

HORMIGÓN *y acero*

nº 220

Segundo trimestre de 2001



MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

MIEMBROS PATROCINADORES

- AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A.**—Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja. 41092 Sevilla.
- ALATEC PROES, S.A.**—P.^o Virgen del Puerto, 5-1.^o. 28005 Madrid.
- ANEFHOP.**—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
- ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).**—
P.^o de la Castellana, 22. 28046 Madrid.
- ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.**—Gran Capitá, 2-4. Edificio Nexus. 08034 Barcelona.
- CALIDAD SIDERÚRGICA.**—Castelló, 128. 28006 Madrid.
- CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEDEX (Laboratorio Central).**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.**—Avda. Iparaguirre, 82, 1.^o. 48940 Leioa (Vizcaya).
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.**—Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.
- CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—P.^o de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.
- CYPE INGENIEROS, S.A.**—Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.
- DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.**—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
- DRAGADOS CONSTRUCCIÓN P.O., S.A.**—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1.^a planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- FUNDACIÓN LABEIN.**—Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.
- HILTI ESPAÑOLA, S.A.**—Isla de Java, 35. 28034 Madrid.
- IECA.**—José Abascal, 53-2.^o. 28003 Madrid.
- INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.**—Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.
- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INTEINCO.**—Serrano, 85. 28006 Madrid.
- INTEMAC.**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.**—Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja. 28108 Alcobendas (Madrid).
- PRAINSA.**—Madrazo, 86 - Entlo. 1.^a. 08021 Barcelona.
- S.G.S. TECNOS, S.A.**—C/Trespaderne, 29. 28042 Madrid

MIEMBROS PROTECTORES

- ALVI, S.A.**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARMACENTRO, S.A.**—Ctra. Alcalá a Carmama, Km. 4.900. 28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.^a, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CEMENTOS MOLINS INDUSTRIAL, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).



Foto de portada: Puente arco sobre el embalse de El Burguillo (Ávila)

HORMIGÓN y acero

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

ARTÍCULO CENTRAL

- Puente arco sobre el embalse de El Burguillo (Ávila). Diseño y control de la ejecución** 3-17
Arch bridge over the Burguillo reservoir (Ávila). Design and construction supervision and monitoring
 H. Corres Peiretti, J. Romo Martín, A. Pérez Caldentey, A. Ruiz Herranz y J. Sánchez Delgado

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. Primera parte: Metodología** 19-28
Assessment of the seismic vulnerability of existing bridges. First part: Methodology
 E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius y J.A. Canas Torres
- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. Segunda parte: Calibración** 29-42
Assessment of the seismic vulnerability of existing bridges. Second part: Calibration
 E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius y J.A. Canas Torres
- Propuesta metodológica para dosificación del hormigón proyectado** 43-56
Mix design procedure for shotcrete
 T. García, L. Agulló, A. Aguado y J. Rodríguez
- Nuevo disipador para edificación sismorresistente. 2ª parte: Comportamiento de estructuras duales de un grado de libertad con disipadores** 57-67
A new dissipator for seismic design. Part II: Response of S.D.O.F. non-standard dual systems
 X. Cahís Carola, L. Torres Llinàs y L. Bozzo Rotondo
- Propuesta sobre las acciones del viento aplicables en la norma EN 13031-1 de invernaderos** 69-76
Proposal of reference wind speed for the EN 13031-1, Greenhouses: Design and construction
 M.A. Garcimartín Molina, E. Sánchez Espinosa, P. Larrañeta Díez, J. López Domínguez y J. Massana Guitart
- Bloque rectangular equivalente para hormigón confinado de alta resistencia** 77-87
Rectangular stress block factors for high strength confined concrete
 J.L. Bonet Senach, S.A. Yazzar, P. Serna Ros, M.A. Fdez. Prada y P.F. Miguel Sosa

REALIZACIÓN DE PUENTES

- El sistema MECANOTUBO de cimbra de avance** 89-100
MECANOTUBO advancing shoring systems
 B. Moreda

INSPECCIÓN, REPARACIONES Y REFUERZOS

- Reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono** 101-112
Repair and strengthening segmental bridges using carbon fiber
 A. Alarcón, G. Ramos y J.R. Casas

RINCÓN DE ACHE

- Monografía M-4. Manual de ejemplos de aplicación de la EHE a la edificación** 113

EDITAN:



Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
 APARICIO BENGOCHEA, Ángel C.

Miembros del comité:

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

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

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

Hormigón y Acero:

Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
 Tel.: 91 766 07 03
 Fax: 91 766 26 00

Depósito Legal: M-853-1958

ISBN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Tresal Impresores, S.A.L.

ASTURIAS COLABORA EN LA MEJORA DE LA RED DE CARRETERAS CONSTRUYENDO LOS PUENTES MAS IMPORTANTES



Puente sobre el Deva (Orense)

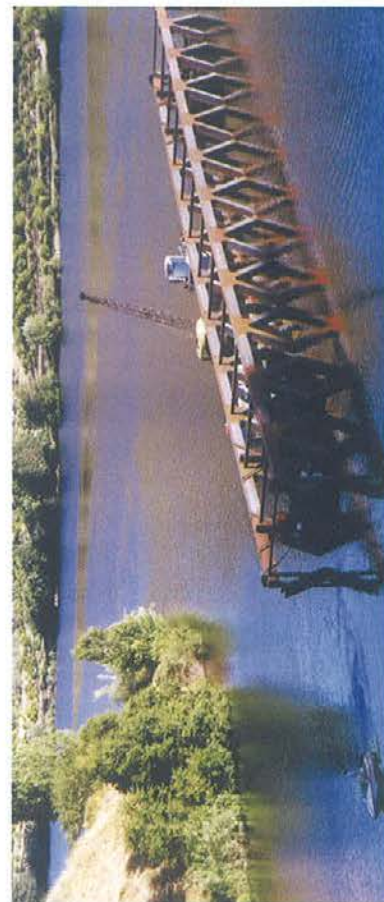


Puente sobre el Agueda (Salamanca)

empresa constructora
TABLEROS Y PUENTES, S.A.



El puente de más luz de Europa (130 m. el vano central) empujado desde un solo estribo



El puente que primero fue barco

Uría, 15 - 3.º izda. Tfno. y fax 985 33 66 11 (6 líneas) 33202 Gijón (Asturias) • Princesa, 13-1.º izda. Tfno. y fax 915 41 20 07 (4 líneas) 28008 Madrid

Puente arco sobre el embalse de El Burguillo (Ávila). Diseño y control de la ejecución

*Arch bridge over the Burguillo reservoir (Ávila).
Design, construction supervision and monitoring*

Hugo Corres Peiretti

José Romo Martín

Alejandro Pérez Caldentey

Álvaro Ruiz Herranz

Julio Sánchez Delgado

FHECOR ■ Ingenieros Consultores

RESUMEN

En este artículo se repasan las principales ideas que guiaron el diseño del puente arco sobre el Embalse de El Burguillo en Ávila. Se lleva a cabo una comparación de esta estructura con otras estructuras en arco de construcción reciente discutiendo las ventajas e inconvenientes de las distintas soluciones, tanto desde el punto de vista del diseño y la funcionalidad como también desde el punto de vista de la construcción, siendo éste un aspecto de gran importancia para esta tipología estructural. Finalmente se incluye un breve resumen de las medidas tomadas durante la construcción del arco incluyendo medidas de fuerzas en los cables provisionales y medidas de deformaciones y temperatura en el arco.

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el embalse de El Burguillo es un arco de hormigón armado de 165,00 m de luz (268 m de longitud) y de tablero superior, perteneciente a la Variante de El Tiemblo. La obra perte-

nece a la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, siendo el Director de la Obra Manuel Llanes. La empresa constructora ha sido una U.T.E. entre Construcciones Sobrino y TAPUSA, siendo el jefe de Obra, Antonio Valadés. El puente fue proyectado por FHECOR Ingenieros Consultores. También FHECOR Ingenieros Consultores realizó la asistencia técnica durante la construcción del mismo.

La variante del Tiemblo es un proyecto realizado en 1995 y adjudicado para

SUMMARY

In this paper the main ideas guiding the design of the arch bridge over the Burguillo reservoir are presented. A comparison with other arch structures recently built is undertaken with special emphasis in pointing out the advantages and disadvantages of the different solutions both from the design and functional points of view, as well as from the point of view of construction, this being a very important aspect for this structural typology. Finally, a small summary



Foto 1. Vista general del arco.
Picture 1. General view of the bridge.

of the measurements taken during the construction of the arch is presented including measurements of provisional stay forces and strains and temperatures in the arch.

1. INTRODUCTION

The bridge over the Burguillo Reservoir is a reinforced concrete arch bridge with a main span of 165,00 m (268 m in overall length) and a top deck, belonging to the El Tiemblo by-pass. The work belongs to the General Road Headquarters of the Spanish Ministry of Public Works. The director of the works on behalf of the Ministry was Manuel Llanes. The work was built by a temporary union of companies formed by Construcciones Sobrino and TAPUSA. The workmaster was Antonio Valadés. The bridge was designed by FHECOR Consulting Engineers. The technical assistance during the works was also carried out by FHECOR.

The El Tiemblo by-pass was designed in 1995 and the works were started in 1997. The by-pass starts about 1.5 km before the entrance to El Tiemblo on National Highway 403 and ends in the place known as "Garganta Honda" (deep throat) where the bridge is located, about 500 meters from the Burguillo dam. The total length of the by-pass is 8km. The works include 11 structures of which, besides the Burguillo arch, the Alberche river viaduct is also worth special mention.

The final budget of the works was 848 million ptas (about 5.1 million €). Of this quantity about 400 million correspond to the arch bridge. An important part of this last sum is due to the construction process which requires the building and demolition of two provisional pylons with a head which can be compared to that of a cable-stayed bridge, the use of travelling formwork, and launching beams for the construction of the deck. In spite of these extra costs the cost of the bridge per square meter was about 125000 pta (750 €/m²), which is very low for a structure with such characteristics. Table 1 shows some of the main quantities of the Burguillo arch bridge.

The bridge over the Burguillo reservoir is an example of the remarkable



Figura 1. Situación de la obra.
Figure 1. Location of the Works.

comeback of arches as a structural typology, which is based on new construction technologies. As precedents in the last few years in Spain, the following may be mentioned: the Regenta arch [1], the Ricobayo arch [3], the arch

construcción en 1997. La variante se inicia 1,5 km antes de la entrada en El Tiemblo de la N-403 y acaba en la denominada "Garganta Honda" donde se sitúa el puente arco, a unos 500 m de la presa del Embalse del Burguillo. La

Tabla 1. Principales cantidades de la Obra
Tabla 1. Main material quantities

Unidad Unit	Medición	Cuantía Quantity
m ³ hormigón en tablero m ³ concrete in deck	1974,94	0,56 m ³ /m ²
m ³ hormigón en arco m ³ concrete in arch	1607,81	0,50 m ³ /m ²
m ³ de hormigón en pilas m ³ concrete in supports	480,77	0,15 m ³ /m ²
m ³ hormigón en cimentación m ³ concrete in foundations	1609,26	0,50 m ³ /m ²
m ³ hormigón en pila provisional m ³ concrete in provisional pylons	176,40	0,05 m ³ /m ²
kg de acero en arco kg reinforcing steel in arch	195074,278	121,33 kg/m ³
kg de acero en tablero kg reinforcing steel in deck	290833,719	162,03 kg/m ³
kg de acero de pretensar en tablero kg prestressing steel in deck	22384,599	6,96 kg/m ²
kg de acero en pilares kg reinforcing steel in supports	61917,425	128,79 kg/m ³
kg de acero en cimentaciones kg reinforcing steel in foundations	109429,952	68,00 kg/m ³
kg de acero en tirantes provisionales kg prestressing steel in provisional stays	56410,012	3,00 kg/m ²

longitud total de la variante es de 8 km y cuenta con 11 estructuras, entre las que destaca además del puente sobre el embalse de El Burguillo, el viaducto sobre el Río Alberche.

El presupuesto final de las estructuras fue de 848 millones de pesetas (5,1 millones de €), de los cuales, aproximadamente unos 400 millones corresponden al puente arco. De esta cantidad buena parte corresponde al procedimiento constructivo que exige la ejecución y demolición de una pila provisional con una cabeza comparable a la de un puente atirantado, el uso de tirantes provisionales, el uso de un carro de avance para la construcción del arco y el uso de una viga lanzadera para la ejecución del tablero, el coste por metro cuadrado del arco estuvo en torno a los 125.000 ptas./m² (750€/m²), lo cual supone un coste muy reducido para una estructura de estas características. En la tabla 1, se recogen algunas de las principales Unidades de obra del Arco sobre el embalse de el Burguillo.

El puente sobre el Embalse de El Burguillo se enmarca dentro de un notable auge de los arcos como tipología estructural, gracias a las nuevas tecnologías constructivas. Como precedentes en los últimos años, en España cabe citar entre otros, el arco de la Regenta [1], el Arco de Ricobayo [3], el arco sobre el Río Clariano [8] en Valencia, o, a menor escala, el arco de Alzira [9] o el arco sobre la N-VI a la altura de la M-40 en Madrid [10]. También puede citarse el arco actualmente en construcción sobre la desembocadura de El Duero en Oporto (Puente Infante Dom Enrique).

En ese trabajo se describen las características principales de la estructura y se comentan las ideas que guiaron su diseño. En particular, se destacan las similitudes y las diferencias con otros puentes arco contemporáneos. Por último se presenta, pormenorizadamente, la concepción, ejecución y control del procedimiento constructivo utilizado.

2. ASPECTOS RELATIVOS AL PROYECTO

2.1. Ideas previas y condicionantes del proyecto

El emplazamiento de la estructura constituye un ejemplo ideal para la

construcción de un arco. Se trata de un emplazamiento donde las laderas bajan con una pendiente muy fuerte hasta sumergirse dentro del embalse. Por tratarse de un embalse integrado en el sistema de regulación del río Alberche normalmente tiene una cota de embalse muy alta. Además, las condiciones geotécnicas son muy buenas. En las laderas se ve aflorar el estrato de granito muy sano, presentando unas condiciones óptimas para la cimentación de una estructura de esta tipología.

Aún cuando estas circunstancias cumplían rigurosamente las condiciones básicas para la construcción de un arco, desde el principio se tuvo en cuenta que ésta era una obra de presupuesto modesto, que muy probablemente sería adjudicada a empresas de tamaño medio y que existiría una fuerte presión para cambiar su concepción. La concepción de la estructura se planteó desde los primeros momentos con el objetivo principal de facilitar al máximo su construcción y minimizar sus costos.

FHECOR Ingenieros Consultores había participado en el concurso del proyecto y obra del Arco de Ricobayo, con unos condicionantes dimensionales y de diseño similares, y esta nueva experiencia fue una continuación de la iniciada en aquel concurso.

En primer lugar se planteó la idea de abaratar la construcción y mejorar el diseño sustituyendo la solución de sec-

over the Clariano river[8] in Valencia, or at a smaller scale, the Alzira arch bridge [9] or the new arch over the A6 highway near the crossing with the M-40 ring-road [10]. Also the Infante Dom Henrique arch, presently under construction over the Duero river in Oporto can be cited.

In this paper, the main characteristics of the arch bridge are presented together with a discussion of the main ideas which guided the design. Differences and likenesses to other contemporary arch bridges are pointed out. Finally, the conception, building and control of the construction process are described in detail.

2. ASPECTS RELATING TO THE DESIGN

2.1 First ideas and project conditions

The site of the structure is ideal for the construction of an arch. On both sides the ground descends with a very steep slope until entering the water. Due to the fact that the reservoir forms part of the regulation system of the Alberche river, the water level is normally very high. Also the geotechnical conditions are very good. On the hillsides a very good quality granite rock can be observed, presenting optimum conditions for the foundation of this type of structure.

Even though the site conditions were excellent for the building of an arch



Foto 2. Vista del emplazamiento en una de las primeras visitas durante la redacción del proyecto.

Picture 2. View of the site taken in one of the first visits during the project phase.

bridge, from the very beginning, the modesty of the budget available for the work and the fact that it was likely that a small construction company would be chosen were considered. For these reasons much emphasis was placed from the beginning on the need to make construction easy and to minimize costs.

FHECOR Consulting Engineers had taken part in the contest for the design and construction of the Ricobayo arch with dimension and design conditions very similar to those of the Burguillo bridge and this new experience is a prolongation of the one started on that occasion.

The first idea to cut down construction costs and improve the design was to replace the classical solution of a cellu-

lar hollow box section for the arch by a solid rectangular cross section.

In order to do this, a very slender cross section (both longitudinally and transversally) was proposed with the idea that the area of concrete should be more or less the same as in other bridges with similar dimensions. An analysis of the working conditions of arch bridges shows that for most of them the concrete area is such that in Ultimate Limit State, the a -dimensional axial force (maximum factored axial force divided by cross section axial capacity) is about 0.4.

This design allowed the use of a travelling formwork lorry whose cost was significantly less than that of the lorry

ción transversal celular, clásica para arcos de estas dimensiones, por la de arco macizo.

Para ello se planteó una sección transversal muy esbelta tanto longitudinalmente como transversalmente de tal forma que el área de hormigón fuese equivalente a la de los arcos de estas dimensiones. Un análisis de las condiciones de trabajo de la mayoría de los arcos construidos muestra que el área de la sección transversal es tal que para las condiciones de máximo axil en estado límite último el axil reducido (cociente entre el axil máximo de cálculo y el axil máximo resistido por la sección transversal) está en el entorno del valor 0.4.

Este diseño, permitió el uso de un carro de avance, cuyo coste resultó con-

Tabla 2. Comparación de las características de distintos arcos recientemente construidos con las de El Burguillo.
Table 2. Comparison of the characteristics of several arch bridges of recent construction to those of the Burguillo arch.

Estructura	Tipología Tablero	Tipología Arco	Luz arco (m)	L/f	Luz Tablero (m)	Esteltez tablero	Ancho plataforma (b)	$B_{\text{plaf}}/b_{\text{arco}}$	Luz/canto arranques	Luz/Canto clave
Structure	Deck Typology	Arch Typology	Arch span (m)	L/f	Deck Span (m)	Deck slenderness	Deck width (b)	$B_{\text{deck}}/b_{\text{arch}}$	Span depth at spring	Span depth at key
Arco Regenta (1994) [1]	Mixto	Cajón bicelular de hormigón armado	190	3.96	18.00	13.85	8.50	1.41	45.24	79.17
Regenta Arch	Composite	Box with two cells. Reinforced concrete								
Viaducto Peña (1994) [2]	Hormigón Losa nervada	Cajón tricelular	148	3.29	22.00	17.86	25.00	1.68	41.11	70.48
Peña Viaduct	Hormigón Losa nervada	Box with three cells.								
Ricobayo (1996) [3]	Mixto Hormigón acero	Mixto Hormigón-acero	170	6.69	14.16	15.69	12.00	3.00	52.31	97.14
Ricobayo	Composite concrete-steel	Composite concrete-steel								
Grobe Mühl (1992) [4]	Hormigón armado	Doble Hormigón armado	170	3.43	19.50	10.83	16.50	1.83	56.70	68.00
	Reinforced concrete	2 reinforced concrete beams								
Ponte Soi [5]	Hormigón losa nervada	Doble hormigón armado	128	4.41	18.34	12.26	9.50	3.96	55.83	85.60
	Concrete waffle slab	2 reinforced concrete beams								
Kyll Valley [6]	Losa de hormigón	Hormigón armado macizo	222	3.78	34.00	22.70	14.75	2.11	63.64	147.50
	Concrete slab	Reinforced concrete solid section.								
Hundwilertobelbrücke (1991) [7]	Hormigón armado	Doble viga hormigón armado	146	3.76	13.50	16.88	10.76	4.14	51.07	95.33
	Reinforced concrete	Doble Viga Hormigón armado								
Burguillo (1999)	Losa de hormigón	Hormigón armado maciza	165	7.50	13.75	15.28	12.00	3.00	53.23	94.29
	Concrete Slab	Reinforced concrete solid section.								

siderablemente inferior al de un carro de avance para una sección celular. En contrapartida, sin embargo, esta solución da lugar a una dimensión transversal del arco reducida y obliga a un estudio pormenorizado de la estabilidad lateral de la estructura durante la construcción.

En la tabla 2 se muestran las características de distintos arcos construidos recientemente y se comparan con las del arco de El Burguillo.

Como puede verse, la geometría del arco de El Burguillo resulta muy similar a la del arco de Ricobayo, aunque, por otra parte, se trata de estructuras radicalmente distintas desde el punto de vista de los materiales. Ello demuestra que es posible resolver un problema similar con tipologías distintas y demuestra la gran adaptabilidad de los arcos.

El arco de hormigón resultó de un estudio comparativo de distintas posibilidades, arco metálico, arco mixto y de hormigón.

La comparación de las distintas posibilidades de materiales a utilizar debe plantearse teniendo en cuenta las ventajas e inconvenientes que plantean en relación con el procedimiento constructivo.

En este sentido, es conocida la flexibilidad que presentan los arcos metálicos desde el punto de vista constructivo. Su ligereza permite abordar la construcción con medios de elevación modestos y con unos rendimientos muy interesantes. Ésta es la experiencia que FHECOR Ingenieros Consultores pudo adquirir en los estudios del procedimiento constructivo realizados en el arco metálico sobre el río Izbor, en Granada. Una solución de este tipo también se planteó, junto con otra de hormigón, para el concurso de proyecto y obra para el arco de Ricobayo.

En la comparación económica de estas alternativas, se observó que la solución de hormigón salía claramente favorecida frente a la opción metálica lo cual pone de manifiesto que a las ventajas constructivas hay que contraponer el costo de las estructuras metálicas.

Además, en el caso particular de esta obra, debido a que el arranque del arco

queda por debajo del nivel máximo de embalse (aunque por encima del nivel medio) y que dado el carácter rebajado del arco ($L/f=7.5$) no parece posible remediar esta situación, se añade un condicionante adicional que hace de la solución metálica una solución menos idónea.

Otra posibilidad que se estudió fue la de utilizar un arco mixto. Esta tipología fue muy difundida en la primera mitad de siglo. Como ejemplos deben recordarse la colección de arcos de Eugenio Rivera que utilizaban una estructura metálica como autocimbra y posteriormente ésta se aprovechaba asimismo desde el punto de vista resistente. Otro ejemplo notable es el arco ferroviario de Martín Gil proyectado por Eduardo Torroja y construido con este sistema.

FHECOR Ingenieros Consultores también estudió esta posibilidad para la solución de hormigón presentada en el concurso de proyecto y obra para el arco de Ricobayo. Sin embargo, tanto en ese proyecto como en los nuevos estudios para el arco del Burguillo, la gran esbeltez del arco planteado encarecía significativamente el sistema de autocimbra para poder controlar adecuadamente las deformaciones de la parte metálica durante la construcción.

Las soluciones de arco mixto tipo Ricobayo o Tamaraceite son más modernas y, aun cuando presentan ventajas constructivas significativas, parece que conducen a soluciones más caras que las de arco de hormigón. Por otra parte, como ya se ha comentado, la situación de mantener sumergido el arranque del arco, para la condición de máximo embalse, plantea problemas de durabilidad a este tipo de soluciones en este caso concreto, aunque esta dificultad se puede sortear planteando la zona de arranque en hormigón y el resto del arco mixto.

A partir de los estudios anteriores, brevemente descritos, se adoptó como solución para el arco del Embalse de El Burguillo un arco de hormigón que resultó ser la solución más barata y mejor adaptada a los condicionantes de durabilidad derivados del encaje de la estructura.

Otro aspecto que se estudió fue el material a utilizar en la construcción del tablero. En los últimos arcos construi-

needed for a cellular cross section. On the other hand, this solution provides a very reduced width which requires a detailed study of lateral stability during construction.

Table 2 shows the characteristics of several arch bridges of recent construction in comparison to those of the Burguillo arch.

As can be seen the geometry of the Burguillo arch presents several singularities. It is a bridge with a high span-to-rise ration (7.50) and with an important slenderness both at arch springs and at the key.

The geometry of the Burguillo arch is very similar to that of the Ricobayo arch, although, the structures are radically different from the point of view of materials. This shows that it is possible to solve the same problem with different structural typologies and is further proof of the great adaptability of arches.

The concrete arch resulted from a study comparing this solution to other possibilities such as a steel or composite arch.

The comparison between the different possible materials must be made taking into account the advantages and disadvantages which they imply with respect to the construction procedure.

In this sense, the flexibility which a steel solution provides from a construction point of view is well known. Its lightness allows to use simple elevation methods with high efficiency. FHECOR Consulting Engineers acquired this experience with the study of the construction process of the steel arch over the Izbor river in Granada. A solution of this type was also considered, together with a concrete solution for the design and construction contest of the Ricobayo arch.

In the comparison of these alternatives, from the point of view of economy, the concrete solution was clearly the winner. This fact only shows the construction ease of steel solutions must be balanced against their higher cost.

Also, in the specific case of this work, due to the fact that the arch springs are founded below the maximum reservoir level (but above the mean reservoir

level) and also that due to the already high span-to-rise ratio it does not seem possible to change this situation, a new condition is added which makes a steel solution less adequate.

Another possibility which was studied was a composite arch. This typology reached wide popularity in the first half of the XXth century. One example is the arch bridge catalogue of Eugenio Ribera which used the steel structure as scaffolding during construction and as a resistant element during service. Another excellent example is the Martín Gil Railroad arch bridge designed by Torroja and built with this system.

FHECOR Ingenieros Consultores also studied this possibility for the Ricobayo contest. However, both for the Ricobayo bridge as in the further studies for the Burguillo bridge, it was found that the great slenderness of the arch made this system expensive in order to be able to effectively control the deflections of the steel part during construction.

