calle interior de luz cenital y resuelve el programa de los espacios servidores; y el volumen de menor altura alberga la piscina de waterpolo y natación sincronizada y una piscina de entrenamiento.



El edificio es transparente haciendo referencia al agua. De la caja transparente de mayor volumen sobresalen unos cubos de hormigón donde se situarán las gradas móviles para aumentar el graderío en competiciones de gran magnitud, que en un uso diario pasan a ser esculturas o espacios para otros usos.

La cubierta de la caja principal se desplaza para que determinadas pruebas de natación se puedan realizar al aire libre. El edificio de natación y saltos tiene una parte de la cubierta fija y la otra móvil con un canto de 5,0 m y con unas dimensiones de 110x80 m. Esta parte móvil se desplaza hasta dejar al descubierto las piscinas y volar exteriormente 48'94 m. La cubierta del edificio de waterpolo es fija. Ambas están realizadas con vidrio de control solar. El edificio cuenta con paneles fotovoltaicos y solares que le dan autonomía energética.



CENTRO DE TENIS, CAJA MÁGICA

Arquitecto: Dominique Perrault

Construcción: Luis Viñuela y José Mtz. Salcedo (FCC Construcción)

Ingeniería: José García-Miguel y Jaime Burón (TYPSA)



El centro de tenis es un edificio donde se ubican las tres pistas: Central, Ópera y Circo, así como las infraestructuras necesarias para la celebración de acontecimientos deportivos de primer nivel.

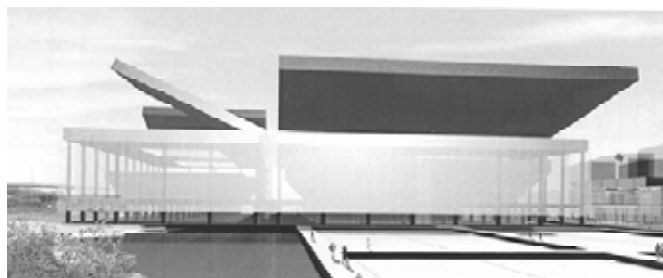


El edificio está situado sobre el mismo cauce del río e incluye tres pistas con 12.500, 5.000 y 3.400 asientos, 11 canchas cubiertas y 16 al aire libre para entrenar, una escuela de tenis y un centro de alto rendimiento especializado en la tecnificación del tenis.

Concebido como una “caja mágica”, el proyecto reivindica la arquitectura como envolvente para crear un lugar abierto día y noche cuya silueta varía con cada evento.

Por sus generosas dimensiones y su carácter polivalente, el pabellón podrá albergar tanto eventos culturales como deportivos, al aire libre o a cubierto y en su trasdós visto, las tres canchas acogen locales comerciales.

La elección de las cubiertas y fachadas ha supuesto un reto estructural por sus dimensiones y su movilidad. La cubierta mayor, de 100'8 x 75'6 metros, se puede abrir con un giro máximo de 12° alrededor de la charnela de 100'8 m y además se desplaza, perpendicularmente a esa charnela, hasta 69'4 m; mientras que las otras dos se pueden abrir con un giro máximo de 25° y no se desplazan.



LA PEINETA

Arquitectos: Antonio Cruz y Antonio Ortiz

Ingenierías: Julio Mtz. Calzón y Ginés Ladrón de Guevara (MC2) – Knutt Göppert (SBP)



El proyecto de ampliación y cubrición del Estadio Olímpico es el emblema de la Candidatura Olímpica. Situado en el corazón del Anillo Olímpico, acogerá las ceremonias inaugural y de clausura de los Juegos.

El actual graderío, conocido popularmente como “La Peineta”, se extenderá hasta alcanzar las 70.000 localidades.

La ampliación consiste en la construcción de dos nuevos graderíos sobre el cuenco actualmente ajardinado:

- Un graderío alto apoyado en un edificio perimetral que acoge los accesos, los palcos y los servicios
- Un graderío bajo que ocupa el talud ajardinado existente.

En torno al graderío bajo se sitúa una crujía perimetral de 8,10 m de ancho desde donde se organizarán los ingresos y



salidas de los nuevos graderíos. Sobre esta crujía se sitúa el graderío alto con sus accesos y el área de palcos VIP.

Se añade una cubierta muy ligera, que cubre tanto la ampliación como el edificio existente, consistente en una estructura de cables anular, compuesta por un anillo externo comprimido de acero, un anillo interno traccionado de cables y dos familias de cables radiales que conectan ambos anillos. Esta estructura básica queda cubierta por una membrana de tela. Como las gradas existentes y las nuevas gradas proyectadas no tienen la misma altura, la cubierta presenta cambios de nivel en su desarrollo, de forma que el nivel inferior del anillo exterior de compresión está a la cota +17'00 m y se eleva en la zona de la "peineta" hasta la cota +32'45 m. La luz de la cubierta (distancia entre los anillos de compresión y tracción) es de aproximadamente 54 m.

Es una estructura autoequilibrada de forma que todas las fuerzas de pretensado permanentes de los cables quedan en equilibrio a través del anillo comprimido que es una gran estructura de acero en celosía, de sección en triángulo. Este anillo resiste las fuerzas horizontales de los 106 cables radiales conectados a él y transmite las componentes verticales y las cargas de viento a los 19 apoyos que lo soportan.



Olímpica lo que supondría que los deportistas puedan acceder a pie tanto a las pistas de competición como a las de entrenamiento.

La apertura de la Jornada la realizó la Concejala de Urbanismo Pilar Martínez y la Clausura el Vicepresidente de MID2012, Juan José de Gracia.



La accesibilidad al estadio está garantizada mediante la llegada de las líneas 5 y 7 de Metro al Anillo Olímpico, 5 líneas de autobús y el paso de conexión peatonal con la Villa



COMUNICACIONES
Madrid, 15 de junio de 2005



La Jornada Técnica generó una documentación en forma de libro que recoge las intervenciones de todos los participantes invitados.

La organización de la Jornada la realizó, como es costumbre en ACHE, un comité específico, dependiente del Comité de eventos. En este caso, el comité lo formaron Juan Carlos López Agüí, Juan Carlos Arroyo, Conchita Lucas y José Quereda ayudados por Beatriz Gutiérrez. La empresa municipal MID 2012 nos prestó también una inestimable ayuda y apoyo.

Comité Organizador