The Ricobayo and Tamaraceite bridges are more modern and, even though they present significant constructive advantages, it seems that they lead to more expensive solutions when compared to a concrete arch. On the other hand, as already mentioned, the fact that the arch springs are under water for the maximum reservoir level condition poses durability problems in this specific case, even though this problem could be solved using reinforced concrete at the springs and a composite solution once the arch is fully out of the water.

Considering the analyses, briefly described above, the solution finally adopted is a reinforced concrete arch. This solution is least expensive and better adapted to the durability conditions derived from the site conditions.

Another aspect which was studied was the material to use in the building of the deck. Most of the arches recently built in Spain have been conceived with a composite deck, although the reasons for this have been different in the different cases.

Even though they are generally more expensive, composite decks also present some interesting qualities. One of these

qualities is that their smaller weight reduces the bearing capacity needed in the arch. Another quality is its usefulness during the construction process when the structure is built using a cantilever composed by arch and deck. The steel part of the deck is used, in this scheme, to resist the tensile forces generated on the top of the cantilever during construction. When a steel arch is used, like in the Izbor river arch, the use of a composite deck is a design necessity which, as has been said, is taken advantage of during construction. Another case when a composite deck is the obvious solution is when the arch is a composite arch such as is the case of the Ricobayo arch.

The use of a composite deck with a concrete arch can also be good solution when construction is carried out by cantilevering with the building of arch and deck at the same time.

Sometimes the smaller weight of the composite deck can become a very determining condition and can be enough to justify such a solution. This was the case in the proposal that FHECOR Ingenieros Consultores made for the contest of the Regenta arch, which needed a widening of the deck without interfering with the design of the arch which was foreseen with a smaller width and conceived as a concrete structure. In this case, the use of a composite deck, allowed to maintain the initial design of the arch without increasing the overall loading and to use the steel deck as a tension chord during construction. A solution of this type was finally adopted for this structure.

Besides all that has been said above, the main reason to use a composite deck is its small weight during the construction process. However, as it will be described in the following text, in this case it was decided to build the arch first and later on to build the deck using the finished arch as a support. Under these circumstances, the use of a steel deck does not provide any advantages during construction and is also a much more expensive solution in terms of material cost when compared with a concrete deck.

One last idea of the design was to produce a structure with a high degree of integration and simplicity, elimina-

dos en España se ha utilizado un tablero mixto, aunque las razones de su uso han sido diferentes en los distintos casos.

Los tableros mixtos, aunque más caros en general, tienen algunos aspectos interesantes. Por un lado, su menor peso contribuye a disminuir las exigencias del arco. Por otro lado, cuando se construye la estructura avanzando en voladizo y utilizando el tablero como cordón traccionado la parte metálica del tablero mixto resulta muy útil para resisitir temporalmente las tracciones generadas durante la construcción. Cuando se utiliza un arco metálico, como en el arco sobre el río Izbor el tablero mixto es una solución obligada que se aprovecha, como se ha dicho, durante la construcción. Otro ejemplo obligado de utilización de tablero mixto es en el caso que el arco sea mixto, como en el caso del arco Ricobayo.

Algunas veces con arcos de hormigón la utilización del tablero mixto puede resultar también ventajosa, especialmente cuando la construcción se realiza por avance en voladizo con atirantamiento provisional y el tablero está traccionado.

A veces el menor peso de la solución de tablero mixto también puede resultar muy condicionante y justificar una solución de este tipo. Este es el caso de la propuesta que FHECOR Ingenieros Consultores realizó para el concurso del arco de la Regenta que requería una ampliación del tablero sin que se afectara al arco ya proyectado para una plataforma de menor anchura e inicialmente de hormigón. En este caso el tablero mixto permitía mantener el arco inicialmente proyectado, aumentar la plataforma sin aumentar las cargas globales y aprovechar la parte metálica del tablero mixto como cordón traccionado durante la construcción. Una solución de este tipo fue finalmente adoptada para esta estructura.

Por otra parte, la principal justificación para un tablero mixto es el reducido peso durante el procedimiento constructivo. Sin embargo, como se describe más adelante, en este caso se optó por construir primero el arco y posteriormente el tablero, utilizando éste como apoyo. En estas circunstancias, la solución metálica no aporta ventajas constructivas importantes y resulta considerablemente más cara que la solución de hormigón.

Una última idea para el diseño, fue la de producir una estructura con un alto grado de integración y simplicidad, eli-

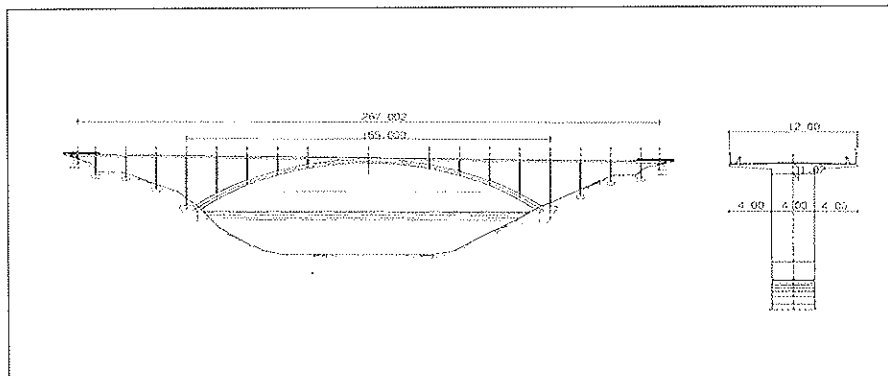


Figura 2. Alzado y sección transversal de la estructura.
Figure 2 . Elevation and structure cross section.

minando en la medida de lo posible los aparatos de apoyo, e imponiendo una dimensión común para el ancho del arco y para el ancho inferior del tablero, quedando las pilas, con el mismo ancho, como elemento de conexión.

2.2. Descripción de la solución adoptado

Como resultado de los criterios anteriores, se diseñó una estructura formada por un arco de 165,00 metros de luz, canto variable entre 3,10 m (L/53) en arranques y 1,75 m (L/94) en clave y de 4,00 m de ancho, cuya directriz corresponde aproximadamente al antifunicular de las cargas permanentes.

La flecha en clave es de 22,00 m, por lo que la relación luz/flecha es de 7.5. Se trata, por lo tanto, de un arco muy rebajado.

El tablero tiene 12,00 m de ancho. Esta dimensión se divide en un núcleo de 4,00 m de ancho y dos voladizos también de 4,00 m cada uno. El canto del dintel es de 0,90 m.

El arco y el tablero se unen mediante pilas apantalladas de sección rectangular de 4,00 m de ancho y canto variable en función de la altura. El canto de las pilas se determina con el criterio de mantener, aproximadamente y dentro de unos mínimos constructivos, la esbeltez. De esta manera, la pila más alta tiene 21,50 m de altura y 0,90 m de canto, y la más pequeña tiene 2,1 m de altura y 0,30 m de canto. La variación de la sección transversal en las pilas es posible gracias a que el diseño es muy sencillo y la variación de canto no introduce complicaciones constructivas significativas. Igualmente, la variación del canto produce un efecto visual adecuado.

La separación entre pilas es de 13,75 m sobre el arco. Esta luz, permite que el tablero sea de hormigón armado. Sin embargo, con objeto de minimizar la fisuración, se dispone un pretensado mínimo de trazado recto que se tesa al final del proceso constructivo.

El conjunto se completa con 4 vanos a cada lado que sirven de acceso al vano central.

3. ASPECTOS RELATIVOS A LA CONSTRUCCIÓN

3.1. Introducción

Para la construcción de arcos se pueden adoptar varios procedimientos constructivos. Entre ellos, cabe destacar:

- Construcción sobre cimbra. Este procedimiento sólo es válido en el caso de que el terreno sea accesible (Arco sobre el río Clariano, en Valencia).
- Construcción con autocimbra. Este procedimiento no es competitivo en la actualidad y, de hecho, la falta de alternativas a este procedimiento generó la decadencia de los arcos durante una buena parte de este siglo.
- Construcción de arco y tablero simultáneamente, introduciendo un atirantamiento provisional y avanzado en ménsula. Este procedimiento tiene como desventajas:
 - La necesidad de anclar la tracción horizontal del cordón superior de la ménsula que se genera como consecuencia del peso propio tanto del arco como del tablero.

ting as often as possible the use of bearings and using a common dimension for the deck bottom and the arch width, using the columns, also with the same width, as connection elements.

2.2 Description of the adopted solution

As a result of the above criteria, an arch structure with a span of 165 meters was designed, with variable depth between 3.10 m (L/53) at the springs, and 1.75 m (L/94) at the key and a width of 4.00 meters. The arch shape is approximately the antifunicular shape of permanent loads.

The arch rise is 22.00 m providing a span-to-rise ratio of 7.5. It is therefore a fairly flat arch.

The deck is 12.00 m wide. This dimension is divided into a 4.00 m nucleus and two 4.00 m cantilevers. The depth of the deck is 0.90 m.

The arch and the deck are united by means of rectangular columns with a width of 4.00 m and a depth which is a function of the column height. This dimension was determined with the condition of having more or less, and within minimum construction values, the same slenderness in all columns. In this way the highest column has a height of 21.50 meters and a depth of 0.90 m and the smallest column has 2.1 m of height and 0.30 m of depth. The change in the column cross sections is possible because of the simplicity of the design, which does not introduce significant construction difficulties. Also the variation in depth of the columns introduces a nice visual effect.

The distance between the columns over the arch is 13.75 m. This span, allows a reinforced concrete deck. However, in order to minimize cracking, a minimum amount of longitudinal prestressing was used. The layout of this prestressing is straight and the tensioning was done at the end of the construction process.

The structure is completed by 4 access spans at either side of the arch.

3. CONSTRUCTION ASPECTS

3.1 Introduction

For the construction of arches, different construction procedures may be

adopted. Among these, the following may be mentioned:

- Construction on scaffolding. This procedure is only possible when the site is accessible (e.g. Clariano river arch bridge in Valencia).
- Construction using self scaffolding. This procedure is not competitive in the present conditions and, in fact, the lack of alternatives to this procedure originated the decadence of arch bridges during a good part of the XXth century.

- Simultaneous construction of arch and deck, using provisional diagonal stays and cantilevering. This procedure has the following disadvantages:

- The need to anchor the horizontal tensile force of the top chord of the cantilever which is generated due to the self weight of both arch and deck,
- and the fact that the stiffness of the whole makes it difficult to introduce adjustments in order to correct deviations in the structure geometry which are more or less inevitable.

On the other hand, this is an adequate solution when a composite deck is used and it allows a shorter construction period since it does not require auxiliary structures and allows the simultaneous construction of arch and deck.

- Construction of the arch using a provisional pylon and provisional stays, and construction of the deck at a later stage.

This procedure has the disadvantage that it requires a provisional pylon which must be demolished. Also, this procedure requires that the arch be finished before the building of the deck can start.

However, this procedure has also many advantages:

- It allows to control and correct the geometry at any time of the construction process due to the great flexibility of the arch cantilever.

- Only the force component corresponding to the self weight of the arch (as opposed to arch+deck) needs to be anchored to the ground. Also the weight of the deck can be anchored with a more vertical component than in the previous case.

- The provisional stays allow to introduce a prestressing in the arch in order to compensate for the elastic shortening of the arch due to permanent loads, thereby eliminating the need to introduce jacks at the arch key.

3.2 Description of the construction procedure

After the study of the different alternatives, and taking into account the above discussion, it was decided to build the arch with a provisional stay system and to build the deck in a second stage.

In this way, the arch was built by segmental construction (17 segments of 4.90 m on either side) using a travelling formwork and a provisional stay system. In pictures 3 and 4, and figure 3, some aspects of the construction procedure are shown.

The stay system allows, on the one hand, to insure the stability of the structure during construction and on the other hand to introduce a positive bending moment at the arch springs before closing the arch, thereby compensating the effect of the arch shortening due to permanent loads (short term and long term). This is a considerable advantage since it eliminates the need install jacks at the arch key¹, the dismantling of which poses important construction problems. Also, this procedure allows to save on auxiliary structures and suppresses the risk of lateral buckling since the closing of the arch is done with a relatively small axial force (18000 kN

¹ The original project included the use of jacks placed at the key in order to compensate for the axial shortening due to permanent loads. However, further study led to discard this procedure by substituting it by an over tensioning of the provisional stays prior to the closing of the arch, thereby introducing a positive bending moment at the arch springs which would compensate the negative moment due to shortening.

- y que la rigidez del conjunto dificulta la introducción de ajustes para corregir las desviaciones que se produzcan en la geometría.

En contrapartida se trata de una solución adecuada para una estructura con tablero mixto que permite un plazo de ejecución menor, al no necesitar estructuras auxiliares y poder simultanear la ejecución del arco y del tablero.

- Construcción con atirantamiento provisional del arco, y ejecución posterior del tablero.

Este procedimiento tiene la desventaja de requerir la construcción de un pilar provisional, que, posteriormente, debe ser demolido. Igualmente, el procedimiento requiere finalizar la construcción del arco antes de poder iniciar la construcción del tablero.

Sin embargo, este procedimiento tiene también numerosas ventajas:

- Permite controlar y corregir la geometría en cualquier momento del procedimiento constructivo dada la gran flexibilidad del arco en ménsula.
- Solamente es necesario anclar al terreno la componente correspondiente al peso del arco, pero no la parte correspondiente al peso del tablero. Igualmente, el peso del arco se puede anclar con una componente más vertical que en el caso anterior.
- El atirantamiento provisional permite presolicitar el arco de tal forma que se pueden compensar el acortamiento elástico del arco debido a las cargas permanentes, eliminando la necesidad de disponer gatos en clave.

3.2. Descripción del procedimiento constructivo

Tras el estudio de las posibles alternativas, y atendiendo a las razones anteriores, se optó por construir el arco con un atirantamiento provisional y construcción posterior del tablero.

De esta manera, el arco se construyó por dovelas (17 por cada lado) de 4,90 m de longitud, utilizando un carro de avance y un atirantamiento provisional. En las fotos 3 y 4 y en la figura 3 se muestran algunos aspectos del procedimiento constructivo.



Foto 3. Vistas del arco durante procedimiento constructivo.
Picture 3 Views of the arch during the construction procedure.

Este atirantamiento permite, por una parte, garantizar la estabilidad de la estructura durante la construcción, y por otra parte, introducir, antes del cierre, una presolicitación que permite compensar el efecto del acortamiento elástico debido a las cargas permanentes. Esta es una ventaja considerable, ya que permite evitar la disposición de gatos en clave¹, cuya retirada plantea problemas constructivos importantes. Igualmente, el procedimiento permite ahorrar estructuras auxiliares y evita el riesgo de pandeo lateral, puesto que el cierre se produce con un axil en el arco relativamente pequeño (18000 kN a 60000 kN con la carga permanente total).

La construcción del arco sigue, para cada dovela, la secuencia siguiente:

- Posicionado del carro de avance. En general, el replanteo de la dovela se hace en coordenadas relativas respecto de la posición de la dovela anterior. Ello permite eliminar los errores debidos a diferencias puntuales entre geometría teórica y geometría real.

¹ El proyecto original planteaba la introducción de gatos en clave para compensar el acortamiento elástico del peso propio. Sin embargo, esta alternativa se rechazó tras un estudio pormenorizado, optando por compensar este efecto mediante la introducción de una presolicitación utilizando los propios cables de atirantamiento.

compared to 60000 kN of the total permanent load).

The construction of the arch proceeds for each segment as follows:

- Placing of the travelling formwork. In general the formwork is placed relative to the previous segment. This allows to compensate local errors between the theoretical and the real geometries.
- Placing of reinforcement.
- Concreting.
- Adjustment of prestressing in cables in order to re-establish the final theoretical geometry which has been distorted by the concreting of the segment.
- Measurement of the cable forces, the arch geometry and of the displacements of the provisional pylon.
- Measurement of strain gauges placed in specific segments.

With this sequence, and in absence of specific problems, the construction of a segment can be done in one week.

The cable forces are adjusted after the concreting of each segment. The cable forces are determined with the condition

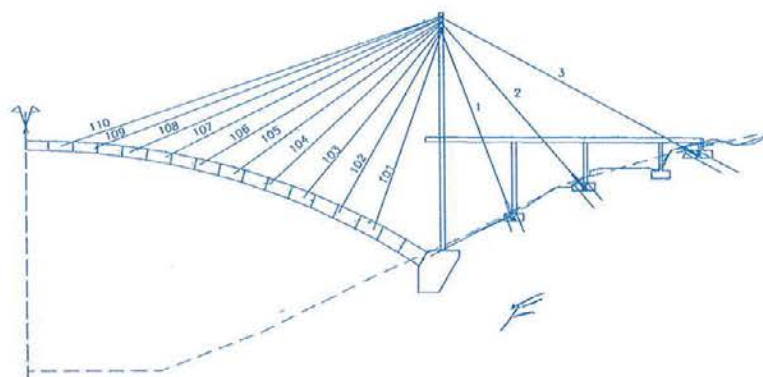


Figura 3. Esquema del proceso constructivo. Definición de la numeración de los cables.
Figure 3. Construction scheme. Stay numbering.

that after adjustment, the arch should have a geometry coinciding with the theoretical one.

In order to determine these forces, a calculation is made in which the areas of all elements are considered infinite. This calculation allows to determine the forces F_i, F_n which the cables must have in order to keep the arch in its theoretical position. With these values, the lengthening or shortening needed in each stay in order to obtain the theoretical forces F_i, F_n at the end of the process, considering the real structure stiffness, is determined. For this, the force which is introduced in each cable i , when a unit strain is applied to cable j , f_{ij} , is determined for each stay. The total strain, α_j , which must be applied to each cable is obtained by solving a system of lineal equations:

$$\sum_{i=1}^n \alpha_j f_{ij} = F_i$$

The resulting forces are adjusted when significant deviations in the arch geometry are measured (more than 10 cm). By this procedure it was possible to close the arch with a 5 cm difference between the two sides. The maximum deviations in the achieved geometry as compared to the theoretical geometry were below $L/1000$.

3.3 Instrumentation

In order to control the construction process, a specific instrumentation was conceived. For this, 5 segments were monitored, including the springs, the half point between springs and key and the key.

The instrumentation included 9 concrete strain gauges in each of the 5 segments, as well as 9 corresponding thermocouples.

Also, in order to be able to estimate the force redistributions due to time dependent effects, creep and shrinkage tests were carried out using concrete from the spring segment.

Additionally, the compressive strength of concrete was measured for different ages of concrete (3, 7, 14, 21, 28 y 90 days) in all arch segments (at



Foto 4. Vistas de los carros de avance.
Picture 4. Views of travelling formwork.

least 3 ages for each segment), as well as the modulus of elasticity of concrete for ages of 7, 14, 21 and 28 days in two segments of each side of the arch, and at least one test was carried out in each one of the segments.

In this paragraph, a series of graphics are shown which sum up some of these results. The complete analysis of these results will be the subject of another publication due to its large extension.

3.3.1 Instantaneous tests

– Evolution of the compressive strength

203 compression tests were carried out overall, at different concrete ages and using the concrete of the different segments. In figure 4, a comparison of the test results and the theoretical curve proposed by the Spanish concrete standard (EHE) is shown. As can be seen, the theoretical model provides a reasonably good prediction for the evolution of compressive strength with time.

– Relationship between the compressive strength and the longitudinal modulus of elasticity

A great number of tests to determine the modulus of elasticity of concrete were also carried out. Using these results it was also possible to test the EHE formula for the relationship between

- Ferrallado.
- Hormigonado.
- Retesado de los cables con objeto de recuperar la geometría distorsionada tras el hormigonado de la dovela.
- Comprobación de fuerzas en cables, geometría del arco y desplazamientos en cabeza de la pila provisional.
- Lectura de la instrumentación.

Con esta secuencia, y en ausencia de problemas específicos, la construcción de una dovela se llevaba a cabo en una semana.

Los cables se retesan tras el hormigonado de cada dovela. El criterio para determinar las fuerzas en los cables es que el arco debe tener, tras cada operación de tesado, una geometría que coincida con la geometría teórica.

Para determinar estas fuerzas, se lleva a cabo un cálculo en el cual las áreas de todos los elementos comprimidos se considera infinita. Este cálculo permite determinar las fuerzas F_i, F_n que deben tener los tirantes para conseguir que el arco se sitúe en su geometría teórica. A partir de estos datos, se calculan los alargamientos o acortamientos que hay que introducir en cada cable, considerando la estructura con sus rigideces reales, para obtener, al final del proceso, las fuerzas F_i, F_n teóricas. Para ello, se determina la fuerza que introduce en cada cable i el tesado unitario del cable j, f_{ij} . Los alargamientos, α_j , que hay que-

dar a cada cable se deducen del sistema de ecuaciones lineal:

$$\sum_{i=1}^n \alpha_j f_{ij} = F_i$$

Las fuerzas resultantes se van ajustando cuando se producen desviaciones significativas (mayores de 10 cm) en la geometría obtenida. Mediante este seguimiento fue posible cerrar el arco con una diferencia entre un lado y el otro de 5 cm. Por otra parte, las máximas desviaciones entre el arco construido y la directriz teórica resultaron inferiores a $L/1000$.

3.3. Instrumentación

Con objeto de controlar el procedimiento constructivo, se planteó una instrumentación específica. Para ello se instrumentaron un total de 5 dovelas, incluyendo las dovelas próximas al arranque del arco, los riñones y la clave.

La instrumentación incluye: 9 galgas extensométricas embebidas en el hormigón, por dovela instrumentada, con sus correspondiente termopares.

Igualmente, con objeto de estimar las redistribuciones de esfuerzos por efecto de la fluencia y la retracción, se llevaron a cabo ensayos de fluencia y retracción sobre probetas, utilizando el hormigón de las dovelas de arranque.

Adicionalmente se llevaron a cabo ensayos de compresión simple para distintas edades (3, 7, 14, 21, 28 y 90 días) en todas las dovelas del arco (al menos 3 edades por dovela) y ensayos de módulo de deformación longitudinal para edades de 7, 14, 21 y 28 días en dos dovelas de cada uno de los lados, demás de ensayos para al menos una edad en cada una de las dovelas.

En este apartado se muestran una serie de gráficos en los que se resumen algunos de estos resultados. El análisis completo de los resultados será objeto de una publicación independiente dada la extensión del mismo.

3.3.1. Ensayos instantáneos a nivel de probeta

– Evolución de la resistencia a compresión

Se llevaron a cabo 203 series de ensayos a compresión en las distintas dovelas

y para distintas edades. En la figura 4 se muestra una comparación de estos resultados experimentales con las curvas teóricas propuestas por la Instrucción de hormigón estructural EHE. Se puede ver que el modelo de la instrucción proporciona un ajuste bastante razonable para la evolución de la resistencia con el tiempo.

– Relación entre resistencia a compresión y módulo de deformación longitudinal

Igualmente, se llevaron a cabo un gran número de ensayos de módulo de deformación longitudinal. Aprovechando estos ensayos, se pudo contrastar la formulación de la Instrucción EHE relativa a la relación entre módulo y resis-

en modulus of elasticity and compressive strength. This is shown in the figure 5. As can be seen, fairly good agreement is obtained.

It was also possible to test the formula given in EHE to model the evolution with time of the modulus of elasticity of concrete. Once again good agreement was found between the EHE formulation and the experimental data (See figure 6).

– Specific weight of concrete

The construction procedure is sensitive to the specific weight of concrete. This is due to the fact that the cable stays are equilibrating the self weight present at

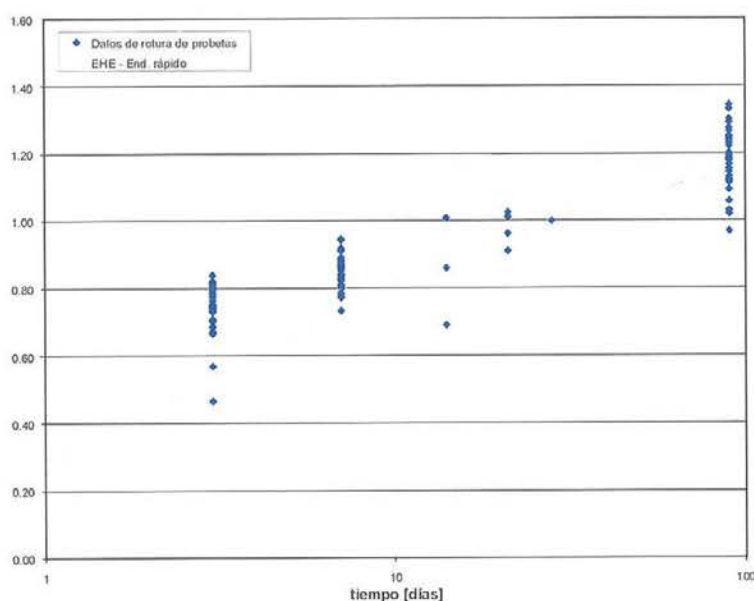


Figura 4. Evolución de la resistencia a compresión con el tiempo.
Figure 4. Evolution of compressive strength with time.

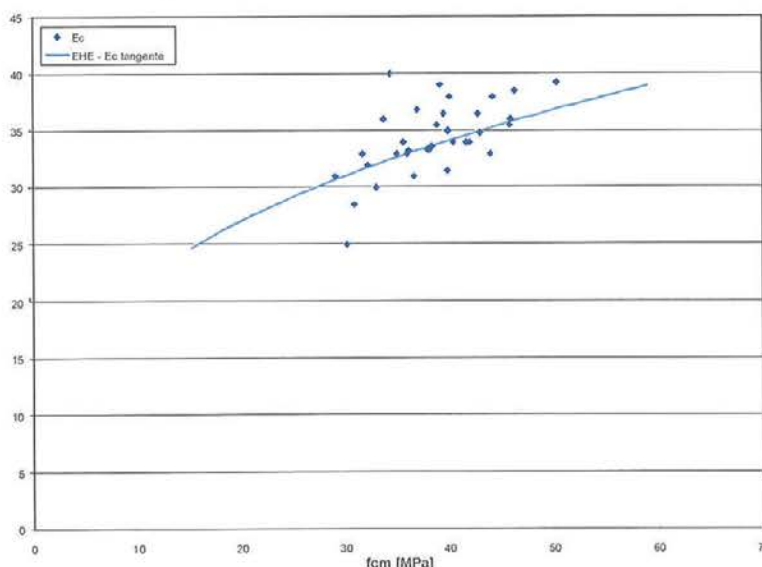


Figura 5. Relación entre módulo tangente y resistencia del hormigón.
Figure 5. Relationship between tangent modulus of elasticity and mean compressive strength of concrete.

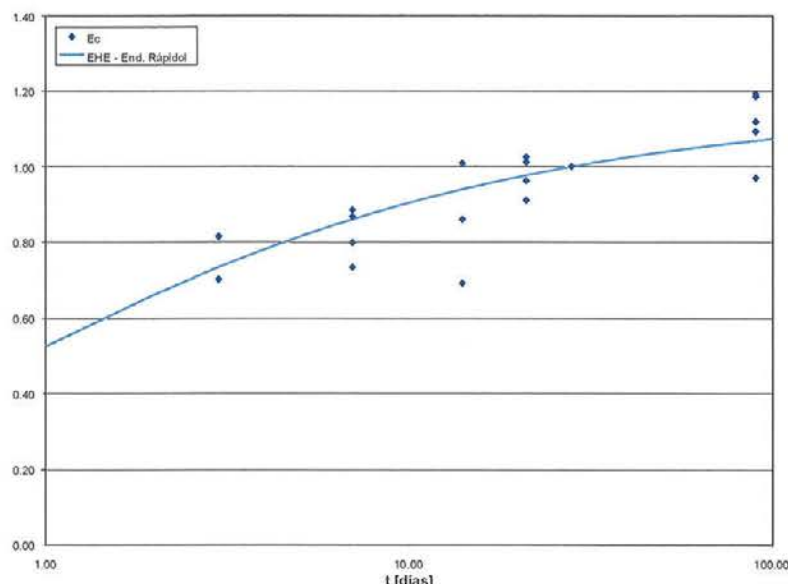


Figura 6. Evolución con el tiempo del módulo de deformación longitudinal.
Figure 6. Evolution with time of the modulus of elasticity of concrete.

each phase of the construction process. This gives way therefore to a subtraction of large quantities whose theoretical result should be zero. Due to this fact, an error in one of the terms, which is small relative to that term, can result in large deviations from the equilibrium sought, giving way to large deviations in terms of deflections, in either direction. For this reason, tests were carried out in order to better estimate the specific weight of the concrete used in the arch. These results are summed in the following table. These values were used in order to refine the calculation of the necessary forces in the stays in each phase.

– Creep and shrinkage tests

Creep and shrinkage tests were carried out. The construction procedure per se is

not very sensitive to the time-dependent behaviour of concrete. This is due to the fact that the cable stays which support the structure during construction and which control the geometry of the structure are not affected by these long-term deformations. After the closing of the arch, however, important force redistributions do take place by action of creep due to the change of support conditions and also due to the effect of shrinkage. These considerations show the need to characterize the time-dependent behaviour of the concrete used in the structure. Following, some results of the shrinkage tests are shown (See figure 7).

It can be seen that a strain of 400×10^{-6} is attained after 200 days and also that, at that time, stabilization of the deformation has not yet taken place.

Tabla 3. Densidad del hormigón del arco.
Table 3. Specific weight of concrete in arch.

	N.º DOVELA SEGMENT #	DENSIDAD [kN/m ³] SPECIFIC WEIGHT [kN/m ³]
EL TIEMBLO	3	23.57
	6	23.21
	8	23.26
	9	23.41
ÁVILA	8	23.17
	8	23.55
	6	23.40

tencia. Esta relación se representa en la figura 5, observándose una buena correlación.

Igualmente se pudo evaluar la fórmula de la EHE que permite modelizar a evolución en el tiempo del módulo de deformación longitudinal, obteniendo nuevamente una correlación adecuada entre teoría y ensayos (Ver figura 6).

– Densidad del hormigón

El procedimiento constructivo resulta sensible a la densidad del hormigón. Esto es debido a que con los cables se está equilibrando el peso propio en cada frase. Se trata por lo tanto de una resta de grandes magnitudes que debe ser igual a cero. Debido a ello, un error, pequeño términos relativos, en una de estas magnitudes produce desviaciones apreciable en términos del equilibrio perseguido y da lugar a flechas importantes ya sean positivas o negativas. Por ello, se llevaron a cabo ensayos con objeto de determinar la densidad real del hormigón utilizado en el arco. Estos resultados se resumen en la tabla siguiente. Estos valores se utilizaron para afinar el cálculo de las fuerzas necesarias en los tirantes en las distintas fases.

– Ensayos diferidos a nivel de probeta

Se llevaron a cabo ensayos de fluencia y de retracción. El procedimiento constructivo en sí es poco sensible a las deformaciones reológicas del hormigón. Ello es debido a que los cables que son los que soportan la estructura durante la construcción del arco y que controlan, en definitiva, la geometría de la estructura no se ven afectados por estos fenómenos. Tras el cierre del arco, sin embargo, sí se producen redistribuciones de esfuerzos importantes por efecto de la fluencia debido al cambio en las condiciones de apoyo y también por la propia retracción. Ello justifica el interés que presenta la caracterización del comportamiento reológico del hormigón utilizado en la estructura. A continuación se muestran los resultados de los ensayos de retracción (Figura 7).

Se observa que se alcanza una deformación de 400×10^{-6} a los 200 días y que además en dicho momento no se ha producido aún la estabilización de la deformación.

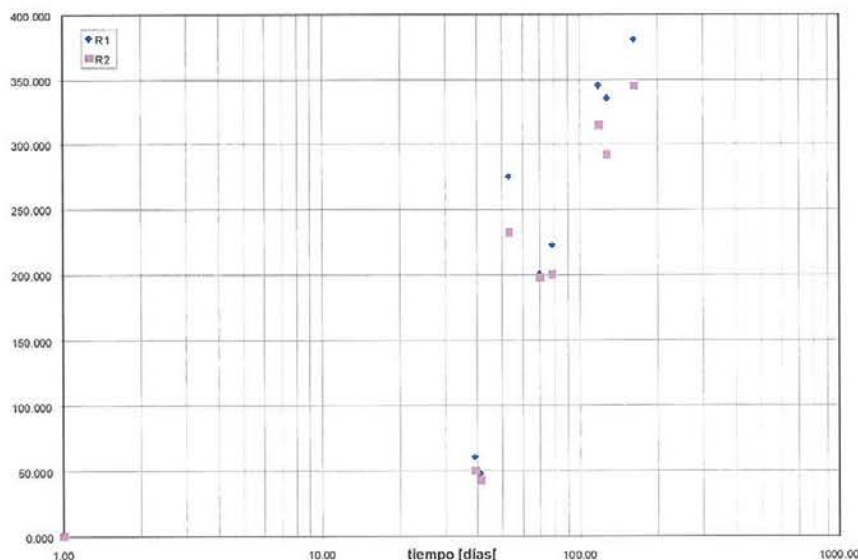


Figura 7. Ensayos de retracción.
Figure 7. Shrinkage test.

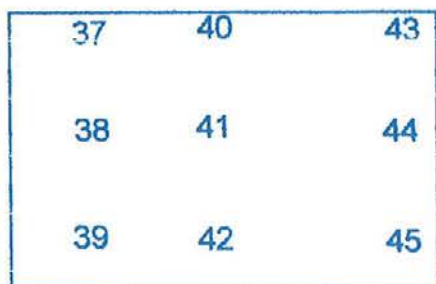


Figura 8. Posición de galgas y termopares en las dovelas.
Figure 8. Position of strain gages and thermocouples in segments.

3.3.2 Measurements on segments

In figure 8, the position of concrete strain gauges and thermocouples, corresponding to the centre arch segment is shown. The same instrumentation was placed in segments 3 and 9 on either side of the arch.

– Measurement of arch temperature

The temperature within the arch was measured by means of thermocouples. At the same time, outside temperature was also measured. In figure 9, the evolution of the temperature inside segment #9 is represented. In the same figure, outside temperature is also shown. It can be seen that concrete hydration temperature reaches 70°C. After this point interior and exterior temperatures follow a similar course showing a certain lag in the concrete temperatures due to its great thermal inertia.

– Measurement of strains

In figure 10 the mean value of the strain in the upper fibres, intermediate fibres and lower fibres of the closing arch segment are shown from the moment when the loosening of the cable stays is begun. It can be seen that the axial deformation within the segment increases steadily as cable stays are released and that both positive and negative bending moments occur at different phases. These values are compatible with the theoretical predictions and confirm the validity of the method used for the measurements (concrete strain gauges and Tokkio-Soki measuring equipment).

3.3.2. Medidas en las dovelas

En la figura 8 se muestra la disposición de galgas embebidas y termopares en la dovela de cierre. Esta misma instrumentación se dispuso en las dovelas 3 y 9 tanto del lado de Ávila como del lado de El Tiemblo.

– Medida de la temperatura en el arco

La temperatura se midió en distintos puntos del arco mediante termopares. Igualmente, se controló la temperatura ambiente. En la figura 9 se representa la evolución de la temperatura media del interior de la dovela 9 y en el ambiente. Se observa que se mide un calor de hidratación que alcanza los 70°C tras el hormigonado. A partir de este punto las temperaturas interior y exterior siguen una evolución similar con un cierto desfase debido a la gran inercia térmica del hormigón.

– Medida de deformaciones

En la figura 10 siguiente se muestra la evolución de la deformación media en

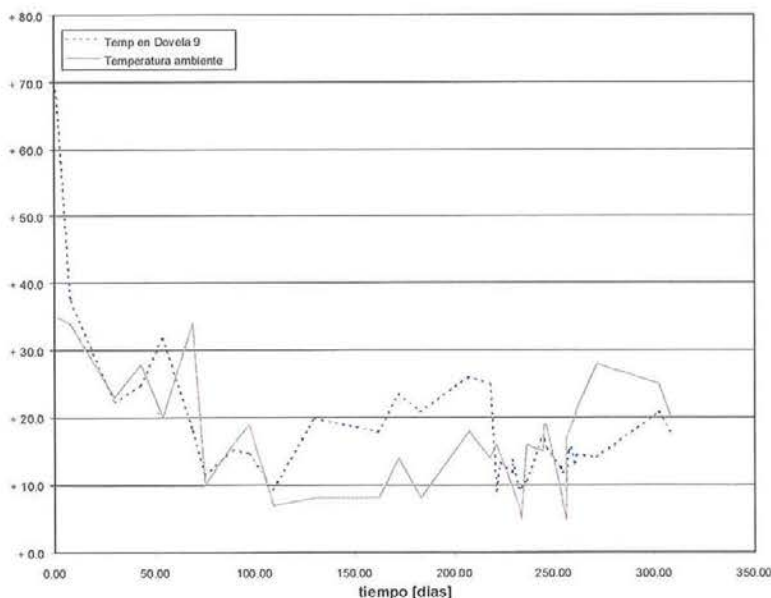


Figura 9. Evolución de la temperatura ambiente y de la temperatura interior de la dovela 9.
Figure 9. Evolution of outside temperature and temperature inside segment 9.

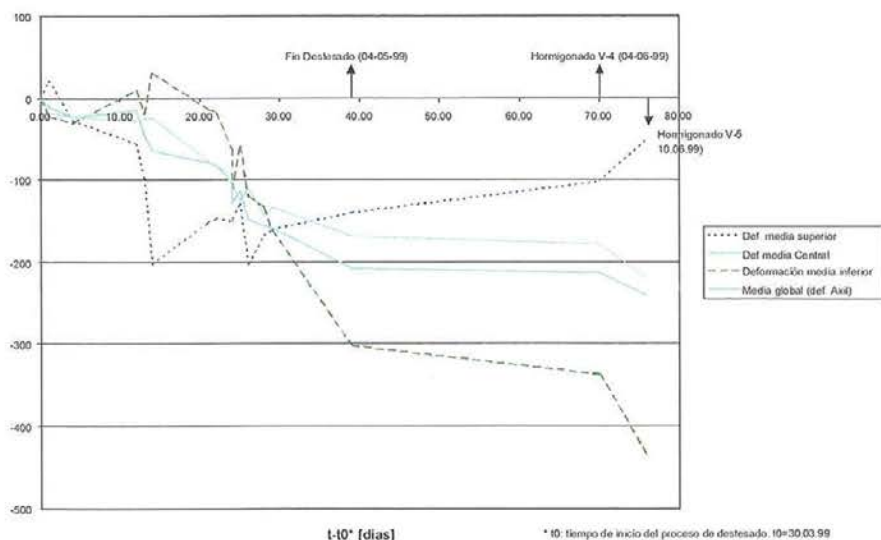


Figura 10. Deformaciones en dovela de cierre debidas al destesado de los cables y el hormigonado de los vanos 4 y 5.

Figure 10. Strains in closing segment due to the loosening of the cable stays and the concreting of the arch deck.

– Evolution of the stay forces

In the figure 11, the evolution of the cable stay forces of the arch half corresponding to the Avila side are shown during the construction sequence up to the concreting of segment number 17. The stays which are anchored to the arch (stays 2101 to 2110) reach their maximum force just before the placing and stressing of the next stay. In the same way, the forces in the back stays (stays 2001 to 2003) increase until another back stay is placed and stressed. At this point the back stay forces remain fairly stable.

4. FINAL COMMENTS

From the above discussion the following points may be emphasized:

- The Burguillo arch is an example of a relatively recent trend marking the comeback of arch structures which is held up by the use of new construction technologies, presently available.

- The design of this bridge is similar in some aspects (slenderness, non-dimensional axial force) to other structures recently built. However, it is also radically different from some of these structures in the choice of materials. This is an indication of the fact that this structural typology is applicable to the full range of material combinations possible using steel and concrete.

- The construction sequence selected (construction of the arch using provisional stays) is also different to that of other arches recently built in Spain. It

has been shown that the selected construction procedure, together with the structural design adopted from the structure (solid arch instead of multicellular arch) has contributed to lower costs and to simplify construction. The main reasons on which this argument is based are the following:

- The travelling formwork of the arch is less expensive

- The ground anchorages are less expensive due to the fact that only the weight due to the arch needs to be anchored (as opposed to the weight of arch+deck).

- It is possible to eliminate the need of introducing jacks at the arch key in order to compensate the axial short-

las fibras superior, intermedia e inferior en la dovela de cierre a partir del momento en que se inicia el destesado del arco. Se observa que va aumentando paulatinamente el esfuerzo axial en la dovela de cierre y que se producen tanto momentos positivos como negativos en las distintas fases. Estos datos son compatibles con las predicciones teóricas y confirman la validez del método utilizado para la medida (galgas embebidas en el hormigón y aparato Tokkio-Soki).

– Evolución de las fuerzas en los tirantes

En la figura 11 se muestra la evolución de las fuerzas en los tirantes del lado Ávila a lo largo del procedimiento constructivo hasta el hormigonado de la dovela 17. Los tirantes que sujetan el arco (Tirantes 2101 a 2110) alcanzan su máxima fuerza justo antes de la introducción y tesado del tirante siguiente. Igualmente, las fuerzas en los cables de retenida (2001 a 2003) crecen hasta la introducción de un nuevo tirante trasero a partir de cuyo momento éstas se estabilizan.

4. CONSIDERACIONES FINALES

De las consideraciones anteriores cabe destacar:

- El arco del Burguillo se enmarca dentro de una tendencia, relativamente reciente, a reivindicar las estructuras en arco, que se apoya en las nuevas tecnologías constructivas, disponibles en la actualidad.

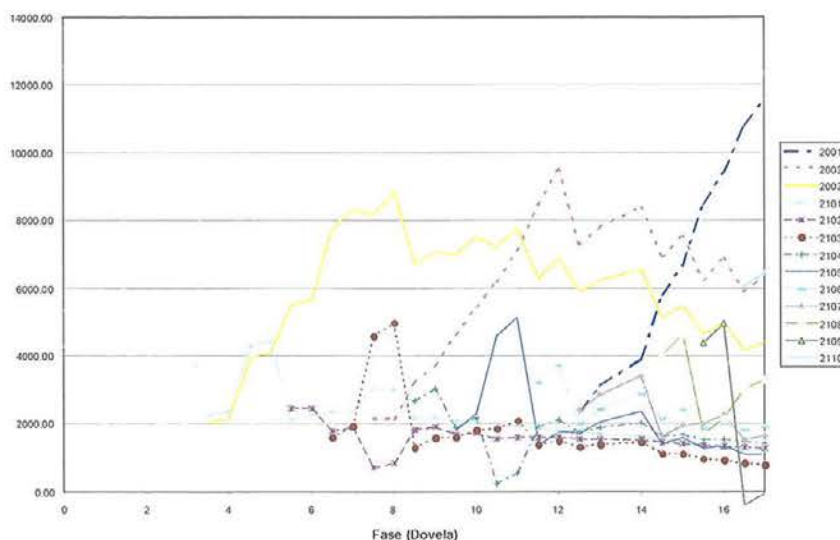


Figura 11. Evolución de la fuerza en los tirantes del lado Ávila.
Figure 11. Evolution of the forces in the stays (Avila half arch).

• El diseño de este arco se asemeja en algunos aspectos (esbelteces, axil reducido) a otras estructuras construidas recientemente. Sin embargo, también se diferencia radicalmente, de algunas de ellas, en los materiales escogidos. Ello indica que esta tipología estructural es aplicable para toda la gama de posibles combinaciones acero-hormigón.

• El procedimiento constructivo elegido (construcción por dovelas con atirantamiento provisional) es, también, distinto al de otros arcos construidos en España. Se ha visto que dicho procedimiento, junto con el diseño adoptado para la estructura (arco macizo en lugar de arco multicelular), ha contribuido a abaratar los costes y simplificar la construcción. Las principales razones que justifican esta afirmación son las siguientes:

– El carro de avance resulta más económico.

– Los anclajes al terreno son menos costosos, puesto que sólo hay que anclar el peso correspondiente al arco y no el correspondiente al tablero.

– Es posible eliminar la necesidad de introducir gatos en la clave para compensar el acortamiento elástico del arco,

puesto que esta presolicitación puede darse con los cables. Ello elimina la necesidad de introducir una estructura auxiliar para asegurar el apoyo de los gatos y elimina riesgos de pandeo lateral del arco.

– El procedimiento permite un control fino de la geometría, puesto que las desviaciones respecto de la geometría teórica pueden eliminarse en cada fase, corrigiendo ligeramente las fuerzas teóricas de los cables, gracias a la gran flexibilidad del sistema.

– El control de las fuerzas en los cables y la geometría en cada fase permitió cerrar el arco con diferencias entre un lado y el otro de 5 cm.

• La información recogida mediante la instrumentación dispuesta fue de gran ayuda para el control del procedimiento constructivo. Aunque en este trabajo sólo se recogen algunos resultados representativos, la información detallada, de gran calidad e interés, está siendo ordenada y sistematizada con vistas a su publicación posterior. Se considera que este tipo de información debe difundirse puesto que puede aportar datos de gran interés para profundizar en el conocimiento del comportamiento de las estructuras reales.

ning of the arch since it is possible to introduce a positive bending moment at the arch springs before closing the arch using the cable stays. This suppresses the need for an auxiliary structure needed to insure the fixing of the jacks. This solution also eliminates the risk of lateral instability during construction.

– The construction procedure allows good control of arch geometry since deviations from the theoretical shape can be corrected at each phase by small corrections to the theoretical cable forces due to the great flexibility of the structure during construction.

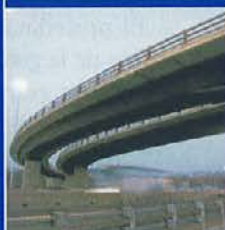
– The control of the stay forces and of the geometry at each phase allowed to close the arch with a level difference of one side with respect to the other of 5 cm.

– The information gathered from the monitoring procedure was of great help during construction. Although in this paper only a few results are given, full detailed information is being systematized with view to its publication. It is felt that such information must be made available since it can help to increase knowledge regarding the behaviour of real structures.

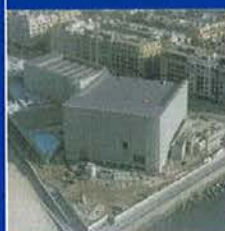
5. BIBLIOGRAFÍA BIBLIOGRAPHY

1. Arenas J.J. Pantaleón M.J. et al. Puente de la Regenta sobre el Río Cabo en Asturias. Estructuras Pretensadas en España 1994-1997. XIII Congreso de la FIP y Exposición. Edited by ACHE. 1998.
2. Guinea J.M. Viaducto de "La Peña" sobre el Río Nervión. Cemento-Hormigón nº748. Edited by IECA. 1995.
3. Pérez-Fadón S., Herrero J.E. El Pretensado en el arco de Ricobayo. Estructuras Pretensadas en España 1994-1997. XIII Congreso de la FIP. Edited by ACHE. 1998.
4. Kargel E. Der Talübergang Grobe Mühl. Beton und Stahlbetonbau 87. 1992.
5. Pini L. Ponte Soi in Valle di Blenio. Stahlton. 1986.
6. Zichner, T. Kyll Valley Bridge. Structural Concrete 1994-1998. FIP Deutscher Beton Verein. E.V.
7. Köppel A., Walser R. Hundwiler-tobelbrücke. Ein bemerkenswerter Neubau. Schweizer Ingenieur und Architekt nr. 11. 1991.
8. Torroja J.A., Villar J.M. Del Valle J.A., García M, et al. Puente sobre el Río Clariano (Onteniente – Valencia). Estructuras Pretensadas en España 1994-1997. XIII Congreso de la FIP. Edited by ACHE. 1998.
9. Romo J., Corres H. A New Composite Arch Bridge in Alzira (Spain). Nordic Steel Construction Conference '95. Malmö, Suecia. 1995.
10. Arenas, J.J. Paso superior del Barrial sobre la autopista A-VI, Madrid – La Coruña, a la altura de Aravaca (Madrid). I^{er} Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ache). Comunicaciones Volumen 3. November 1999.

www.fhecor.es



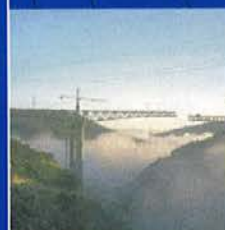
Puente sobre la N-IV
y la M-30 de Madrid



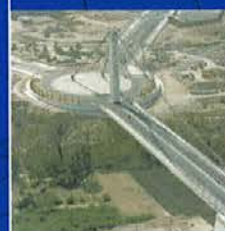
Auditorio del Kursaal



Cubierta de la Plaza
de Toros de Pontevedra



Puente sobre el
Río Sil en Pontevedra



Puente sobre el
Vinalopó en Elche

Entender, proyectar, construir,
observar, aprender, volver a empezar.
Un camino fascinante.

Madrid | teléfono 91.701 44 60 |
telefax 91.532 78 64 | fhecor@fhecor.es

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes

(Primera parte: Metodología)

Assessment of the seismic vulnerability of existing bridges (First part: Methodology)

Esperanza Maldonado Rondón

Universidad Industrial de Santander (Colombia)

Juan Ramón Casas Rius

Universidad Politécnica de Cataluña (España)

José Antonio Canas Torres

Instituto Geográfico Nacional (España)

RESUMEN

En este trabajo se presenta un modelo rápido y sencillo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes a escala regional. El modelo fue estructurado de forma que puede ser aplicado especialmente a zonas donde no se cuenta con información de daños sísmicos de puentes. El método se basa en la identificación de las características más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción del sismo. La valoración de estas características se realiza mediante la determinación de diecinueve (19) parámetros, a los cuales se les asignó un grado de vulnerabilidad y un valor de importancia relativa en base a la opinión de expertos. Debido a las imprecisiones y subjetividad de las opiniones, estas fueron procesadas mediante técnicas difusas. Una vez calificados cada uno de los parámetros, se procede a relacionar las calificaciones de los parámetros con su valor de importancia por medio de un promedio ponderado difuso. El resultado de esta relación por medio de técnicas basadas en conjuntos difusos corresponde al "índice de vulnerabilidad del puente".

SUMMARY

The aim of this paper is to develop a simple model to assess vulnerability of bridges. This model was especially made for areas where current reports of seismic damages of bridges do not exist. The method is based on the identification of the most influential characteristics associated with the damage in a bridge under the action of an earthquake. The evaluation of these characteristics was carried out by means of the determination of nineteen parameters. A vulnerability

degree and an importance value based on the opinion of experts was assigned to each of the 19 parameters. Due to the imprecision and subjectivity of the opinions, these data were processed by using fuzzy techniques. Once each one of the parameters was qualified, the qualifications of the parameters were related to their value of importance by means of a fuzzy weight average. The result of this relationship, according to techniques based on fuzzy sets, is the "bridge vulnerability index".

Palabras Claves: Puentes, vulnerabilidad, conjuntos difusos, índice de vulnerabilidad.

INTRODUCCIÓN

Al ser los puentes una de las partes más importantes dentro de la infraestructura viaria de un país, surge la necesidad de estudios conducentes a la valoración de su vulnerabilidad sísmica. Además, no se debe ignorar que durante largos períodos de servicio, los puentes existentes pueden estar expuestos a serios problemas sísmicos y, en muchos casos, si el sismo es suficientemente fuerte, la estructura puede alcanzar incluso el colapso.

Sin embargo, los estudios de vulnerabilidad son muy recientes, y debido a su importancia, se han convertido hoy en día en uno de los principales frentes de investigación en ingeniería sísmica en todo el mundo. La mayoría de los estudios de vulnerabilidad de puentes están basados en datos obtenidos

a partir de inventarios actualizados de las estructuras y de daños registrados ante efectos sísmicos; estudios que sólo son aplicables a las zonas de donde provienen los datos obtenidos. Por esta razón es muy importante proponer una metodología adaptable a regiones donde no se cuente con suficiente información sobre daños de puentes.

El objetivo principal de esta investigación es presentar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los puentes de un área determinada. El método se basa en la definición de las características más relevantes de un puente que pueden influir en su vulnerabilidad sísmica y, basándose en la opinión de expertos, valorar la influencia de cada parámetro. Las características citadas se han determinado mediante la elección de diecinueve parámetros, obtenidos de estudios realizados relativos al comportamiento sísmico de puentes, experiencias posterremoto, estudios de modelos existentes y opiniones de expertos. Los parámetros se clasificaron de acuerdo a cuatro condiciones de calidad, a las que se les asignó un grado de vulnerabilidad determinado y, a su vez, a cada parámetro se le definió su valor de importancia. Estos grados de vulnerabilidad y valores de peso se identificaron a partir de opiniones de expertos.

Dado que el modelo propuesto involucra opiniones de expertos y su posterior aplicación se basa en la respuesta de un formulario donde se califica cada parámetro, se decidió utilizar técnicas basadas en conjuntos difusos. Dentro de los conjuntos difusos se utilizó el peso promedio ponderado difuso como medio para el cálculo del "*índice de vulnerabilidad sísmica de puentes*". Este índice es la relación entre el grado de vulnerabilidad de cada parámetro y su valor de importancia.

El modelo se calibró utilizando una muestra de trece (13) puentes, afectados por el sismo de Northridge del 17 de Enero de 1994, y que presentaban distintos grados de daño. Esta calibración se presenta en la segunda parte del artículo.

1. PARÁMETROS DEL MODELO

La identificación de los parámetros más influyentes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente, se efectuó en base a cuatro estudios realizados: 1) estudios sobre comportamiento sísmico de puentes [1] [2], 2) metodologías existentes de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes [3], 3) experiencias posterremoto y 4) opiniones de expertos. Con los puntos 1, 2 y 3 se determinaron los parámetros más importantes en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de puentes y con el punto 4, opiniones de expertos, se corroboró y complementó el trabajo realizado hasta el momento.

A continuación, se expone cada uno de los cuatro estudios realizados para la definición de los parámetros que determinan la vulnerabilidad sísmica de puentes en el modelo propuesto.

Estudios sobre comportamiento sísmico de puentes. En los estudios de comportamiento sísmico de puentes presentados en [1] [2], se estudian las características estructurales de los puentes que definen su respuesta ante la acción sísmica.

Es así como en este apartado tan sólo se describen las conclusiones de los aspectos que son de interés en el presente trabajo. Para plasmar estas conclusiones, se estudió una pequeña pero representativa muestra de puentes, la cual sirvió para definir algunos de los parámetros que influyen en la respuesta dinámica de la estructura y que, por lo tanto, van a jugar un papel importante en el momento que se presente el daño en la estructura.

La muestra de puentes de los que se sacaron algunos parámetros, está compuesta de seis puentes, cuatro corresponden a estructuras que en el momento de realizar su estudio estaban muy próximas a su construcción y dos estructuras ya existentes. Por ello, sobre las estructuras proyectadas pero sin construir se pudo realizar un análisis más completo, de tal manera que las conclusiones sirvieran para las decisiones finales en su proyecto y construcción. En las estructuras existentes se evaluó el comportamiento de la estructura realizando análisis dinámicos que permitieron observar la influencia en la respuesta dinámica de sus elementos como, por ejemplo, las pilas, apoyos y juntas.

Los parámetros con un mayor grado de influencia respecto a la respuesta sísmica fueron los siguientes: existencia de articulaciones internas, tipo de pila, tipo de cimentación, sistema de apoyo de superestructura a subestructura, forma de la superestructura y regularidad longitudinal del puente.

Metodologías existentes de evaluación sísmica de puentes. De las diferentes metodologías existentes de evaluación sísmica que involucran modelos de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes, se escogieron cinco [4] [5] [6] [7] [8], realizándose un estudio comparativo entre los distintos parámetros considerados en sus modelos.

Luego, se eligieron algunos parámetros considerados en más de un modelo, siendo éstos: tipo de estribo, tipo de superestructura, tipo de subestructura, ángulo de esviaje, tipo de cimentación en pilas y estribos, historia de mejoramiento sísmico del puente, año de proyecto, armadura de las pilas, longitud de apoyos, existencia de articulaciones internas, irregularidad en geometría y rigidez, condición de sitio, potencial de licuefacción y tipo de apoyos. El valor de la aceleración máxima en el sitio del puente no se seleccionó dado que el modelo a proponer no pretende llegar hasta la evaluación del daño de la estructura.

Experiencias posterremoto. De lo aprendido de sismos pasados, en lo referente a puentes, se pueden extraer las características que los hicieron vulnerables frente a la acción sísmica. Para ello, se escogieron cuatro sismos los cuales causaron daños significativos en los puentes. Los sismos analizados son: el de **San Fernando** en 1971, **Loma Prieta** en 1989, **Northridge** en 1994 y **Kobe** en 1995.

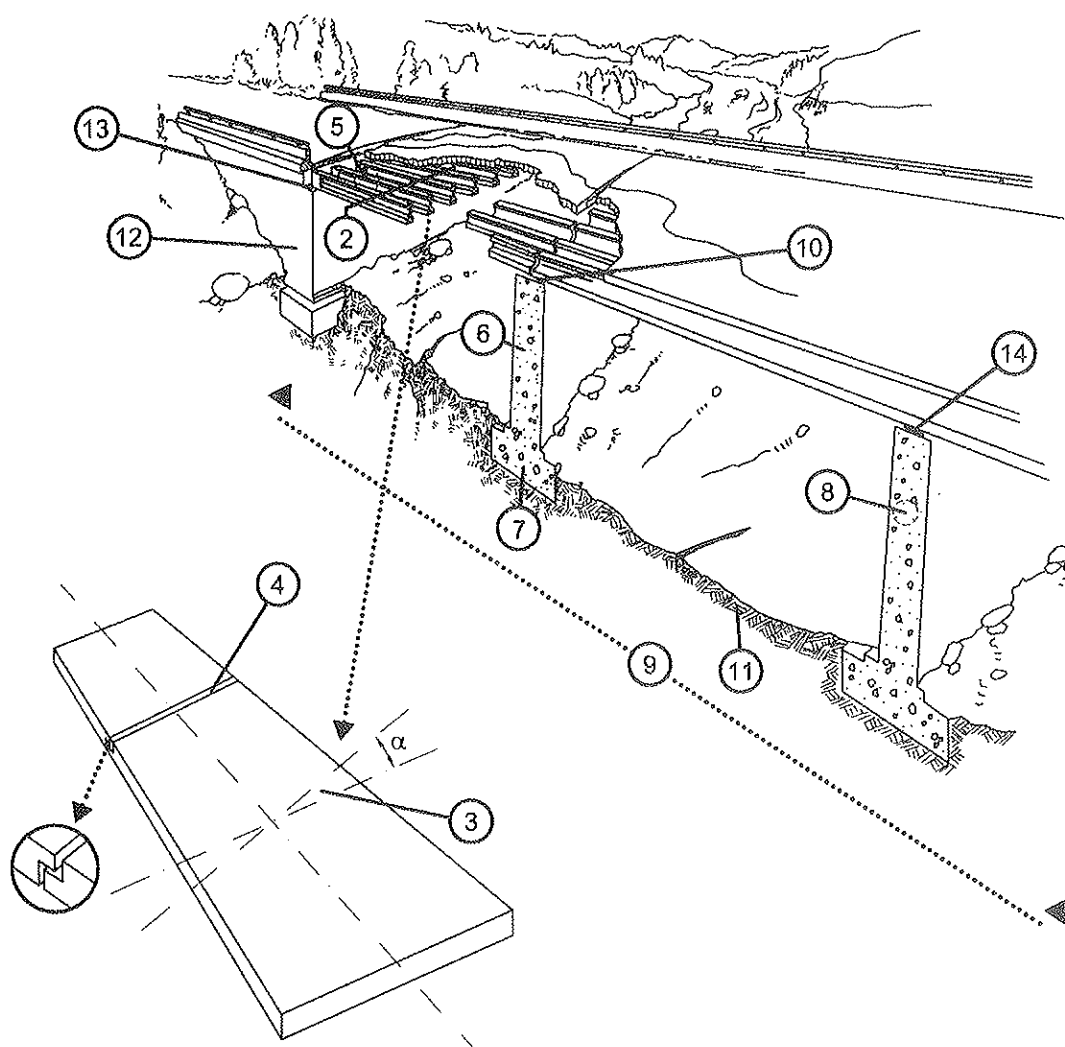
Al comparar los daños causados en los puentes por cada uno de los cuatro sismos anteriores, se determinan las características (parámetros) que hicieron que estas estructuras fuesen más vulnerables frente a la acción del sismo: armadura en las pilas, especificaciones del proyecto, tipo de estribo, forma de la superestructura (ángulo de esviaje), detalle de uniones, existencia de articulaciones internas, longitud de apoyos y tipo de pilas.

Opinión de expertos. Basados en los tres puntos citados anteriormente se realizó una primera selección de diecisiete (17) parámetros (año de proyecto y construcción del puente, tipo de superestructura, forma de la superestructura, existencia de articulaciones internas, material de la superestructura, tipo de pila, tipo de cimentación, material de las pilas, irregularidad longitudinal en geometría y rigidez, longitud de apoyo en pilas, tipo de suelo, tipo de estribo, longitud de apoyo en estribos, tipo de aparato de apoyo, estado de conservación del puente, procedimiento constructivo de la superestructura y procedimiento constructivo de las pilas), los cuales se dividieron, a su vez, en varias categorías; y, de esta manera, se pidió la opinión a cincuenta (50) expertos acerca de su consideración, grado de vulnerabilidad y valor de importancia. De

los cincuenta (50) expertos se recibieron veinticinco respuestas (25) y, con sus aportaciones, se redefinieron los parámetros a considerar, quedando finalmente diecinueve (19) parámetros.

Los expertos en sus opiniones, consideraron que otros parámetros podrían ser importantes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Estos fueron analizados y reconsiderados en los ya propuestos, ya que muchos podían involucrarse en las categorías formuladas para cada parámetro, considerándose algunos de ellos como nuevos parámetros.

Basados en los cuatro estudios realizados, anteriormente resumidos, se seleccionaron 19 parámetros, ver Figura 1:



- | | |
|--|---|
| 1. Año de diseño y construcción del puente | 11. Tipo de suelo |
| 2. Tipo de superestructura | 12. Tipo de estribo |
| 3. Forma de superestructura | 13. Longitud de apoyo en estribos |
| 4. Existencia de articulaciones internas | 14. Tipo de aparato de apoyo |
| 5. Material de superestructura | 15. Estado de conservación del puente |
| 6. Tipo de pila | 16. Procedimiento constructivo de la superestructura (hormigón) |
| 7. Tipo de cimentación | 17. Procedimiento constructivo de las pilas (hormigón) |
| 8. Material de las pilas | 18. Potencial de licuefacción |
| 9. Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez | 19. Elementos no estructurales |
| 10. Longitud de apoyo en pilas | |

Figura 1. Parámetros del Modelo.

2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO

El método propuesto constituye una descripción completa de la información necesaria para la obtención de una expresión cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de puentes denominada "*Índice de vulnerabilidad*". El cálculo de este índice se basa en la identificación de un número de parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción sísmica, y en la relación existente entre estos parámetros y sus valores de importancia.

Dado que el modelo proviene de opiniones de expertos, que en algunos casos puede ser subjetiva e imprecisa, se utilizaron técnicas de conjuntos difusos [9]. La aritmética difusa [10] se ha empleado para relacionar las calificaciones de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia. El método tradicional de combinación de varias piezas de información difusas, con desigual importancia o pesos, es el llamado "*peso promedio*" y es el utilizado en esta investigación para calcular el "*índice de vulnerabilidad sísmica de puentes*", expresándose como:

$$I \cdot V_j = \frac{\sum_{i=1}^{19} W_i K_i}{\sum_{i=1}^{19} W_i} \quad (1)$$

Donde $I \cdot V_j$ es el índice de vulnerabilidad sísmica del puente j , K_i es una medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro i . Los valores W_i son una medida de la opinión de la importancia asociada al parámetro i respecto a los demás parámetros.

3. ALGORITMO PARA EL CÁLCULO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El cálculo del peso promedio difuso para la evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes se realizó de la siguiente forma:

1) Traslación de las variables de calificación de cada una de las condiciones de calidad de los diecinueve parámetros a conjuntos difusos, mediante la definición de las correspondientes funciones de pertenencia. Estas funciones se construyeron a partir de las opiniones de expertos.

2) Conversión de las variables de importancia de cada parámetro a conjuntos difusos mediante las funciones de pertenencia. De igual manera que en el punto anterior, estas funciones de pertenencia se elaboraron en base a la opinión de expertos.

3) Combinación de las variables de calificación y las variables de importancia difusas para obtener un conjunto difuso que represente el sistema completo, mediante la expresión 1. Esta combinación da como resultado un conjunto difuso llamado "*índice de vulnerabilidad*".

4) Transformación del conjunto difuso resultante, "*índice de vulnerabilidad*", a una expresión lingüística como "*nada*", "*poco*", "*medianamente*", "*muy*" y "*absolutamente*" vulnerable. La transformación de un conjunto difuso a una expresión lingüística natural es un proceso relativamente simple, el cual involucró la determinación de la distancia del conjunto difuso resultante a cada uno de los conjuntos difusos que representan las expresiones lingüísticas citadas. La mínima distancia entre el conjunto difuso resultante y los conjuntos difusos que representan las variables lingüísticas, es la expresión lingüística a la que se le asocia el índice de vulnerabilidad calculado.

5) Asociación a la variable lingüística del índice de vulnerabilidad calculado de un valor numérico no difuso. Esto se ha hecho escogiendo como valor numérico de índice el máximo de la función de pertenencia resultante del cálculo del peso promedio difuso.

4. VARIABLES LINGÜÍSTICAS UTILIZADAS

En el algoritmo de desarrollo para el cálculo del índice de vulnerabilidad mediante la utilización de opiniones de expertos fue necesario definir adecuadamente las variables lingüísticas para describir los diferentes grados de vulnerabilidad.

Investigaciones sobre evaluación del daño de estructuras o evaluación del estado de estructuras afectadas por el sismo [11] [12], en las cuales el uso de la forma lingüística se maneja mediante teoría difusa, han servido de base para la definición de las variables utilizadas en este estudio.

Estas variables lingüísticas han sido utilizadas para calificar cada una de las condiciones de calidad impuestas a cada parámetro. A su vez, se han empleado también para asociarle a cada función de pertenencia del índice de vulnerabilidad calculado un cierto grado de vulnerabilidad.

Así pues, las variables lingüísticas naturales seleccionadas para calificar los grados de vulnerabilidad son "*nada*", "*poco*", "*medianamente*", "*muy*" y "*absolutamente*" vulnerable. Cada variable requirió la asignación de un valor numérico, escogiéndose arbitrariamente una escala comprendida entre 0 y 9 para identificar cada grado de vulnerabilidad.

Los valores numéricos asignados a cada variable para la materialización de las encuestas fueron:

0	NADA Vulnerable
3	POCO Vulnerable
5	MEDIANAMENTE Vulnerable
7	MUY Vulnerable
9	ABSOLUTAMENTE Vulnerable

Posteriormente, los valores citados se representaron por medio de conjuntos difusos compuestos de valores numéricos. En esta investigación, los conjuntos difusos que representan

las variables relativas al grado de vulnerabilidad, se asumen como:

Nada	=	$\{1 0, 0 0\}$
Poco	=	$\{0 0, 1 3, 0 5\}$
Medianamente	=	$\{0 3, 1 5, 0 7\}$
Muy	=	$\{0 5, 1 7, 0 9\}$
Absolutamente	=	$\{0 7, 1 9\}$

Siendo de la forma:

$$\mu = \{ m(x) / x \} \quad (2)$$

Donde $m(x)$ denota el grado de pertenencia de x , definiendo x como el universo de la vulnerabilidad del puente en los conjuntos difusos.

Para la definición de las funciones de pertenencia de las variables que definen el grado de vulnerabilidad del puente se toma solamente el universo formado por los valores 0, 3, 5, 7 y 9. El involucrar más elementos en el universo ayudaría a representar mejor la cantidad de interés, no obstante, también involucraría una mayor manipulación aritmética en los cálculos. Por ello, se eligió tomar el conjunto difuso con sólo los cinco elementos citados.

La representación gráfica de las funciones de pertenencia de las variables lingüísticas utilizada en este estudio es la expuesta en la figura 2.

5. Realización de encuestas a los expertos

Una vez identificados los diferentes parámetros que pueden influir en la vulnerabilidad de los puentes y los distintos aspectos a considerar dentro de cada parámetro, se continuó con la determinación de la calificación de cada parámetro. Para este fin se consideró la opinión de expertos en el tema.

Las opiniones fueron recopiladas mediante la realización de dos encuestas. La primera tenía como finalidad obtener las calificaciones de los parámetros y, la segunda, la determina-

ción del valor de importancia de cada parámetro dentro de la determinación de la vulnerabilidad total del puente. Para las calificaciones de los parámetros, cada uno de ellos se dividió en tres o cuatro condiciones de calidad y, de cada uno de ellos, se preguntó el grado de vulnerabilidad que se creía era el más conveniente.

Con la finalidad de obtener información fiable en las respuestas de las encuestas, se buscaron ingenieros expertos en los temas de puentes y vulnerabilidad sísmica. No siendo tarea fácil, se decidió ampliar el ámbito de expertos fuera de España, enviando las encuestas a otros países de América como Colombia, México, Ecuador y Venezuela.

La elección de una muestra de expertos fue una tarea laboriosa y delicada, ya que se pretendía que los especialistas contaran con un buen conocimiento del tema, una adecuada experiencia en el campo de trabajo y disponibilidad en el momento de responder las encuestas. La muestra total estuvo formada por cincuenta (50) expertos, el número de encuestas enviadas a cada uno de los cinco países fueron diferentes, dado que la base de datos de los expertos con la que se contaba en el momento de enviar las encuestas no era homogénea en cantidad de expertos por país.

Las encuestas fueron pensadas y elaboradas buscando que fueran breves, concisas y claras. Se construyeron en forma de tablas para facilitar la forma de respuesta y, al mismo tiempo, para organizar la información de tal manera que el encuestado no perdiera el sentido de la pregunta.

Las encuestas fueron, como se ha citado, dos: la primera tenía como finalidad el comparar el grado de vulnerabilidad ("nada", "poco", "medianamente", "muy" y "absolutamente" vulnerable) de cada una de las clasificaciones (A, B, C y D) para un determinado parámetro K_i y asignar a cada división un grado de vulnerabilidad; la segunda, tenía como propósito el conocer la importancia relativa que existe entre los diferentes parámetros. En la Figura 3 se presenta el modelo de la primera encuesta para el primer parámetro.

Durante algunos meses se estuvo a la espera de la respuesta y una vez recibidas las mínimas deseadas, se dio paso al procesamiento de los datos recibidos. Los datos una vez adquiridos, se tomaron en su totalidad como aceptables, dada la fiabilidad de las respuestas por parte de los expertos. De esta

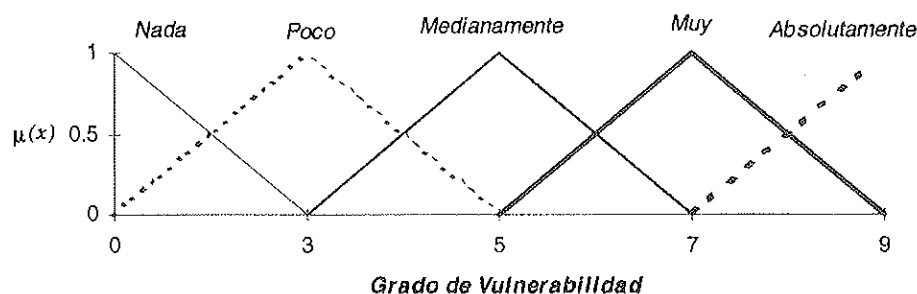


Figura 2. Funciones de pertenencia de las variables lingüísticas "nada", "poco", "medianamente", "muy" y "absolutamente" vulnerable.

PRIMERA ENCUESTA

PRÓPOSITO DEL CUESTIONARIO: El propósito de este cuestionario es comparar el grado de vulnerabilidad de cada una de las clasificaciones (**A**, **B**, **C** y **D**) dentro del parámetro K_1 respectivo.

INSTRUCCIONES DE LLENADO: A continuación se presenta una tabla la cual contiene los parámetros K_i que se cree influyen en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de un puente, y sus correspondientes clasificaciones **A**, **B**, **C** y **D**. Cada una de estas clasificaciones deberá ser llenada de acuerdo a la siguiente escala de valores dado el grado de vulnerabilidad que considere para cada clasificación:

NADA Vulnerable	0
POCO Vulnerable	3
MEDIANAMENTE Vulnerable	5
MUY Vulnerable	7
ABSOLUTAMENTE Vulnerable	9

$K_1 = \text{AÑO DE PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE}$		
A	Después de 1995.	
B	Entre 1975 y 1994.	
C	Entre 1968 y 1974.	
D	Antes de 1968.	

Figura 3. Modelo de la primera encuesta para el parámetro K_1 .

manera, se utilizaron todas las respuestas para el desarrollo del modelo.

De los cincuenta expertos a los que se les envió las encuestas, correspondientes a cinco países, se obtuvo una buena cantidad de respuestas. Veinticinco expertos (50%) enviaron sus opiniones. El visto bueno de las encuestas fue aceptable en todos los países, pero dado el mayor número de encuestas enviadas a Colombia, fue de este país de donde se obtuvo la mayor cantidad de respuestas.

6. CONSTRUCCIÓN DE LAS FUNCIONES DE PERTENENCIA

Para la construcción de las funciones de pertenencia se aprovechó la información de las respuestas de las encuestas obtenidas de 25 expertos de los cinco países. Los valores de

pertenencia se calcularon en base al número de respuestas favorables de cada clasificación particular [13].

Dada la subjetividad y ambigüedad de las opiniones de los expertos, muchas de las respuestas estuvieron encasilladas en los grados de vulnerabilidad de "poco" a "medianamente" vulnerable. De ahí, que las funciones de pertenencia construidas inicialmente se corrigieron de acuerdo con la forma de cálculo de índice de vulnerabilidad propuesto. Corrección que involucro, a su vez, la comparación de las opiniones de los especialistas con las respuestas esperadas, de acuerdo a los estudios de comportamiento sísmico de los elementos de un puente, en cuanto al grado de vulnerabilidad de las condiciones de calidad de los parámetros. Esta comparación no se pudo realizar con todos los parámetros, pero si con los de mayor importancia en la definición de la vulnerabilidad sísmica.

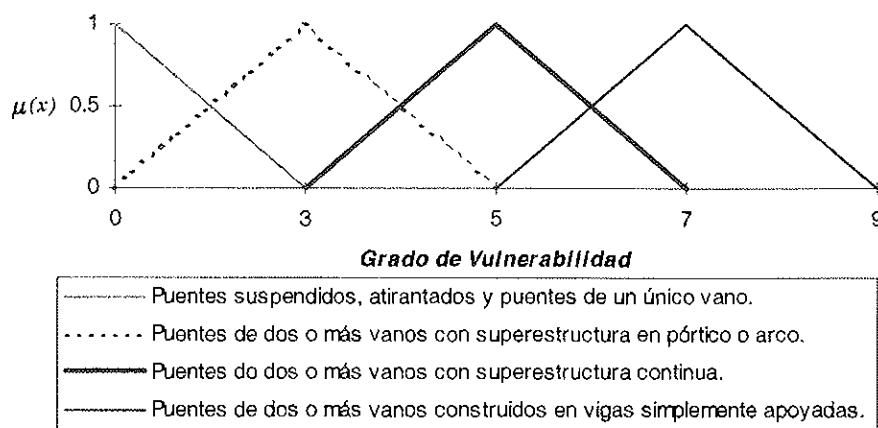


Figura 4. Función de pertenencia del grado de vulnerabilidad del parámetro "tipo de superestructura".

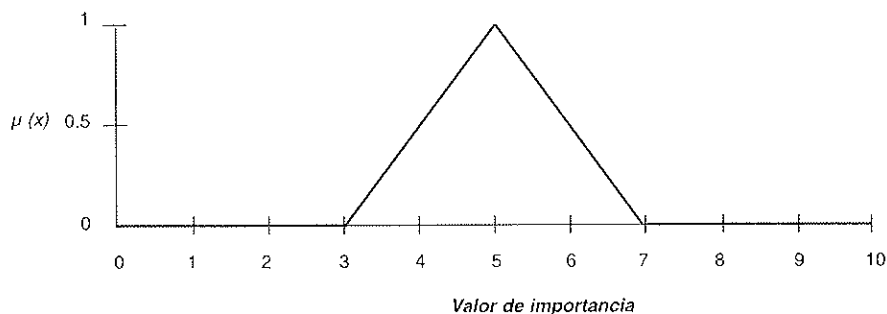


Figura 5. Función de pertenencia del valor de importancia para el parámetro "Tipo de superestructura".

Al mismo tiempo, las funciones se fueron corrigiendo en la medida que se utilizaban en el cálculo del índice de vulnerabilidad, bien de puentes reales o hipotéticos.

Corregidas las funciones de pertenencia de las calificaciones, éstas se incorporaron dentro del algoritmo para el cálculo del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes. Como ejemplo, en las figuras 4 y 5 se presentan las funciones de pertenencia para las clasificaciones de uno de los diecinueve parámetros, el K_2 denominado "tipo de superestructura".

7. Forma de aplicación del método

Para la aplicación del modelo, es necesario contar con el inventario previo de la muestra de puentes. Este inventario se realiza mediante el "formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes". El formulario contiene todos los parámetros necesarios para la determinación del índice de vulnerabilidad del puente respectivo. Tan sólo se requiere que el evaluador asigne a cada parámetro su respectiva calificación. Una vez obtenidas todas las calificaciones (**A**, **B**, **C** y **D**) de cada uno de los diecinueve parámetros analizados del puente, se procede al cálculo del "índice de vulnerabilidad", **I.V.**

El formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica constituye una descripción completa de los datos necesarios para obtener el "índice de vulnerabilidad". En base a la experiencia de los expertos y al estudio de los autores del método, como se expuso anteriormente, se han identificado diecinueve parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufriría un puente sujeto a la acción sísmica. Algunos de estos parámetros son puramente subjetivos, mientras que los restantes se obtienen a partir de mediciones o cálculos simplificados que aseguran versatilidad y agilidad a la evaluación del índice de vulnerabilidad. Cada parámetro se clasifica en el formulario mediante una escala de **A** a **D** en forma decreciente, conforme la calidad del parámetro vaya también decreciendo.

Para la construcción del formulario, se tomó como base algunos ya existentes para inventarios de puentes y, a partir de ellos y de los datos necesarios para el cálculo del índice de vulnerabilidad, se construyó el formulario de levantamiento sísmico de puentes. El formulario se desarrolla en dos partes. En la primera, se detalla la información general de los puentes, tal como su denominación, la localización geográfica, la carretera soportada por el puente, la carretera que cruza bajo

el puente, el propietario, el tipo de paso, los ensanches, las ampliaciones y lo más importante, la calificación de los parámetros que influyen en su vulnerabilidad. La segunda parte del formulario corresponde a los "comentarios", y se elaboró con la finalidad de servir de guía en la respuesta a las preguntas del formulario.

Se intenta que el formulario sea fácil de cumplimentar, partiendo de datos de inventarios existentes o de información que pueda adquirirse fácilmente a partir de la inspección visual del puente. En la Figura 6 se presenta parte del formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

8. Programa **INDICE** para la evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes

Construidas las funciones de pertenencia para cada una de las tres o cuatro clasificaciones de cada uno de los parámetros y determinadas las funciones de pertenencia de los valores de importancia, se calculó el "índice de vulnerabilidad" utilizando la expresión de peso promedio difuso de la ecuación 1.

El cálculo de este índice involucra una serie de operaciones aritméticas con conjuntos difusos como la suma, el producto y la división. A su vez, en la transformación de los conjuntos difusos a una variable lingüística se incorpora el cálculo de la distancia mínima entre conjuntos difusos, todo ello sin obviar el control que se debe realizar a cada operación aritmética para que cumplan con la propiedad de convexidad y normalización. El programa **INDICE** se elaboró con el fin de incorporar todas las operaciones necesarias para el cálculo del peso promedio difuso definiendo el índice de vulnerabilidad. Las funciones de pertenencia, ya construidas, se convierten en la base de datos del programa y con la respuesta al formulario de levantamiento del puente, se escogen las funciones respectivas y se realiza el cálculo del índice.

El programa **INDICE** se estructura en tres módulos básicos y una base de datos (Figura 7). Los tres módulos son: 1) Inicialización del análisis, 2) Evaluación del índice de vulnerabilidad y 3) Análisis de los resultados. Estos módulos se alimentan a partir de la base de datos que contiene los datos de los puentes y las funciones de pertenencia requeridas para el cálculo del índice de vulnerabilidad. A continuación, se expone brevemente el algoritmo desarrollado a partir de estos tres módulos:

FORMULARIO DE LEVANTAMIENTO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	
DATOS GENERALES	
1. LOCALIZACIÓN Denominación P.K. Coordenadas x y Término Municipal : Provincia : Población anterior : Población posterior : Propietario :	
EVALUACIÓN PARÁMETROS ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	
1. AÑO DE PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE A Después de 1995 [] B Entre 1975 y 1994..... [] C Entre 1968 y 1974..... [] D Antes de 1968..... []	
2. TIPO DE SUPERESTRUCTURA A Puentes suspendidos, puente atirantados, puentes de un único vano [] B Puentes de dos o más vanos en sistema pórtico o arco [] C Puentes de dos o más vanos con superestructura continua [] D Puentes de dos o más vanos en vigas simplemente apoyadas []	
3. FORMA DE LA SUPERESTRUCTURA A Puentes rectos (cero grados de esviaje) [] B Puentes esviados menos de veinte grados [] C Puentes esviados entre veinte y cuarenta y cinco grados [] D Puentes con ángulo de esviaje mayor a cuarenta y cinco grados. Puentes curvos []	

Figura 6. Parte del formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

1) **Inicialización del análisis.** En este módulo se define la muestra de puentes a trabajar.

2) **Evaluación del índice de vulnerabilidad para el puente $P(j)$.** El cálculo del índice de vulnerabilidad esta incorporado en este módulo. Aquí se lee el formulario de levantamiento del puente $P(j)$, se hacen las respectivas operaciones aritméticas difusas necesarias para calcular el índice de vulnerabilidad. Efectuada cada operación, el programa **INDICE** controla que se cumplan las propiedades de convexidad y normalización. En caso de no cumplirse, corrige la función antes de continuar con los siguientes cálculos.

En el momento que **INDICE** lee los datos del puente $P(j)$, selecciona las funciones de pertenencia respectivas a las calificaciones asignadas a cada parámetro.

3) **Análisis de resultados del puente $P(j)$.** Una vez se ha calculado el índice de vulnerabilidad sísmica del puente $P(j)$

mediante la ecuación 1, éste corresponde a un conjunto difuso y se expresa mediante una función de pertenencia. Razón por la cual es interesante y necesario interpretar el resultado obtenido para que así sea de fácil manejo y uso posterior. Este proceso dentro de la teoría de los conjuntos difusos se llama *desfusificación*. El programa **INDICE** tiene dos opciones para realizar este proceso, una es transformar el conjunto difuso en una variable lingüística natural como “nada”, “poco”, “medianamente”, “muy” y “absolutamente” vulnerable. Esto se efectúa por medio de la mínima distancia entre el conjunto difuso de índice de vulnerabilidad y los conjuntos difusos de grados de vulnerabilidad. La segunda opción del programa **INDICE**, es asignarle un valor numérico al conjunto difuso calculado. Esto lo hace el programa escogiendo el valor máximo de la función de pertenencia, es decir el valor de abscisa que le corresponde una ordenada de valor 1.

Base de Datos. En lo referente a la base de datos, el programa **INDICE** necesita de las respuesta de los formularios

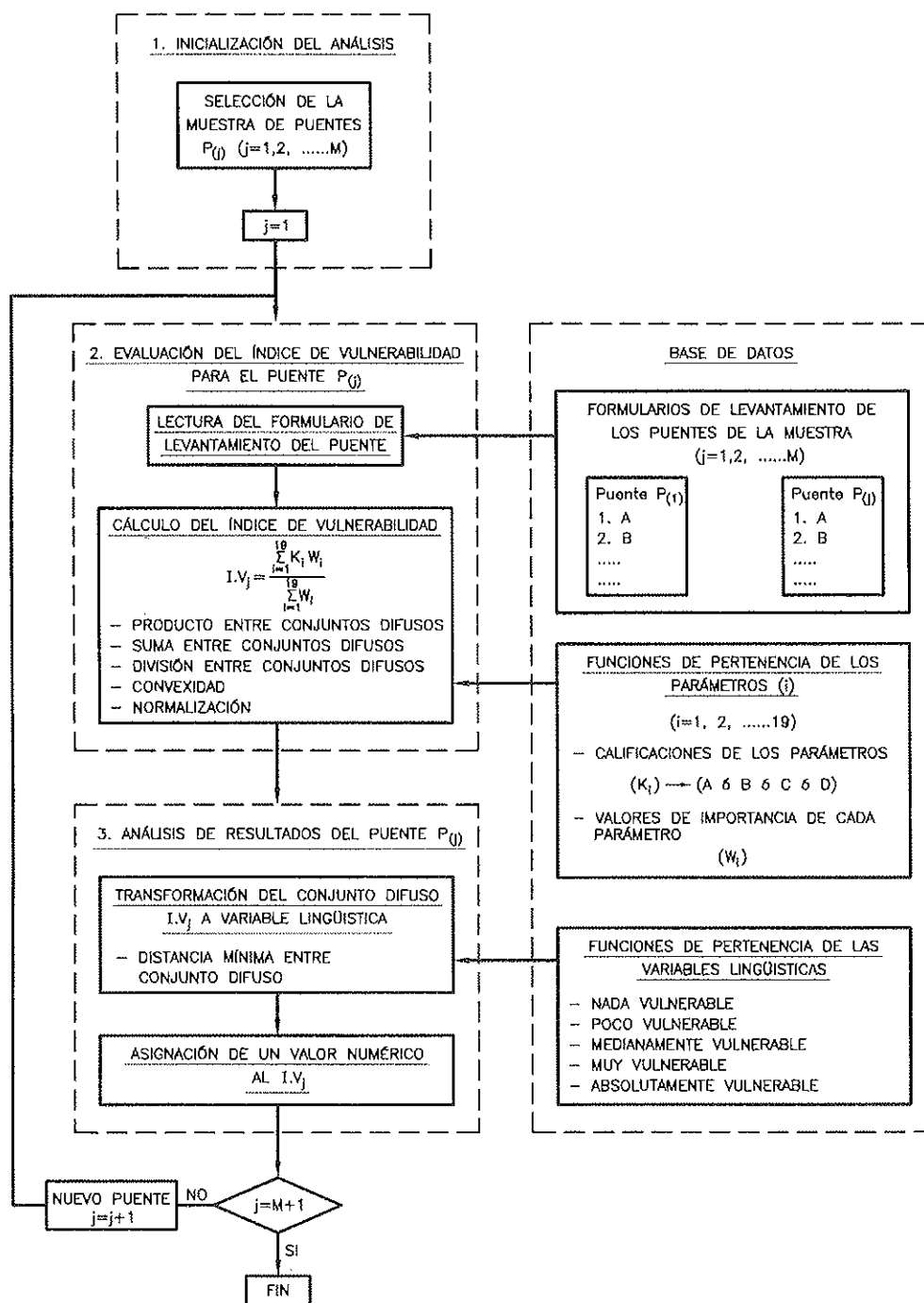


Figura 7. Algoritmo del programa INDICE.

de levantamiento de cada uno de los puentes de la muestra. A su vez, el programa **INDICE** requiere leer las funciones de pertenencia tanto de las calificaciones de los parámetros como de sus valores de importancia. Las funciones de pertenencia de los pesos o valores de importancia permanecen constantes a lo largo del cálculo del índice de vulnerabilidad de varios puentes. Las funciones de pertenencia de las calificaciones de los parámetros varían de acuerdo a la respuesta del formulario del puente en cuestión.

9. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha expuesto un modelo para calcular la vulnerabilidad sísmica de puentes a gran escala y se ha pre-

sentado el desarrollo de la metodología propuesta en todas sus facetas. Las principales observaciones y conclusiones son:

1. El método propuesto constituye una descripción completa de la información necesaria para obtener un cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica de puentes llamado “*índice de vulnerabilidad*”. El cálculo del índice se basa en la identificación de diecinueve parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción del sismo. Definiendo el “*índice de vulnerabilidad*” como la relación existente entre el grado de vulnerabilidad de cada parámetro y su respectivo valor de importancia.

2. Debido a que el modelo considera la opinión de expertos, para definir tanto el grado de vulnerabilidad de los dieci-

nueve parámetros como el valor de importancia de cada parámetro, dentro del cálculo de la vulnerabilidad total del puente, se decidió trabajar con conjuntos difusos, los cuales consideran y manejan de la mejor forma posible la subjetividad e imprecisión de las respuestas de los especialistas. De esta manera, el "índice de vulnerabilidad" propuesto, se calcula a través de un peso promedio difuso, el cual relaciona la medida del grado de vulnerabilidad de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia. Al provenir los resultados de las encuestas de opiniones de expertos, era de esperar que estos resultados fueran subjetivos y con incertidumbres y ambigüedades.

3. El modelo busca ser de un ámbito de aplicación general; sin embargo, su utilización en España y América deben tener en cuenta condiciones de calidad particulares impuestas en unos pocos parámetros. Esto se ideó desde el principio y, por ello, al categorizar cada parámetro, se buscó que fuera factible su utilización en cualquier parte. Sin embargo, el primer parámetro definido "año de especificación de proyecto y construcción" del puente varía de acuerdo a la normativa del país donde corresponda dicho puente. Por esto, éste fue el único parámetro al que se le aplicaron dos tipos de clasificaciones, una para España y otra para los países de América en general.

4. Los parámetros considerados imprescindibles en el momento de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente, según las funciones de pertenencia, son el K_1 (año de proyecto y construcción del puente), K_2 (forma de la superestructura), K_3 (existencia de articulaciones internas), K_4 (irregularidad longitudinal en geometría o rigidez), K_{10} (longitud de apoyo en pilas), K_{11} (tipo de suelo), K_{12} (longitud de apoyos en estribos) y K_{15} (estado de conservación del puente).

5. Con el modelo propuesto, se obtiene un calificativo lingüístico y numérico del índice de vulnerabilidad de un puente además de contarse con la función de pertenencia de dicho índice. El modelo califica al puente entre *nada*, *poco*, *medianamente*, *muy* y *absolutamente* vulnerable. A su vez, le asigna un valor de 0 a 9 del índice de vulnerabilidad, además de la función de pertenencia.

6. En la mayoría de los casos los datos necesarios para aplicar el modelo pueden obtenerse de los inventarios existentes en las Administraciones de Carreteras. Es así, como el método propuesto es de fácil aplicación a partir de pocos datos fáciles de obtener en un puente concreto.

7. El modelo propuesto es una buena herramienta para ser utilizado a gran escala. Con los resultados del modelo, se puede obtener una primera aproximación de la vulnerabilidad de los puentes de una región y, de esta manera los resultados pueden utilizarse para identificar los puentes más necesitados de atención inmediata. Al mismo tiempo, se pueden estimar que puentes requieren un estudio más detallado para identificar exactamente el tipo de tratamiento que requiere.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología)

proyectos AMB98-0558 y TAP1999-1079-C03-01, por la Dirección General de Enseñanza Superior proyecto PB96-0139-C04-03 y, por la colaboración de la Universidad Industrial de Santander (Colombia).

REFERENCIAS

- [1] Maldonado, E., Casas, J.R. y Canas, J.A. "Comportamiento sísmico de puentes regulares". *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **3**(1), 1-18 (1998).
- [2] Maldonado, E., Casas, J. R., Canas, J. A. y Pujades, L.G. *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, Monografía CIMNE IS-27, Barcelona, 107 pg. (1998).
- [3] Maldonado, E., Casas, J.R. y Canas, J.A. *Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes*, Monografía CIMNE IS-28, Barcelona, 97 pg. (1998).
- [4] Kiremidjian, A.A. y Basöz, N. "Evaluation of bridge damage data from recent earthquakes". *Bulletin NCEER*, **11**(2), 1-7 (1997).
- [5] Ren, S. y Gaus, M.P. "GIS Tool for Regional Bridge Seismic Risk Assessment", *Reporte técnico del Departamento de Ingeniería Civil GIS-2*, Departamento de Ingeniería Civil, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 2-22 (1996).
- [6] Dicleli, M. y Bruneau, M. "Quantitative Approach to Rapid Seismic Evaluation of Slab-on-Girder Steel Highway Bridges", *Journal of Structural Engineering*, US, ASCE, **122** (10), 1160-1168 (1996).
- [7] Pezeshk, S., Chang, M., Yiak, K.C. y Kung, H.T. "Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis Shelby County, Tennessee", *Earthquake Spectra*, **9**(4), 803-816 (1993).
- [8] ATC-6-2. Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges, *Applied Technology Council* (1983).
- [9] Maldonado, E., Casas, J. R., Canas, J. A. *Utilización de los conjuntos difusos en modelos de vulnerabilidad sísmica*, Monografía CIMNE IS-39, Barcelona, 89 pg. (2000).
- [10] Tee, A.B. , Bowman, M.D. y Sinha, K.C. "A fuzzy mathematical approach for bridge condition evaluation", *Civil Engineering System*, **5**, 17-24 (1988).
- [11] Souflis, C. y Grivas, D.A. "Fuzzy Set Approach to Linguistic Seismic Load and Damage Assessments", *Journal of Engineering Mechanics*, **112**(6), 605-518 (1986).
- [12] Yao, J.T.P. "Damage Assessment of Existing Structures", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, **106**(EM4), 785-799 (1980).
- [13] Maldonado, E., Casas, J.R. y Canas, J.A. *Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en "Conjuntos Difusos"*, Monografía CIMNE IS-40, Barcelona, 109 pg. (2000).

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes

(Segunda parte: Calibración)

Assessment of the seismic vulnerability of existing bridges (Second part: Calibration)

Esperanza Maldonado Rondón

Universidad Industrial de Santander (Colombia)

Juan Ramón Casas Rius

Universidad Politécnica de Cataluña (España)

José Antonio Canas Torres

Instituto Geográfico Nacional (España)

RESUMEN

Para estudiar la fiabilidad del modelo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes, descrito en la Primera Parte, se realizó su calibración a partir de una muestra de trece puentes que alcanzaron algún nivel de daño durante el sismo de Northridge de 1994 en California. Los puentes escogidos obedecen a estructuras bien documentadas antes y después del sismo, en las que se abarca tanto puentes en hormigón como puentes mixtos. Algunos sufrieron daños que llegaron al colapso y otros tan solo pequeños daños. Los datos necesarios para la calibración requerían una buena documentación de las características estructurales de los puentes, del registro de daños y a su vez, de la respuesta del terreno en cada uno de los sitios donde se encontraban los puentes.

SUMMARY

In order to further check the model of seismic vulnerability assessment of existing bridges, the procedure was applied to the 13 bridges for which damage reports were available. This included bridges damaged in the 1994 Northridge earthquake. The chosen bridges are structures well documented before and after the earthquake, among them, there are concrete bridges and mixed bridges. Some suffered damages that brought them up to collapse and other experienced only small damages. The necessary data for calibration required a good documentation of the structural characteristics of the bridges, damage registration, soil response and "in situ" seismic intensity.

INTRODUCCIÓN

Al Noroeste de la ciudad de Los Angeles, aproximadamente a las 4:30 a.m. del lunes 17 de Enero de 1994, ocurrió un sismo de magnitud 6,8 en la región de Northridge (California), causando grandes daños en una amplia área de la región. Uno de los daños más significativos y dramáticos de los ocurridos fue en los puentes de carretera y autopista, esto sin desconocer que igualmente numerosas edificaciones fueron gravemente afectadas. Hasta tal punto que algunos llaman al sismo de Northridge como el "sismo de los puentes".

Dada la importancia que significó este sismo para el desarrollo de la ingeniería sísmica aplicada a puentes, por las buenas enseñanzas que dejó, los valiosos estudios que se generaron a partir de su ocurrencia, y las innumerables observaciones y datos que se pudieron recopilar después de su acción, Northridge ha sido escogido, en esta investigación, como el sismo para realizar la calibración del método propuesto de *evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes* [1]. A partir de la inmejorable información existente, de este sismo, en lo referente tanto a datos sismológicos como a informes de puentes afectados y no afectados, una muestra de 13 puentes, con grados de daños desde pequeños hasta incluso el colapso de algunos de ellos, fueron seleccionados para desarrollar dicha calibración.

Siete de los trece puentes de la muestra, los cuales fueron severamente dañados, fueron visitados por un equipo de especialistas encabezado por Priestley [2] inmediatamente después del sismo. En esta visita, los daños documentados fueron

analizados posteriormente, tanto para comparar lo observado con lo esperado, como para estimar el nivel aproximado de excitación sísmica; de tal manera que se llegara a encontrar una explicación analítica a los tipos de daños ocurridos. Fue así como, se concluyó que en cuatro puentes, el fallo se atribuyó al resultado de un inadecuado refuerzo a cortante de las columnas, el cual provocó que el daño se ubicara en las pilas, donde las columnas eran más resistentes a flexión y donde a su vez se concentraban fuerzas cortantes elevadas. En otro de los puentes, la pérdida de apoyo en una junta de movimiento de la superestructura, la cual a su vez contaba con un elevado ángulo de sesgamiento, fue la causa del fallo. En otros dos puentes, los mejor diseñados sísmicamente, el fallo se debió a la aparición de articulaciones plásticas localizadas donde las longitudes efectivas de las columnas eran más cortas por razones bien fuera arquitectónicas o por efecto de construcciones anexas a las columnas.

Otro informe publicado por la NCEER [3] presenta los anteriores siete puentes más uno en que los daños fueron menores a pesar de encontrarse muy cerca de los que colapsaron.

Además de los estudios anteriores, se obtuvo información del comportamiento sísmico de cinco puentes mixtos hormigón-acero [4] [5] afectados por el mismo sismo. Estos puentes sufrieron niveles de daño entre leves y moderados, a pesar de encontrarse dentro de la zona que sufrió mayores daños.

Así pues, los 13 puentes seleccionados para realizar la calibración, abarcan estructuras de hormigón y de hormigón-acero, construidas entre los años 60 y 70, de dos ó más vanos, rectos o curvos o sesgados, con articulaciones internas y sin ellas, con diferentes tipologías de pilas, con cimentación en pilotes o con zapatas aisladas y en diversos tipos de suelo. En resumen, la muestra cuenta con una buena variedad de propiedades. Así mismo, son puentes que durante el sismo de Northridge sufrieron distintos niveles de daño, ya que muchos colapsaron y otros fueron clasificados entre puentes que sufrieron daños menores a daños mayores.

Algunos de los puentes de la muestra se encontraban ubicados en un área muy cercana al epicentro del sismo, es decir en la zona más afectada, y otros estaban a casi 25 km. De tal manera que estudiando las intensidades de cada uno de los sitios de ubicación de los puentes, se encontraron siete de ellos afectados por una intensidad de *VIII* y seis de ellos por una intensidad de *IX*.

Es así, como en base a esta gama de puentes, de daños y de intensidades se llegó a construir dos curvas de daño en función de la vulnerabilidad, una para cada intensidad; viéndose claramente que las estructuras más vulnerables fueron las que alcanzaron mayores niveles de daño, poniendo de manifiesto la validación del método descrito en [1].

1. MÉTODO ELEGIDO PARA LA CALIBRACIÓN

En toda investigación donde se proponga un método es necesario que ésta contemple el estudio de su validación o calibración. Solamente se podrá garantizar la veracidad de las

respuestas, obtenidas de la aplicación de un modelo, en el momento que éste sea validado. Aunque, no se debe desconocer la dificultad que en muchos de los casos esto representa; bien por no poderse contar con la suficiente información con la que se pueda hacer un estudio de validación o bien, porque solamente a lo largo de los años el modelo propuesto pondrá de manifiesto su fiabilidad.

Al realizar la calibración o validación de la metodología propuesta se pensó en dos posibles caminos a tomar. Primero, hacerla a partir de datos reales de puentes que hubieren registrado daños durante acciones sísmicas pasadas y segundo, utilizar un método de simulación de daño en puentes, bien sea puente reales o hipotéticos. Finalmente en el presente estudio se decidió tomar la primera alternativa y para ello, se seleccionó una muestra de trece puentes de hormigón y de hormigón-acero, anteriormente citada.

Así pues, para efectuar la calibración a partir de la primera alternativa, es decir partiendo de datos de puentes que hubieren sufrido y registrado diferentes niveles de daños, se desarrollaron los siguientes pasos:

1. Selección de la muestra de puentes.
2. Cálculo del índice de vulnerabilidad de la muestra con la metodología propuesta.
3. Estudio de informes de daño y definición del nivel de daño de cada uno de los puentes de la muestra.
4. Estudio de informes sismológicos con los cuales se determinó la intensidad en cada uno de los sitios de ubicación de los puentes de la muestra.
5. Construcción de las curvas de daño en función del índice de vulnerabilidad, de acuerdo a las intensidades de la muestra.

A continuación se expone brevemente la manera en que se desarrollo cada uno de los anteriores pasos:

1) Selección de la muestra de puentes. La base de datos necesaria requería una buena documentación de las características estructurales de los puentes, del registro de daños y a su vez, de la respuesta del terreno en cada uno de los sitios donde se localizaban los puentes. Por lo anterior, la mejor y más completa documentación disponible fue la de puentes dañados por el sismo de Northridge, ocurrido el 17 de Enero de 1994 en California, Estados Unidos.

Basados en la excelente documentación encontrada [2] [3] [4] [5] [6], se seleccionaron trece puentes, ocho de hormigón y cinco mixtos de acero-hormigón.

2) Cálculo del índice de vulnerabilidad de cada puente. Para cada uno de los puentes, se realizó el inventario utilizando el formulario de levantamiento de vulnerabilidad sísmica y, posteriormente, se le integraron los datos al programa *INDICE*, obteniéndose los índices de vulnerabilidad sísmica de cada uno de los puentes de la muestra.

3) Definición del nivel de daño de cada puente. A partir de los informes de los daños del sismo de Northridge, para

cada uno de los puentes se definió un nivel de daño entre: *nada*, *menor*, *moderado*, *mayor* y *colapso* [3] [6]. Posteriormente, los niveles de daño se transformaron a rangos de índices de daño [7] [8].

4) *Determinación de la intensidad.* A partir de los informes sismológicos se puede definir la aceleración máxima del terreno o la intensidad correspondiente a cada uno de los sitios donde estaban localizados los puentes seleccionados. Los datos que se refieren a la intensidad o a la aceleración máxima de un sismo, son imprescindibles para poder construir las funciones vulnerabilidad-daño para cada grado de intensidad o de aceleración máxima (o cualquier otro parámetro que cuantifique el tamaño del sismo).

En esta investigación, la determinación de las intensidades se realizó inicialmente a partir de los informes existentes relativos a los valores de aceleraciones máximas registradas en los sitios donde se localizaban los puentes [2] y, posterior y definitivamente, se realizó directamente del mapa de intensidades del sismo de Northridge [9].

5) *Construcción de curvas de daño respecto al índice de vulnerabilidad en función de la intensidad.* Definido el nivel de daño de cada puente y calculado su correspondiente índice de vulnerabilidad, se construyeron las curvas de daño-índice de vulnerabilidad para las intensidades correspondientes a las localizaciones de los puentes.

2. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA TOMADA PARA LA CALIBRACIÓN

Como se ha mencionado antes, los puentes de la muestra de calibración corresponden a estructuras de hormigón y de

hormigón-acero, construidos entre los años sesenta y setenta. Algunos de ellos, habían sido intervenidos estructuralmente para mejorar su comportamiento sísmico a lo largo de su vida útil. Sin embargo, corresponden a estructuras que ante el sismo de Northridge del 17 de Enero de 1994, presentaron algún nivel de daño (desde leve a colapso).

Estos puentes estaban ubicados a distancias comprendidas entre 7 y 25 km del epicentro del sismo, localizados sobre las carreteras Interestatales I-5, I-118 e I-10. La Figura 1 muestra la localización de los puentes estudiados y el epicentro del terremoto.

Los puentes de la muestra utilizados para la calibración son:

1. Gavin Canyon Undercrossing
2. Ruta SR-14/I-5 Separation and Overhead
3. Ruta SR-14/I-5 North Connector Overcrossing
4. Bull Creek Canyon Channel
5. Mission-Gothic Undercrossing
6. Balboa Boulevard Overcrossing
7. Fairfax-Washington Undercrossing
8. La Cienega-Venice Undercrossing
9. Pico-Lyons Overcrossing
10. McBean Parkway Overcrossing
11. Valencia Boulevard Overcrossing
12. Santa Clara River
13. Old Road

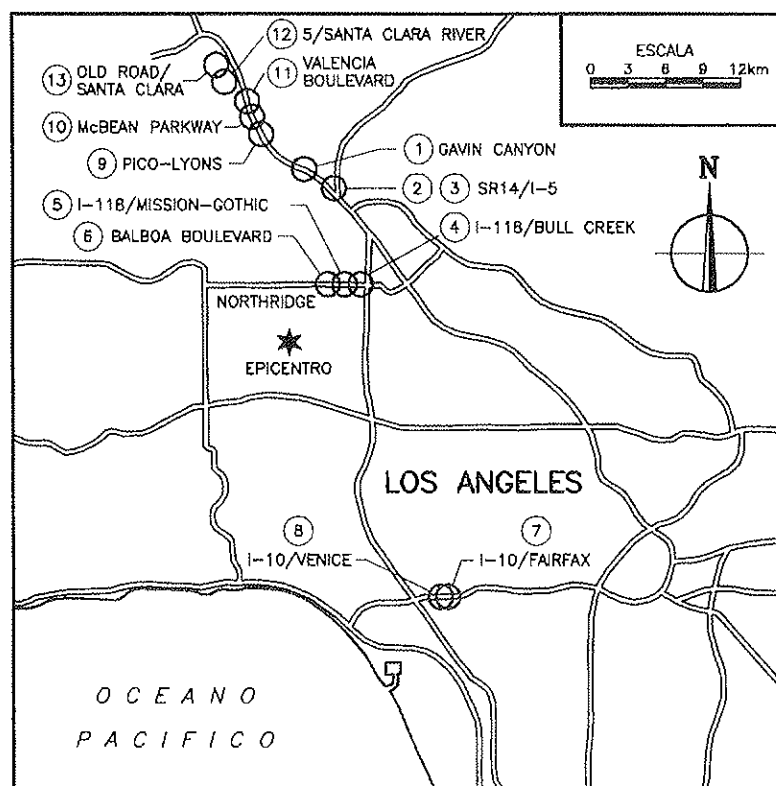


Figura 1. Mapa de localización de los puentes de la muestra.

Se presenta a continuación, los esquemas de cada uno de los anteriores puentes [2] [3] [4] [5]:

1. Gavin Canyon Undercrossing. Estructura formada por dos puentes separados, construidos en 1967. Cada puente consta de cinco vanos configurados en tres pórticos, separados por juntas de expansión. Los estribos, juntas de expansión y las pilas están todos orientados con un ángulo de esviaje aproximadamente de 66 grados respecto a la dirección normal al eje longitudinal del puente (Figura 2).

2. Ruta SR-14/I-5 Separation and Overhead. Este puente cuenta con una longitud total de 482 m y con un ancho de 16 m, no es esviado pero sí curvo. Es una estructura de diez vanos, dividida en cinco pórticos por juntas de expansión ubicadas en el tercero, quinto y sexto vano, como se ilustra en la Figura 3.

3. Ruta SR-14/I-5 North Connector Overcrossing. Este puente fue proyectado entre 1964 y 1966, y estuvo completamente terminado en 1969. Tiene una longitud de 467 m y su

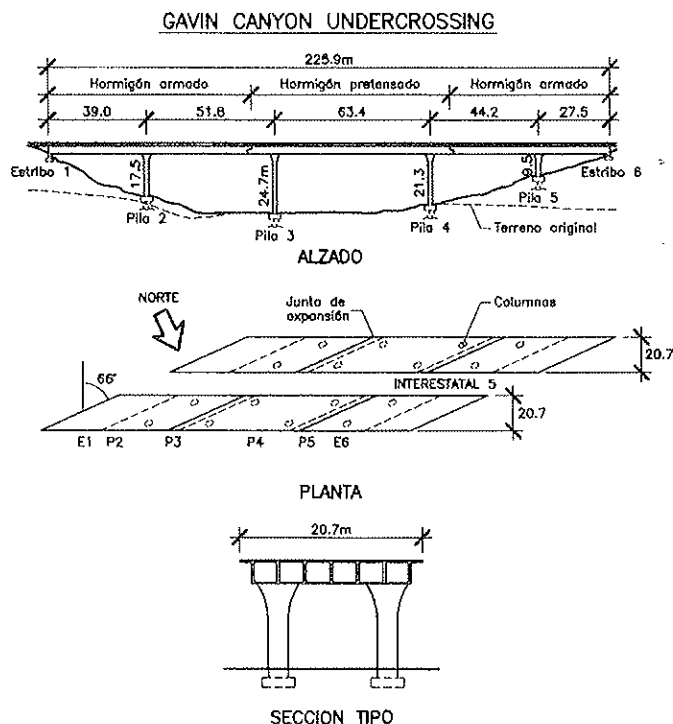


Figura 2. Gavin Canyon Undercrossing.

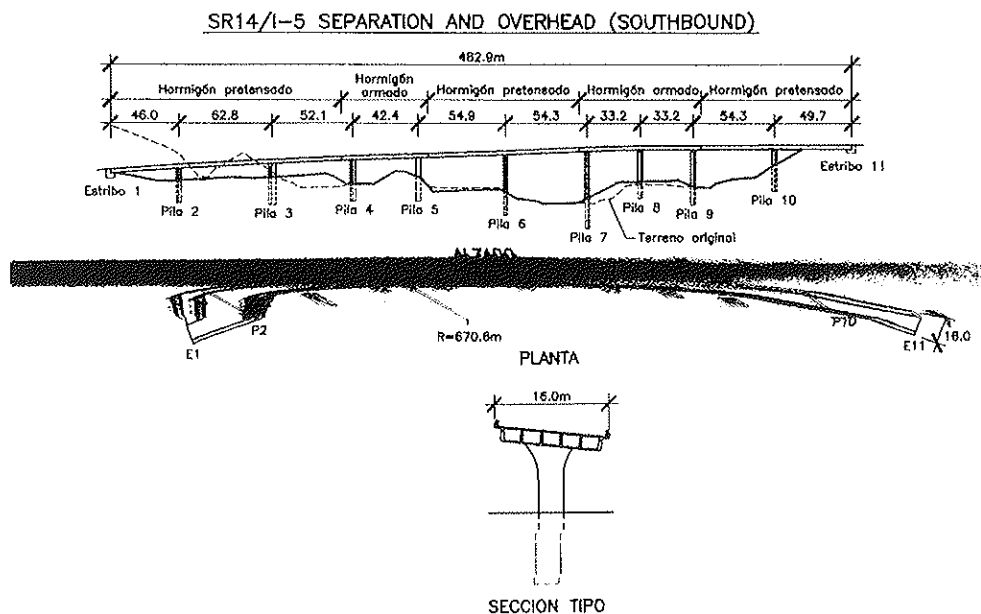


Figura 3. Ruta SR-14/I-5 Separation and Overhead.

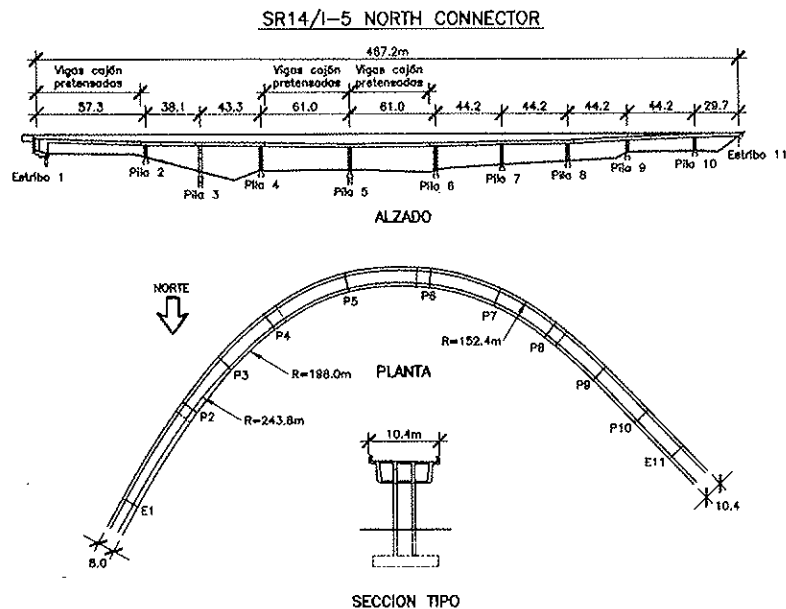


Figura 4. Ruta SR-14/I-5 North Connector Overcrossing.

ancho varía desde 8 m, en el primer vano, a 10.4 a partir del tercer vano. Además, la estructura es curva con un radio variable (Figura 4).

4. Bull Creek Canyon Channel. Fue proyectado entre 1971 y 1973, y su construcción terminó en 1976. El puente está formado por dos estructuras paralelas, separadas longitudinalmente. La estructura para cada puente, consiste en tres vanos, en vigas cajón de trece células de hormigón pretensado. Una particularidad de este puente, es el contar con un alto esviaje que varía de 36 a 47 grados (Figura 5).

5. Mission-Gothic Undercrossing. Fue proyectado en 1973 y terminado de construir en 1976. El puente está formado por dos estructuras paralelas, dos puentes, de 30 m de ancho, construida la superestructura en cajón de hormigón

pretensado. Los estribos están orientados perpendicularmente uno respecto al otro y esviados aproximadamente 45 grados con respecto al eje del puente (Figura 6).

6. Balboa Boulevard Overcrossing. Construido en 1976, el puente es continuo, de dos vanos en viga cajón. Se apoya en los estribos de los extremos y en una pila de tres columnas (Figura 7). Un punto particular, en esta estructura, es la gran cantidad de servicios públicos que transporta.

7. Fairfax-Washington Undercrossing. Se construyó originalmente en 1964 y se restauró posteriormente en 1974 con restricciones en la junta de expansión. El puente consta de dos estructuras, separadas por medio de una junta de expansión a lo largo de ellas (Figura 8). Cuenta con un esviaje que varía de 6 a 47 grados.

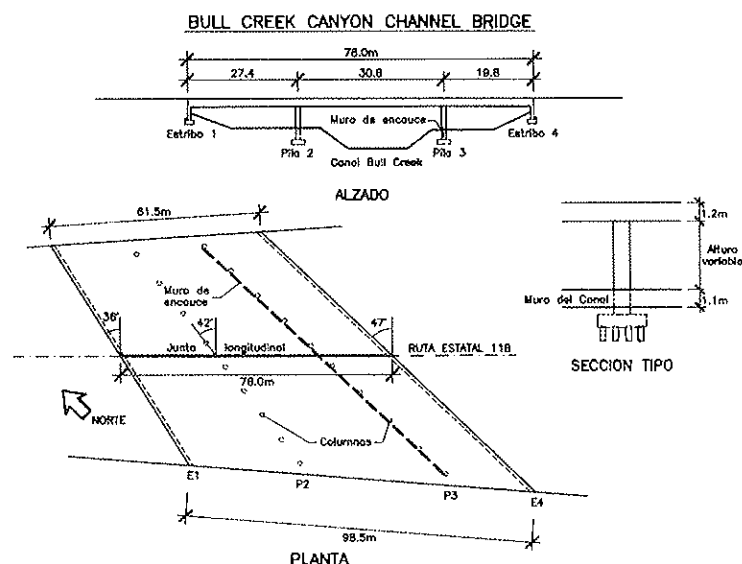


Figura 5. Bull Creek Canyon Channel.

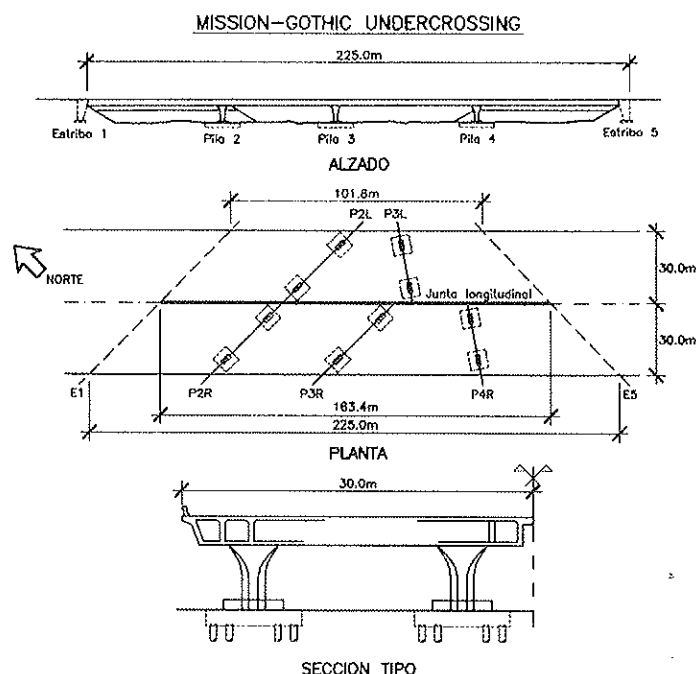


Figura 6. Mission-Gothic Undercrossing.

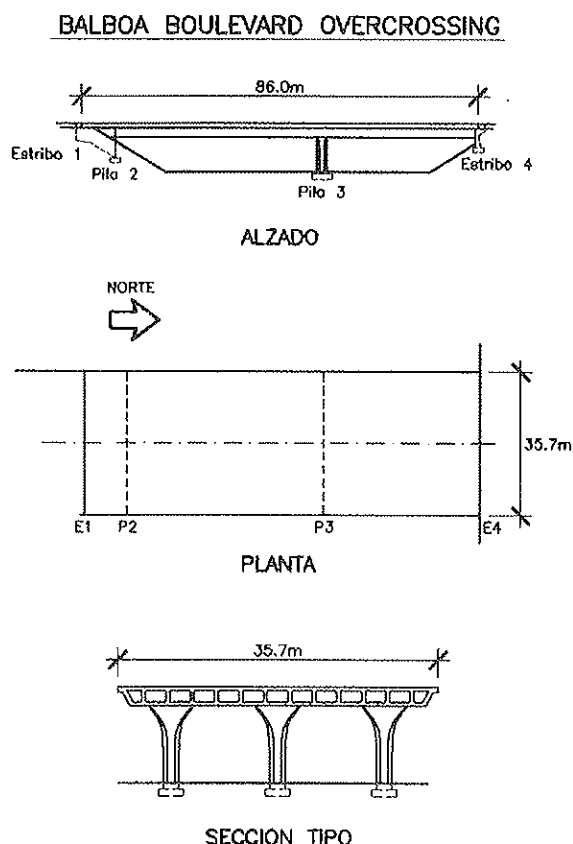


Figura 7. Balboa Boulevard Overcrossing.

8. La Cienega-Venice Undercrossing. Estructuralmente es semejante al Fairfax-Washington, pero más complejo. El puente se construyó, originalmente, en 1964 y fue reestructurado con cables de restricción en 1978. Esta estructura está formada por dos puentes paralelos que están formados cada uno por nueve vanos (Figura 9).

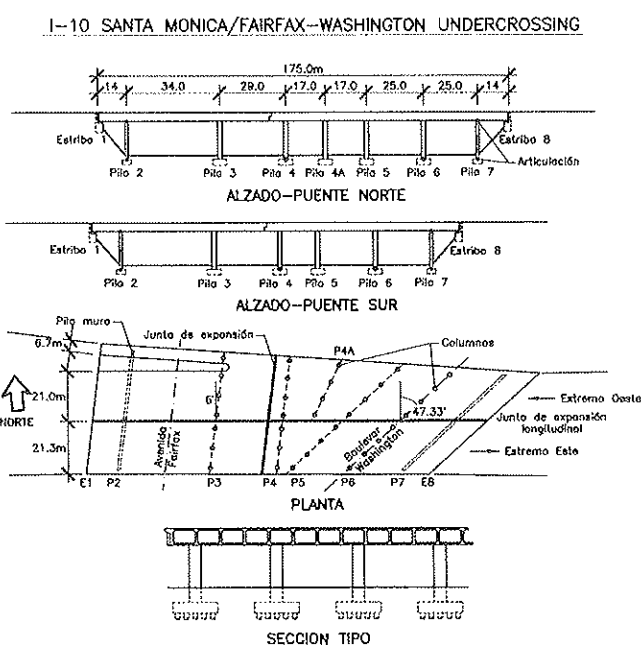


Figura 8. Puente Fairfax-Washington Undercrossing.

9. Pico-Lyons Overcrossing. Es un puente formado por dos estructuras paralelas, con superestructura mixta hormigón-acero. Proyectado en 1964, se terminó de construir después de 1967. La estructura es esviada con un ángulo de 39.5 grados, teniendo, a su vez, un radio de curvatura horizontal de 426.7 m (Figura 10).

10. McBean Parkway Overcrossing. Proyectado en 1967, cuenta con una longitud de 86.2 m, es curvo verticalmente pero no horizontalmente (Figura 11). La superestructura

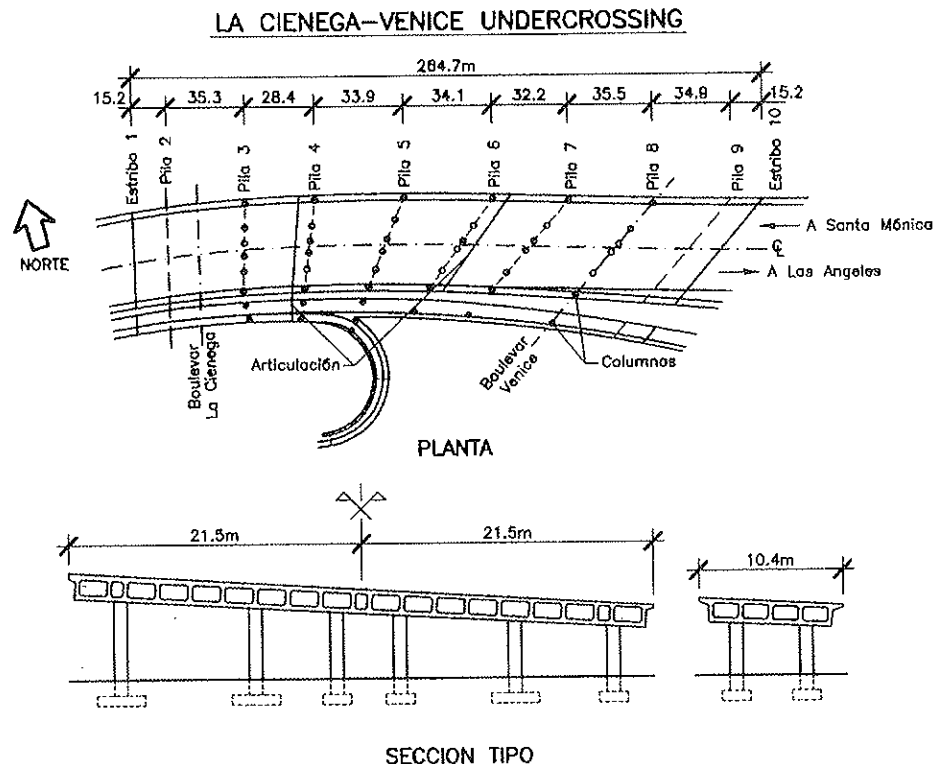


Figura 9. La Cienega-Venice Undercrossing.

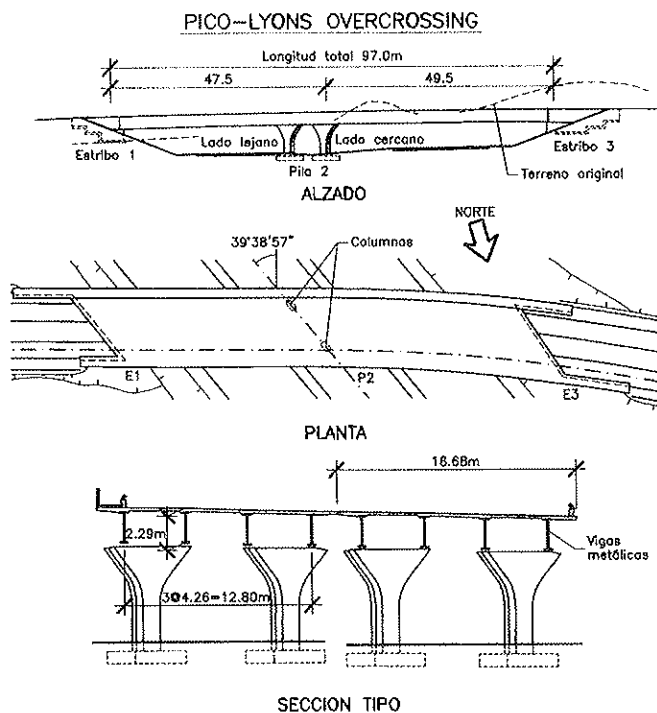


Figura 10. Pico-Lyons Overcrossing.

ra es una sección mixta hormigón-acero, formado por una losa de hormigón armado soportada por nueve vigas de acero. Configurando un puente de dos vanos con tipología de viga continua.

11. Valencia Boulevard Overcrossing. Este puente, proyectado en 1965, está formado por dos vanos con una longi-

tud total de 75 m y un ancho de 12.4 m; no es esviado, y no tiene curvatura horizontal (Figura 12). La superestructura es una sección mixta hormigón-acero, compuesta de una losa de hormigón armado y tres vigas metálicas.

12. Santa Clara River. El puente sobre el río Santa Clara fue proyectado en 1962, terminándose de construir en 1964. Está configurado por dos estructuras paralelas, cada una formada por siete vanos simplemente apoyados. La superestructura consiste en una losa de hormigón armado y vigas de acero, conectadas de tal forma que crean una sección compuesta (Figura 13).

13. Old Road. Fue proyectado en 1928 y terminado de construir en 1930. El puente está configurado por cinco vanos simplemente apoyados de 25 m cada uno, cubriendo una longitud total de 125 m (Figura 14). La superestructura del puente consiste en una losa de hormigón armado, soportada sobre vigas longitudinales de acero, que a su vez, están rigidizadas con un sistema de elementos transversales en forma de V de acero.

La muestra de 13 puentes abarcan una amplia variedad de las propiedades que influyen en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Siete de los puentes fueron construidos entre 1960 y 1970, uno antes de los 60, y los cinco restantes después de 1970 pero antes de 1980. Ocho tienen una tipología pórtico de los cuales sólo cinco de ellos cuentan con articulaciones internas (variando el número de ellas por puente, desde 1 a 4 articulaciones), dos puentes son de tipología viga continua, y tres, de viga simplemente apoyada. En lo referente a la forma de la superestructura ocho son esviados, dos curvos y los tres restantes rectos; cinco tienen pilas de columnas aisladas, seis múltiples columnas; y dos, pilas tipo

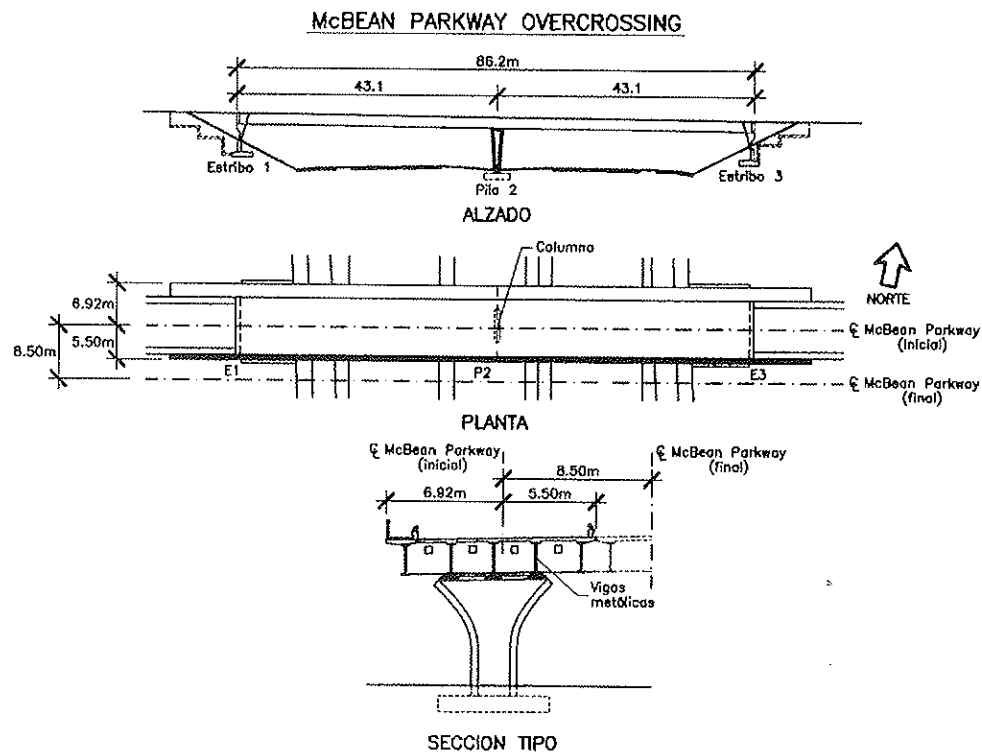


Figura 11. McBean Parkway Overcrossing.

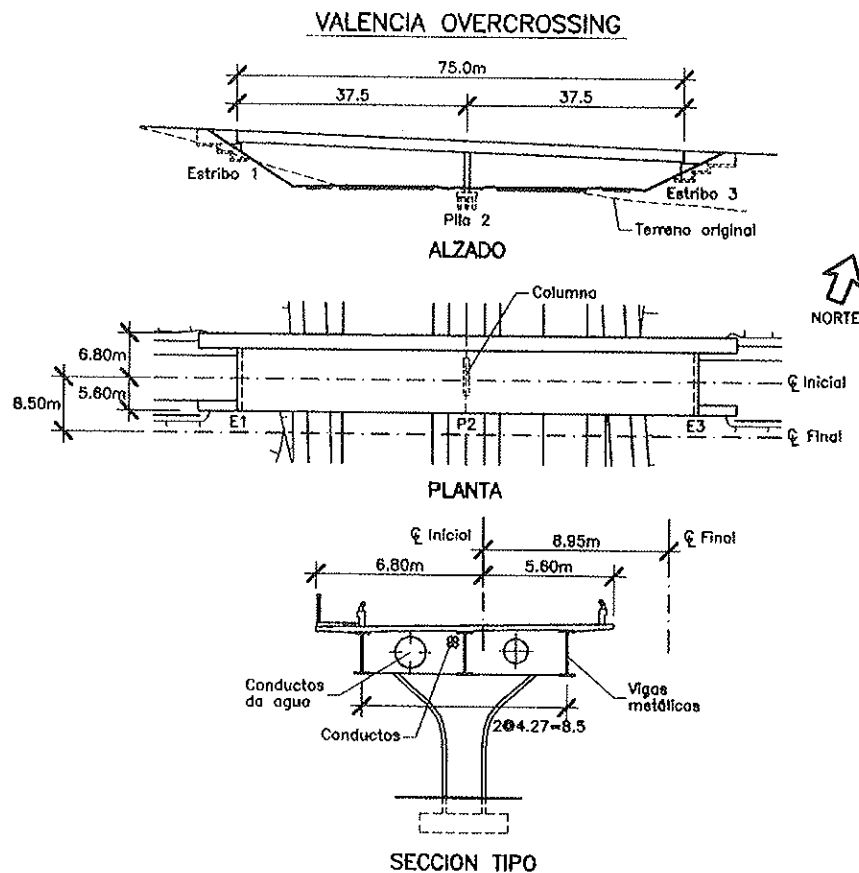


Figura 12. Valencia Boulevard Overcrossing.

pantalla. La mayoría de los sistemas de cimentación consisten en pilotes (10 de ellos), con tan solo dos casos utilizando zapatas y uno con pila-pilotes. En cuanto a la irregularidad longitudinal, existe una gran variedad de casos ya que ocho puentes tienen diferente altura de columnas, en dos el número

de columnas varía por pila, en dos existen estructuras externas (como muros) que modifican la rigidez de las pilas y tan sólo uno de los puentes no es irregular longitudinalmente. La gran mayoría de estribos tendieron a ser cerrados, cambiando la condición de unión a la superestructura. Los tipos de apo-

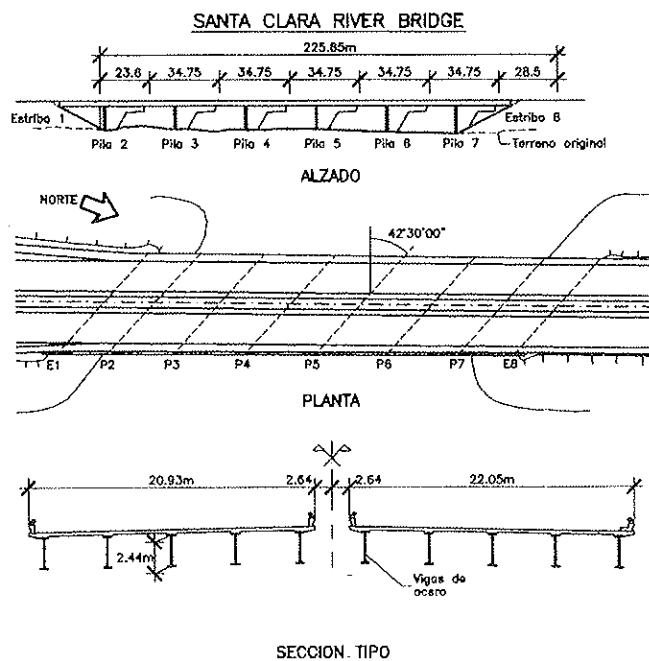


Figura 13. Santa Clara River.

Los puentes se distribuían entre apoyos elastoméricos y rodillos. El tipo de suelo de los puentes variaba entre materiales cohesivos y arenosos. El estado de conservación de todos los puentes se calificó como aceptable y, finalmente, el sistema constructivo de la superestructura y pilas no presentó mayor variación, pilas hormigonadas "in situ" y tableros entre prefabricados y contruccionados "in situ".

3. CALCULO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

A partir de los informes del sismo de Northridge, en cuanto a estructuras afectadas, se pudo realizar el inventario de cada uno de los puentes de la muestra. Cada puente se inventarió por medio del *formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes*. Posteriormente, las respuestas de los formularios se incorporaron al programa **INDICE** y, con ellas, se calculó el índice de vulnerabilidad de cada uno de los puentes según la metodología propuesta [6]. Los resultados obtenidos se expresan en variables lingüísticas (*grados de vulnerabilidad*) y valores numéricos (*índices de vulnerabilidad*), los cuales se resumen en la Tabla 1.

4. DETERMINACIÓN DEL DAÑO

La determinación del nivel de daño de cada uno de los puentes se realizó a partir del estudio de los informes de daño existentes en la bibliografía, la cual es amplia y tiene un nivel suficiente para realizar la calibración del modelo propuesto. De tal manera que a partir de la descripción y clasificación de daños realizada por el equipo de especialistas, a los niveles de daño se les asoció un calificativo representativo como *nada*, *menor*, *moderado*, *mayor* y *colapso*. Esta labor comprendió tanto el estudio de las descripciones y análisis presentados en los informes mencionados, como la unificación de los criterios en el momento de elegir el nivel de daño que más se acomodara a cada puente. Esto a su vez, requirió la confrontación de las opiniones en el momento de elegir el nivel de daño adecuado.

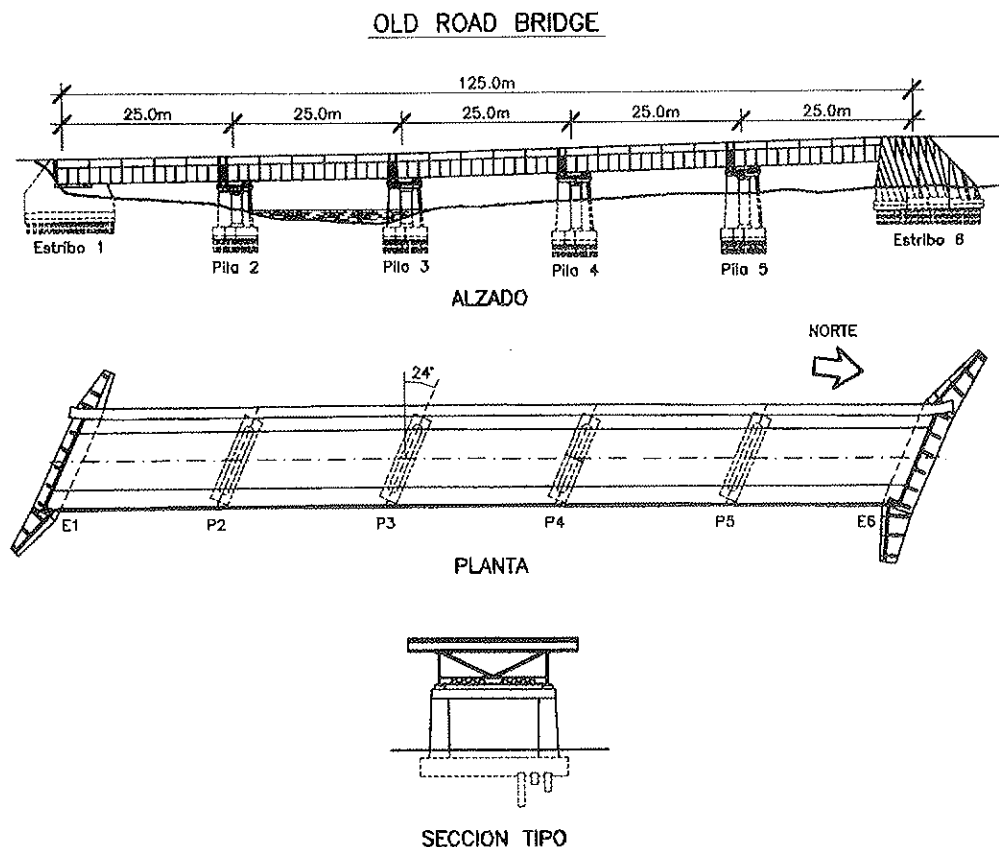


Figura 14. Old Road.

Tabla 1. Índices de vulnerabilidad sísmica de la muestra.

#	NOMBRE	GRADO DE VULNERABILIDAD	I.V.
1	Gavin Canyon Undercrossing	Medianamente vulnerable	5,55
2	SR-14/I-5 Southbound	Muy vulnerable	5,85
3	SR-14/I-5 North Connector	Muy vulnerable	5,95
4	Bull-Creek Canyon Chanel	Medianamente vulnerable	4,85
5	Mission Gothic Undercrossing	Medianamente vulnerable	5,35
6	Balboa Boulevard Overcrossing	Poco vulnerable	2,95
7	Fairfax-Washington Undercrossing	Muy vulnerable	6,40
8	Cienega-Venice Undercrossing	Muy vulnerable	6,30
9	Pico Lyons Overcrossing	Medianamente vulnerable	4,95
10	McBean Parkway	Poco vulnerable	3,55
11	Valencia Boulevard	Medianamente vulnerable	4,15
12	Santa Clara River	Medianamente vulnerable	4,75
13	Old Road	Medianamente vulnerable	4,95

Una vez estudiados los daños observados en cada uno de los puentes de la muestra, éstos fueron categorizados en los niveles de daño: *nada*, *menor*, *moderado*, *mayor* y *colapso*.

ce de vulnerabilidad. En la Tabla se adjunta la fuente bibliográfica de donde se adquirió la información relativa al nivel de daño.

En la Tabla 2, se presentan los puentes, con su nivel de daño, definidos para su utilización en las curvas de daño-indi-

Identificados los niveles de daño de cada uno de los puentes, fue necesario asociar a cada nivel un valor numérico. Para ello se

Tabla 2. Nivel de daño sísmico de la muestra.

#	NOMBRE	NIVEL DE DAÑO	FUENTE
1	Gavin Canyon Undercrossing	Colapso	(1)
2	SR-14/I-5 Southbound	Colapso	(1)
3	SR-14/I-5 North Connector	Colapso	(1)
4	Bull-Creek Canyon Chanel	Mayor	(1)
5	Mission Gothic Undercrossing	Colapso	(1)
6	Balboa Boulevard Overcrossing	Menor	(1)
7	Fairfax-Washington Undercrossing	Colapso	(1)
8	Cienega-Venice Undercrossing	Colapso	(1)
9	Pico Lyons Overcrossing	Moderado	(2)
10	McBean Parkway	Menor	(2)
11	Valencia Boulevard	Moderado	(2)
12	Santa Clara River	Moderado	(1)
13	Old Road	Moderado	(2)

(1) SPECTRA/Abril de 1995, Suplemento C, volumen II [6]

(2) UCB/CE-STEEL 94-01 [5]

trabajó con los niveles de daño [7] [8] frecuentemente utilizados para edificaciones. Estos valores se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Escala numérica de niveles de daño.

ESTADO DE DAÑO	RANGO DE ÍNDICE
Nada	$< 0,1$
Menor	$0,1 - 0,2$
Moderado	$0,2 - 0,5$
Mayor	$0,5 - 1,0$
Colapso	$> 1,0$

Dado que se requería un valor exacto de daño para cada puente, se decidió asignar a un puente con *daño menor* un valor de $0,1$, con *daño moderado* $0,2$, con *daño mayor* $0,5$ y a *colapso* 1 . De esta forma, los puentes de la muestra contaban con un valor de índice de vulnerabilidad sísmica y de un valor de daño y, así el paso que faltaba era la cuantificación de la acción sísmica.

5. DEFINICIÓN DE LA INTENSIDAD CORRESPONDIENTE A LA LOCALIZACIÓN DE CADA UNO DE LOS PUENTES

Una vez calculados los índices de vulnerabilidad sísmica de cada uno de los puentes de la muestra e identificados los respectivos niveles de daño, era necesario contar con una

medida correspondiente al movimiento sísmico del terreno durante el sismo en cuestión, para así poder organizar la información y sacar las conclusiones pertinentes a la aplicabilidad y fiabilidad del método propuesto.

Al ser la intensidad una buena primera aproximación de la medida del movimiento sísmico, se escogió este parámetro para fines de la calibración del modelo, es decir, para poder construir las curvas de daño-índice de vulnerabilidad. Definiendo la intensidad de cada uno de los sitios de ubicación de los puentes a partir del mapa de intensidades de [9], mostrado en la Figura 15.

Del mapa de intensidades del sismo de Northridge, se definieron las intensidades de cada uno de los sitios de ubicación de los puentes como se muestra en la Tabla 4. Es así, como la muestra se pudo agrupar considerando dos intensidades la *VIII* y la *IX*. Seis puentes se asociaron a una intensidad de *IX* y los siete restantes, a *VIII*.

6. CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE DAÑO - ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Calculados los índices de vulnerabilidad sísmica de los puentes de la muestra, definido el nivel de daño de cada uno de ellos durante el sismo de Northridge y determinadas las dos intensidades asociadas a los trece puentes durante el sismo en cuestión, se construyen a continuación las curvas de daño respecto al índice de vulnerabilidad.

No obstante, inicialmente se organizan los datos necesarios para la construcción de las curvas, como se muestra en la Tabla 5.

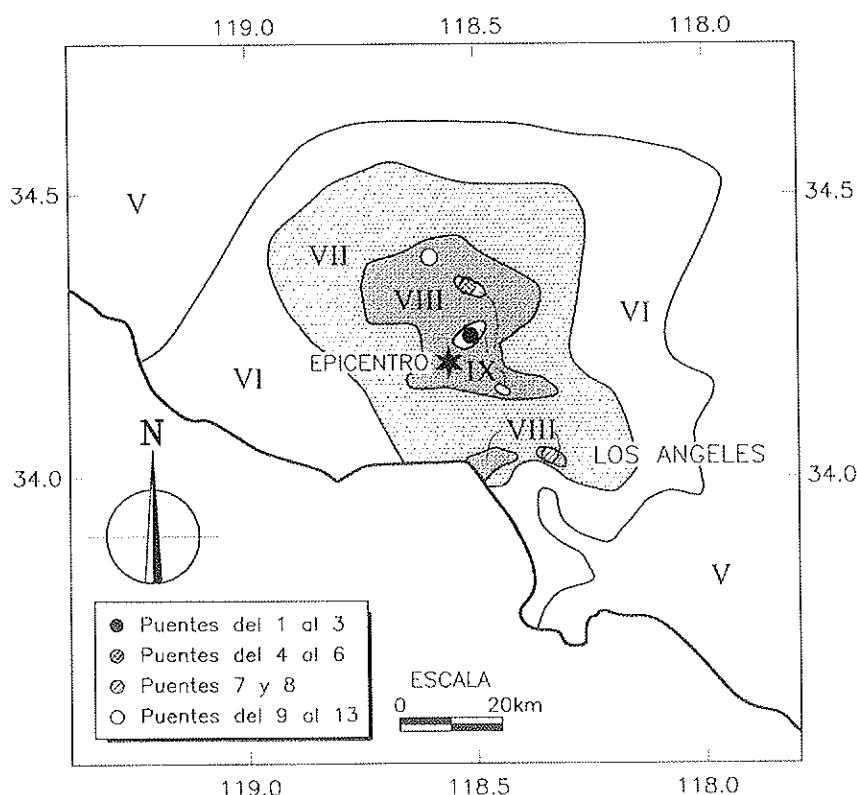


Figura 15. Mapa de intensidades del sismo de Northridge. Dewey et al., 1994 [4].

Tabla 4. Intensidad en cada sitio de ubicación de los puentes.

#	NOMBRE	I Intensidad
1	Gavin Canyon Undercrossing	IX
2	SR-14/I-5 Southbound	IX
3	SR-14/I-5 North Connector	IX
4	Bull-Creek Canyon Chanel	IX
5	Mission Gothic Undercrossing	IX
6	Balboa Boulevard Overcrossing	IX
7	Fairfax-Washington Undercrossing	VIII
8	Cienega-Venice Undercrossing	VIII
9	Pico Lyons Overcrossing	VIII
10	McBean Parkway	VIII
11	Valencia Boulevard	VIII
12	Santa Clara River	VIII
13	Old Road	VIII

Tabla 5. Nivel de daño sísmico, grado e índice de vulnerabilidad sísmica, e intensidad.

#	NOMBRE	NIVEL DE DAÑO	Vulnerabilidad		I
			Grado	I.V.	
1	Gavin Canyon Undercrossing	Colapso	Medianam.	5,55	IX
2	S14/I-5 Southbound	Colapso	Muy	5,85	IX
3	S14/I-5 North Connector	Colapso	Muy	5,95	IX
4	Bull-Creek Canyon Chanel	Mayor	Medianam.	4,85	IX
5	Mission Gothic Undercrossing	Colapso	Medianam.	5,35	IX
6	Balboa Boulevard Overcrossing	Menor	Poco	2,95	IX
7	Fairfax-Washington Undercrossing	Colapso	Muy	6,40	VIII
8	Cienega-Venice Undercrossing	Colapso	Muy	6,30	VIII
9	Pico Lyons Overcrossing	Moderado	Medianam.	4,95	VIII
10	McBean Parkway	Menor	Poco	3,55	VIII
11	Valencia Boulevard	Moderado	Medianam.	4,15	VIII
12	Santa Clara River	Moderado	Medianam.	4,75	VIII
13	Old Road	Moderado	Medianam.	4,95	VIII

Específicamente, observando estos resultados, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

vulnerabilidad el nivel de daño alcanzado, igualmente, va aumentando.

1. Analizando los valores para una misma intensidad, a medida que los puentes cuentan con mayor *índice de vulne-*

2. De los seis puentes de la muestra que colapsaron durante el sismo, los que cuentan con mayor índice de vulnerabili-

dad son precisamente aquéllos que se encuentran en el área de menor intensidad (puentes 7 y 8) y, por lo tanto, éstos son los que tienen asociado el mayor índice de vulnerabilidad de toda la muestra (6,4 y 6,3).

3. Comparando los resultados de los puentes 4 y 9, los cuales tienen valores de vulnerabilidad semejantes, se observa que el mayor nivel de daño lo alcanza precisamente el puente que se encuentra en la zona de mayor intensidad sísmica.

4. Analizando los puentes 6 y 10, los cuales sufrieron el mismo nivel de daño (*menor*) durante el sismo de Northridge, vemos como el puente con menor índice de vulnerabilidad es precisamente el que se encuentra en la zona de mayor intensidad sísmica.

Estas observaciones corroboran, que para una cierta vulnerabilidad sísmica, los niveles de daño son mayores a medida que la estructura se encuentra en un área con mayor intensidad sísmica. A su vez, que a igual nivel de daño, las estructuras más vulnerables son aquellas ubicadas en las zonas con menor intensidad sísmica.

Todas estas observaciones son materializadas al construir, con los datos de la Tabla 5, las dos curvas, una correspondiendo a una intensidad *VIII* y, la otra, a una de *IX* (Figura 16).

De esta forma, aplicando el modelo propuesto a una muestra de puentes, en los que se conoce el nivel de daño alcanzado durante un terremoto real, se puede observar que los resultados obtenidos son congruentes, garantizando, de alguna forma, que el método funciona. No obstante, a medida que se pueda contar con una mayor cantidad de puentes y con más intensidades, se podrá realizar una calibración más completa del modelo.

Luego, mediante la construcción de estas curvas con los datos disponibles, se pone de manifiesto la fiabilidad del método propuesto, ya que para un mismo nivel de daño la vulnerabilidad aumenta a medida que disminuye la intensidad y para igual valor de vulnerabilidad, el daño es mayor cuanto mayor es la intensidad.

8. CONCLUSIONES

Una vez desarrollado el modelo de *evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes*, en este trabajo se ha estudiado su viabilidad y consistencia. Como resumen y conclusiones parciales, se pueden citar las siguientes:

1. Para cada uno de los puentes de la muestra, se evaluó su vulnerabilidad por medio del *modelo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes* propuesto. Fue así, como inicialmente a cada estructura se le realizó el inventario por medio del formulario de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes, y posteriormente se le calculó la vulnerabilidad utilizando el programa *INDICE*. De los resultados obtenidos, se pudo concluir que cuatro de los puentes eran *muy vulnerables*, con índices de vulnerabilidad comprendidos entre 5,85 y 6,40; siete estaban calificados como *medianamente vulnerables*, con índices entre 5,55 y 4,15; y dos eran *poco vulnerables*, con índices comprendidos entre 2,95 y 3,55.

2. Los puentes calificados como más vulnerables son aquellos con irregularidades en la forma de la superestructura, irregularidad longitudinal de la estructura, deficiencia en longitud de apoyos y malas condiciones de los suelos de cimentación. De forma contraria, los menos vulnerables son los asociados a puentes regulares, es decir rectos, con igualdad en altura y forma de las columnas y buenas longitudes de apoyo. Es también interesante resaltar que, dentro de la muestra, comparando los puentes de hormigón con los mixtos hormigón-acero, estos últimos resultaron ser los menos vulnerables.

3. De la aplicación del modelo propuesto a la muestra de puentes afectados por el sismo de Northridge, se puede observar que los resultados son congruentes. Es así como al analizar los resultados, se corroboró que para una cierta vulnerabilidad sísmica, el daño es mayor a medida que aumenta la intensidad sísmica y, para un mismo nivel de daño, la vulnerabilidad aumenta conforme la intensidad sísmica disminuye. Esto pone de manifiesto la fiabilidad y consistencia de la metodología planteada relativa a la obtención del índice de vulnerabilidad.

4. Más detalladamente, de los seis puentes de la muestra que colapsaron durante el sismo, los de mayor índice de vul-

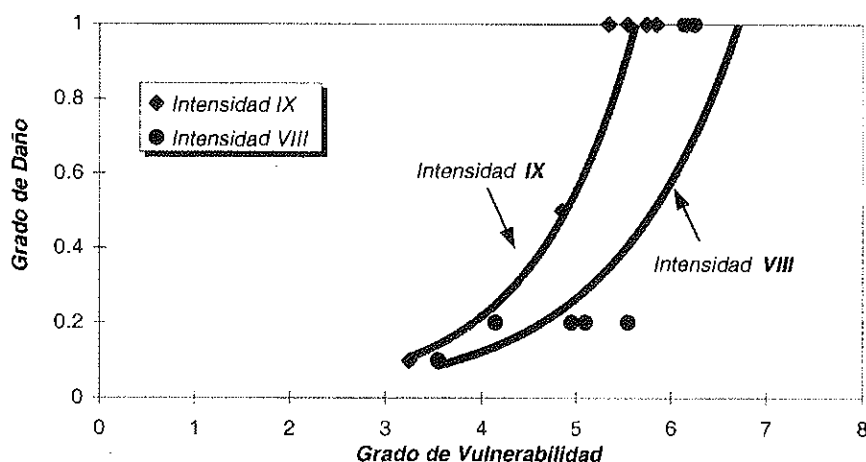


Figura 16. Curvas de calibración.

nerabilidad corresponden a aquellos que se encuentran en el área de menor intensidad y, por lo tanto, éstos son los que tienen asociado el mayor grado de vulnerabilidad de toda la muestra (*muy vulnerables*).

5. Comparando los resultados de los puentes que tienen valores de vulnerabilidad semejantes, se observa que el mayor nivel de daño lo alcanza precisamente el puente que se encuentra en la zona de mayor intensidad sísmica. Luego, analizando los puentes que estuvieron sometidos al mismo nivel de daño durante el sismo de Northridge, se observa que el puente con menor índice de vulnerabilidad es el que se encuentra en la zona de mayor intensidad sísmica.

6. Luego, el estudio detallado de una muestra de puentes situados en zonas correspondientes a las intensidades *VIII* y *IX* de un sismo, ha puesto de manifiesto la fiabilidad del método propuesto y su aplicabilidad para predicción de daño en futuras crisis sísmicas. En el futuro, cuando se cuente con mayor información de puentes correspondientes a una buena diversidad de intensidades, se podrá realizar una mayor validación del método.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por la CICYT (Comisión Interministerial de Ciencia y Tecnología) proyectos AMB98-0558 y TAP1999-1079-C03-01, por la Dirección General de Enseñanza Superior proyecto PB96-0139-C04-03 y, por la colaboración de la Universidad Industrial de Santander (Colombia).

REFERENCIAS

[1] Maldonado, E., Casas, J.R. y Canas, J.A. (2000). "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. Primera Parte: Metodología", *Hormigón y Acero*, 2000.

[2] Priestley, M.J., Seible, F. y Uang, C.M. "The Northridge Earthquake of January 17, 1994, Damage Analysis of Selected Freeway Bridges", *Report No. SSRP-94/06*, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project, 1994.

[3] Buckle, I.G. (editor). The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Performance of Highway Bridges, *Technical Report NCEER-94-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.

[4] Astaneh-Als, A., Bolt, B., McMullin, K.M. y Cho, S. "Seismic Performance of Steel Bridges during the 1994 Northridge Earthquake", *Restructuring: America and Beyond. Proceedings of Structures Congress XIII*, Boston, Massachusetts, pp. 1515-1527, 1994.

[5] Astaneh-Als, A., Bolt, B., McMullin, K.M., Donikian, R.R., Modjtahedi, D. Y Cho, S. Seismic Performance of Steel Bridges during the Northridge Earthquake, *Department of Civil Engineering College of Engineering University of California at Berkeley*, UCB/CE-STEEL-94/01, 1994.

[6] Hall, J. F. (editor). Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report, *Earthquake Spectra*, Suplemento C del volumen 11, 1995.

[7] Park, Y.J. y Ang, A. "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111 (4), 722-739, 1985.

[8] Park, Y.J., Ang, A. y Wen, Y.K. "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Building", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111 (4), 740-757, 1985.

[9] Dewey, J.W., Reagor, B.G. y Dengler, L. "Isoseismal map of the Northridge, California, earthquake of January 17, 1994", Poster presentado en *89th Annual Meeting of the Seismological Society of America*, Pasadena, California, abstract 24 en Program for Northridge Abstracts, 1994.

Propuesta metodológica para dosificación del hormigón proyectado

Mix design procedure for shotcrete

Tomás García

Ingeniero Técnico de Obras Públicas



Luis Agulló

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Antonio Aguado

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



José Rodríguez

Dr. Ingeniero Civil

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

RESUMEN

El presente artículo incide en los aspectos relativos a la metodología de dosificación del hormigón/mortero proyectado. En primer lugar se realiza una revisión de los procedimientos de dosificación existentes que, en general, poseen una gran componente empírica, no existiendo una metodología universalmente asumida.

A continuación se desarrolla una propuesta metodológica de dosificación en la que se han incluido las singularidades de la proyección, como son, entre otras, el rebote, las características del soporte o el sistema de proyección.

Finalmente, para una mejor visualización de la metodología, la propuesta se ha complementado con un ejemplo práctico de aplicación.

SUMMARY

This article deals with different aspects related to the mix design of shotcrete. First, a review of the existing mix proportioning methods for shotcrete is presented. In general, these methods are highly empirical and there is not an internationally established method.

Then a mix design procedure for dry and wet-mix shotcrete is proposed and its theoretical basis is developed. The

procedure takes into account the influences of rebound, application technique and the characteristics of the support.

Finally, for a better understanding of the procedure, it is illustrated with a practical application.

1. INTRODUCCIÓN

En el contexto del proceso constructivo de obras de hormigón, desde el punto de vista productivo, la proyección constituye una interesante técnica de puesta en obra al reunir en una sola acción dos etapas del proceso, colocación y compactación.

Desde que en 1907 la empresa Cement-Gun patentara la primera máquina de proyección, con el fin de construir modelos de dinosaurios, los avances logrados en los equipos y materiales han hecho del hormigón proyectado una herramienta muy utilizada en el ámbito de la construcción. Si bien el mayor porcentaje de aplicación es en soporte de rocas, sostenimiento en túneles y estabilización de taludes, su uso también se ha generalizado en recubrimientos de canales, láminas de cubiertas, depósitos y piscinas, protecciones contra incendio y corrosión, reparaciones, etc.

En la proyección, el material se introduce en un equipo de proyectar que lo impulsa a gran velocidad a través de una manguera hasta la boquilla de proyección, existiendo, como

es sabido, dos métodos de aplicación del hormigón proyectado: la técnica por vía seca y la técnica por vía húmeda.

Si inicialmente, y en España hasta hace muy pocos años, el método de proyección más utilizado era la vía seca, la tendencia actual es la proyección por vía húmeda, especialmente en soporte de rocas (túneles y taludes), donde constituye la técnica predominante. En la actualidad, en España alrededor del 70% del hormigón proyectado se aplica mediante vía húmeda.

Este cambio de metodología de proyección ha supuesto la necesidad de revisar y/o definir métodos de dosificación de los hormigones proyectados, partiendo tanto de la experiencia acumulada en la proyección por vía seca o bien en el bombeo de hormigones convencionales.

El objeto del presente artículo es, por un lado, hacer una revisión crítica de los métodos existentes y, por otro lado, presentar una propuesta metodológica de dosificación de hormigón proyectado, válida para ambas vías, que tiene en cuenta las variables principales que intervienen en el proceso.

2. METODOLOGÍA EXISTENTE DE DOSIFICACIÓN

Si bien existen distintos procedimientos de dosificación para hormigón convencional, Fuller, Bolomey, Faury, ACI, etc., con gran reconocimiento en el ámbito internacional, no hay un método de dosificación universalmente aceptado para el hormigón proyectado.

Los métodos de dosificación de hormigón proyectado se recogen principalmente en las normativas existentes y en estudios realizados por distintos autores en el campo del hormigón proyectado, generalmente, todos ellos con una gran componente empírica.

2.1. Según distintas normativas

Son muchas las normativas en las que se incluyen procedimientos de dosificación de hormigón proyectado; ACI (1990), AENOR (1994), EFNARC (1996), etc. En general, estos procedimientos se basan en criterios empíricos, especialmente en el caso de hormigones proyectados por vía seca para los cuales no se plantea otro método alternativo, mientras que algunas normativas contemplan la dosificación de hormigones proyectados por vía húmeda a partir de la metodología existente para hormigones convencionales que contemplen aplicaciones de bombeo, aspecto que será estudiado en un apartado posterior.

Como hemos comentado anteriormente, la mayoría de los métodos de dosificación existentes en las distintas normativas se fundamentan en recomendaciones técnicas, ofreciendo una serie de pautas para determinar una primera composición aproximada que deberá ser ajustada en obra. Con el fin de visualizar el nivel metodológico existente se realiza una

rápida revisión de los aspectos más significativos de las especificaciones dadas en las normativas más usuales de ámbito internacional.

— Áridos

La mayoría de las normativas proponen valores máximos del tamaño máximo de árido con el fin de reducir el rebote, no obstante, éste ha de estar de acuerdo con las limitaciones impuestas por los equipos de proyección y el espesor de capa. Teniendo en cuenta estos aspectos las normativas proponen tamaños máximos comprendidos entre los 8 mm y 10 mm para mortero proyectado y entre los 16 mm y 20 mm para hormigón proyectado. En este sentido cabe destacar la normativa española AENOR (1994) que contempla el uso de áridos con tamaño máximo de hasta 25 mm.

Conjuntamente con la limitación del tamaño máximo, son muchas las normativas que ofrecen husos granulométricos estandarizados, en ocasiones según el tamaño máximo, para ajustar la curva granulométrica del árido y obtener una mezcla óptima para facilitar el transporte hasta la boquilla de proyección y su posterior colocación. A modo de ejemplo, en la figura 1 se ha representado algunos de los husos granulométricos recomendados para tamaño máximo de 12-16 mm.

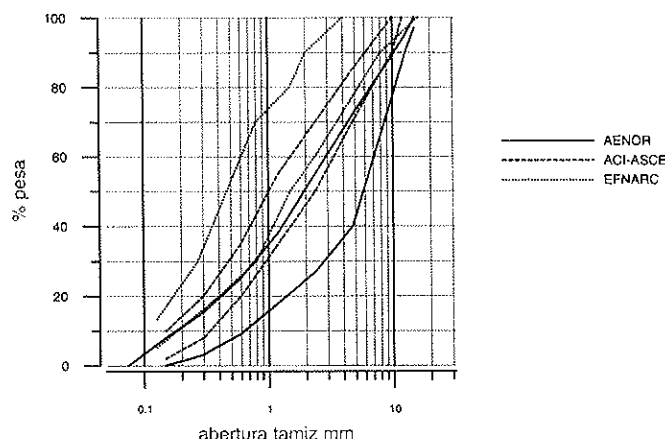


Figura 1. Husos granulométricos para tamaño máximo de árido de 12-16 mm.

Las normativas AENOR (1994) y AFTES (1982) dan una especial importancia a la sección inferior de la granulometría, incluyendo en sus normativas recomendaciones en la cantidad de finos del árido total y en el valor del módulo de finura de la arena. En este sentido la norma francesa incluye husos granulométricos, según el tamaño máximo de árido (8 mm ó 16 mm), en los que se incluye el cemento conjuntamente con los áridos.

En la proyección por vía seca, otro aspecto importante es la humedad de los áridos, tanto para reducir la producción de polvo como para asegurar el correcto funcionamiento de los equipos de proyección. Algunas normativas contemplan estos requisitos ofreciendo valores óptimos de humedad en los áridos que oscilan entre el 3% y 8%.

— Cemento

Con respecto al cemento, las normativas ofrecen valores estimativos de su dosificación. Dichas estimaciones se ofrecen en forma de contenidos mínimos de cemento y en forma de intervalos de dosificación en función del material de proyección (mortero o hormigón proyectado) y/o en función de la resistencia a compresión.

Las dosificaciones de cemento recomendadas oscilan entre los 300 kg/m³ y los 450 kg/m³, obteniéndose resistencias a compresión del orden de 20-30 MPa, inferiores a las que se conseguirían en un hormigón convencional con igual cantidad de cemento (Tabla 1).

Tabla 1. Resistencia a compresión vs contenido de cemento (ACI 1990).

Resistencia a compresión a 28 días	Cantidad de cemento
21 MPa	300-380 kg/m ³
28 MPa	325-425 kg/m ³
35 MPa	380-500 kg/m ³

Algunas normativas, AENOR (1994) y ACI (1990) valoran el mayor porcentaje de cemento del hormigón/mortero colocado con respecto al inicial, debido al mayor rebote de las partículas más gruesas, e incluyen una estimación de la variación en la relación cemento/árido.

— Agua

La cantidad de agua debe ser la necesaria para una correcta puesta en obra, si se emplea mucha cantidad se produce el descuelgue de la mezcla y en caso contrario, si ésta es escasa, no existirá una buena adherencia con el soporte y aumentará el rebote. En la determinación de la dosificación de agua las normativas recomiendan un rango de valores de la relación agua/cemento comprendidos entre 0,30 y 0,50 para hormigón proyectado por vía seca y hasta 0,60 para hormigón proyectado por vía húmeda.

— Adiciones

En la actualidad la microsilice o humo de sílice es la adición más utilizada en hormigones y morteros proyectados. Su uso se debe a la mejora de diversas prestaciones que manifiesta el mortero/hormigón proyectado. Dicha mejora se presenta tanto en estado fresco, en el caso de la vía húmeda, al mejorar la homogeneidad de la mezcla y por tanto facilitar su transporte, como en estado endurecido, al manifestarse una mayor resistencia y densidad.

Las normativas AENOR (1994), EFNARC (1996) y ASCE (1995) proponen dosificaciones máximas de microsilice de un 15% en peso de cemento.

Otra adición utilizada, pero menos habitual hoy en día que la microsilice, son las cenizas volantes. Son pocas las recomendaciones respecto a las cenizas volantes. Las normativas AENOR (1994) y EFNARC (1996) proponen cantidades máximas que son respectivamente del 15% y 30% en peso de cemento portland.

— Aditivos

Son muy diversos los aditivos utilizados en el hormigón proyectado, pero sin duda, entre los más utilizados figuran los acelerantes de fraguado. Estos aditivos reducen el tiempo de fraguado y por tanto exhiben una mayor resistencia inicial lo cual puede ser útil para incrementar la productividad. No obstante, como es bien conocido, el uso de los acelerantes tradicionales, basados en aluminatos y silicatos, lleva consigo una reducción de la resistencia a largo plazo por lo que para obtener un hormigón/mortero proyectado de gran calidad es crítico determinar la dosis mínima de acelerante. En esta última década se ha generalizado el uso de acelerantes libres de álcali que a parte de la mejora en la durabilidad del hormigón/mortero proyectado y en la seguridad en el trabajo, se han observado menores reducciones de la resistencia a largo plazo.

No son muchas las especificaciones relativas a los aditivos acelerantes, en general, las normativas proponen ensayos previos para determinar la compatibilidad y dosis de aditivo. La normativa AENOR (1994) incluye dosificaciones estimativas para los acelerantes tradicionales, que son del 2-8% en peso de cemento para acelerante basado en aluminatos y entre el 10-15% para acelerante basado en silicatos. La normativa ACI (1990) y ASCE (1995) limitan el contenido máximo de cloruro cálcico en un 2% en peso de cemento. Con respecto al uso de acelerantes libres de álcali, las normativas actuales no dan pautas específicas para la determinación de su dosificación.

— Fibras

La incorporación de fibras metálicas o sintéticas en el hormigón proyectado puede ser interesante en aplicaciones en las que se desee incrementar su ductilidad, mejorar la tenacidad, reducir la fisuración o disminuir la retracción. Las fibras de acero son las más habituales en hormigón/mortero proyectado y así lo reflejan las normativas que incluyen en sus especificaciones algunas recomendaciones respecto a su incorporación.

La norma española UNE 83607-94 (AENOR 1994) recomienda dosificaciones entorno al 2% en peso y la limita al 5% en peso por razones de bombeabilidad, exigiendo una resistencia a compresión mínima del hormigón de 20 MPa.

La normativa ASCE (1995), además de valorar la dosificación óptima de fibra metálica, entre 0,5% y 2% en volumen de hormigón, estima la incorporación de fibra de polipropileno entorno a 0,6-1,2 kg/m³ con el objetivo de reducir la fisuración. La norma también menciona los estudios realizados por Morgan *et al.* (1989) en los que obtuvo con dosificaciones de 6 kg/m³ de fibra de polipropileno comportamientos a tenacidad similares a hormigones con incorporación de fibras metálicas.

Hay que recordar que el porcentaje de fibra en sí mismo no es suficientemente significativo ya que en las propiedades del hormigón también influye el tipo de fibra (dimensiones y forma).

– Relación hormigón colocado/hormigón de partida

Por último, vale la pena mencionar la estimación que realiza la norma española UNE 83607-94 (AENOR 1994) del rebote producido por la proyección, advirtiendo del mayor consumo de material en obra, y valora la relación hormigón colocado–hormigón de partida en 1-1,35 para la vía seca y 1-1,21 para la vía húmeda.

En la tabla 2 se ha resumido los distintos puntos desarrollados anteriormente, exponiéndose las recomendaciones más usuales contempladas en las normativas de mayor reconocimiento internacional.

2.2. Según diferentes autores

Son diversos los estudios realizados en el campo del hormigón proyectado en los que se trata el diseño de la composición de la mezcla. La mayoría de los autores reconocen que las bases del diseño de mezclas de hormigón proyectado no están

muy claras, especialmente para proyecciones por vía seca, siendo éstas puramente empíricas y al igual que en la normativa existente, se ofrecen una serie de recomendaciones y consideraciones a tener en cuenta en la composición del hormigón inicial.

Mahar, *et al.* (1975) considera que la composición del hormigón proyectado por vía húmeda se puede determinar aplicando los métodos de dosificación del hormigón ordinario seleccionando adecuadamente parámetros como la relación agua/cemento, el contenido de cemento y la granulometría del árido para obtener una mezcla bombeable. Asimismo, Fernández Cánovas (1990) propone que la dosificación del hormigón proyectado por vía húmeda se realice empleando los procedimientos utilizados en hormigones convencionales pero con imposiciones en la trabajabilidad de la mezcla.

Pero la mayor utilización del hormigón/mortero proyectado y las mayores prestaciones requeridas supone la necesidad de una metodología de dosificación, tanto para la vía seca como para la vía húmeda, que contemple las singularidades de este material respecto al de un hormigón convencional y permita la optimización del proceso.

Un primer y significativo paso en la línea indicada anteriormente es la propuesta metodológica planteada por Prudên-

Tabla 2. Variables para dosificación de hormigón proyectado.

Variables principales	ACI 1990	AFTES 1982	AENOR 1994	EFNARC 1996	ASCE 1995
Relación a/c Vía seca Vía húmeda	0,3-0,5 0,4-0,55		0,3-0,6	0,3-0,5 (0,55)	0,3-0,4 -
Cantidad cemento (kg/m ³)	300-500		350-400	>300	300-500
Consistencia (vía húmeda)	40-75 mm	100-150 mm			<75 mm
Contenido de finos		Finos > 17% (cem+filler)	Finos > 2%		-
Curva granulométrica	Sí según tamaño máx	Sí según tamaño máx	Sí según tamaño máx	Sí	Sí según tamaño máx
Rel. Cemento/árido fino			Sí		
Rel. Cemento/árido total	Sí				
Mód. Finura del árido fino			2,4-3,2		
Humedad del árido fino (vía seca)	3-6%	2-4%	2-6%	<6%	
Tamaño máximo del árido	19,05 mm	16 mm	25 mm	16 mm	19,05 mm
Contenido de acelerante	2% cloruro cálcico		Aluminatos: 2-8% Silicatos: 10-15%		2% cloruro cálcico
Cantidad de microsilíce			5-10% (<15%)	<15%	7-15% en peso cem.
Contenido fibras de acero	2% en volumen		2-5% en peso		0,5-2% en volumen
Hc/Hp Vía seca Vía húmeda	Sí -		1-1,35 1-1,21		

cio (1993). En ella se diferencia el método de dosificación según el sistema de proyección utilizado, vía seca o vía húmeda. En ambos casos se trata de un método semi-empírico al requerir una campaña previa de ensayos para la determinación de la composición. La propuesta consiste en la evaluación de aquellos parámetros singulares de cada sistema de proyección: la resistencia a compresión y compacidad en la vía seca, y la trabajabilidad y resistencia a compresión en la vía húmeda.

Dado el interés del trabajo de Prudêncio (1993), a continuación se exponen de forma resumida los procedimientos a seguir en el desarrollo de cada una de las metodologías.

Vía seca

La metodología de dosificación del hormigón proyectado por vía seca se fundamenta en el control de la consistencia mediante un ensayo de penetración, estableciéndose la relación a/c óptima como la requerida para conseguir una consistencia tal que proporcione una resistencia a penetración de 2,5-5 MPa, y la evaluación de la resistencia a compresión a partir de la cantidad de cemento utilizada, expresada mediante la relación árido/cemento, utilizando una expresión similar a la ley de Abrams que relaciona la resistencia a compresión del hormigón con la relación agua/cemento:

$$f_{cj} = \frac{A_j}{B_j^m} \quad (1)$$

siendo: f_{cj} resistencia a compresión a los j días
 A_j, B_j coeficientes de la curva de dosificación a los j días
 m relación árido/cemento.

Se determinan las proporciones de árido fino (s) y grueso (g) que mejor se ajusten al huso granulométrico de referencia dado en ACI (1990) para tamaño máximo de 12 mm y se confeccionan tres mezclas. Una mezcla de referencia con una relación árido/cemento de 4,5, en las otras dos se mantiene la cantidad de finos α (cemento+arena) pero con relaciones árido/cemento de 3 y 6:

$$1 : \left(\frac{s \cdot 4.5}{100} \right) : \left(\frac{g \cdot 4.5}{100} \right) = 1 : s_1 : g_1 \Rightarrow \alpha(\%) = \frac{(1+s) \cdot 100}{(1+4.5)} \quad (2)$$

$$1 : \left(4 \cdot \frac{\alpha}{100} - 1 \right) : \left(4 - 4 \cdot \frac{\alpha}{100} \right) = 1 : s_2 : g_2 \quad (3)$$

$$1 : \left(7 \cdot \frac{\alpha}{100} - 1 \right) : \left(7 - 7 \cdot \frac{\alpha}{100} \right) = 1 : s_3 : g_3 \quad (4)$$

Los parámetros A_j y B_j de la curva de dosificación se determinan experimentalmente de los ensayos a compresión realizados en probetas testigo de las proyecciones realizadas con las tres composiciones anteriores según las ecuaciones:

$$B_j = 10^\beta \quad \text{donde} \quad \beta = \frac{-\left(\sum m_i \cdot \log f_{cji} - \frac{\sum m_i \cdot \log f_{cji}}{n} \right)}{\sum m_i^2 - \frac{(\sum m_i)^2}{n}} \quad (5)$$

$$A_j = 10^\delta \quad \text{donde} \quad \delta = \frac{1}{n} \cdot \left(\sum \log f_{cji} + \log B_j \cdot \sum m_i \right) \quad (6)$$

siendo: f_{cj} resistencia a compresión a los j días para cada proporción
 n número de proporciones ensayadas ($n=3$)
 m_i proporción árido/cemento (3, 4,5 y 6)

Finalmente, determinada la resistencia a compresión media, teniendo en cuenta la resistencia a compresión especificada en proyecto y las pérdidas de resistencia en el caso de incorporación de un acelerante (25% para aluminatos y 40% para silicatos), se obtiene la proporción de material seco según:

$$m_j = \frac{\log \frac{A_j}{f_{cj}}}{\log B_j} \quad (7)$$

Cuando se tengan requisitos mecánicos a distintas edades, se considera el menor valor de las proporciones m_j obtenidas. La composición del material seco se obtiene a partir de la relación de finos α y la proporción árido/cemento m obtenida anteriormente:

$$1 : [\alpha \cdot (1+m) - 1] : [m - (\alpha \cdot (1+m) - 1)] \quad (8)$$

Vía húmeda

Para la dosificación de un hormigón proyectado por vía húmeda se establece, debido a requisitos de bombeabilidad, retracción y costes, el contenido de cemento óptimo entre 400 y 500 kg/m³. Como valor de partida se considera un contenido de cemento de 450 kg/m³ (equivalente a una relación árido/cemento entorno a 3,7).

Determinada la composición del árido, según el huso granulométrico definido en ACI (1990) para tamaño máximo de 12 mm, se define una mezcla de referencia con las consideraciones anteriormente expuestas:

$$1 : \left[\frac{s \cdot 3.7}{100} \right] : \left[\frac{g \cdot 3.7}{100} \right] = 1 : s_1 : g_1 \quad (9)$$

Para dicha composición se evalúa la resistencia a compresión (tratamiento como en un hormigón convencional) y la consistencia en función de la relación agua/cemento. Para ello, a partir de la composición de referencia, se fabrican tres hormigones con consistencias distintas: con un asiento S1 en cono de Abrams de 40 mm, con la consistencia S2 mínima recomendada por los equipos y con la consistencia anterior S2 incrementada con 60 mm de asiento.

Se determina el asentamiento requerido S_p , valorando la variación de la consistencia en el tiempo (teniendo en cuenta la posible incorporación de un acelerante), y la resistencia a compresión en probeta moldeada, a partir de la resistencia solicitada al hormigón proyectado considerando sus pérdidas por la proyección y el uso de acelerante (tabla 3).

La relación agua/cemento de la mezcla se obtiene mediante la curva de dosificación a partir de la resistencia a compresión determinada anteriormente y comprobando los requisitos de consistencia establecidos (S_p). Pueden presentarse tres situaciones:

1. $S = S_p \pm 1$ cm Concluye el proceso de dosificación al cumplirse los requisitos de trabajabilidad y resistencia.
2. $S < S_p - 1$ cm Incorporación de un aditivo plastificante para atender a los requisitos de trabajabilidad.
3. $S > S_p + 1$ cm Esta situación, no probable, se puede resolver de dos maneras. La más simple y menos económica sería reducir la cantidad de agua, con lo que se cumplirían sobradamente los requisitos de resistencia, la otra opción sería optimizar el contenido de cemento.

Al igual que en la vía seca, el sistema de dosificación es aplicable en el caso de que se soliciten valores mínimos de resistencia a compresión a distintas edades.

3. A partir de la metodología para hormigones bombeables

A la hora de dosificar un hormigón convencional debe tenerse presente tanto las prestaciones en estado endurecido como en estado fresco. Esta dualidad se convierte en crítica cuando se ha de considerar el bombeo como condición de contorno en el diseño de la mezcla.

Las condiciones de bombeabilidad de un hormigón no están sólo asociadas a las características de fluidez de la mezcla en estado fresco, sino también a su densidad y cohesión, vinculada a la cantidad y calidad del mortero presente en el hormigón, de tal manera, que se posibilite su deslizamiento a través de la tubería sin segregación del mismo. Para ello se recurre a

a mayores cantidades de finos (cemento y adiciones) el uso de aditivos plastificantes, reducción del tamaño máximo del árido y husos granulométricos en los que la fracción fina toma especial importancia.

En la proyección por vía húmeda la mezcla se prepara con el agua de amasado y se transporta hasta la boquilla de proyección mediante bombeo mecánico a través de las mangueras. Al igual que en un hormigón convencional, el transporte de la mezcla constituye una condición crítica en el hormigón proyectado por vía húmeda, pudiendo utilizarse para su diseño los criterios establecidos para dosificación de hormigones convencionales bombeables.

Dicha opción es contemplada en algunas normativas. Así por ejemplo, las normativas ACI (1990) y ASCE (1995), dentro de sus especificaciones relativas a la dosificación de hormigones/morteros proyectados por vía húmeda, consideran válidos los métodos de dosificación para hormigones convencionales que contemplen aplicaciones de bombeo, no obstante, incluyen dos consideraciones a tener en cuenta debido a la singularidad del proceso de proyección: la consistencia adecuada se consigue con un asiento comprendido entre 40 mm y 75 mm, y la relación agua/cemento debe oscilar entre 0,30-0,50.

De la misma manera que en la vía seca, este procedimiento no está exento de pruebas *in situ* para acabar de ajustar la dosificación a las condiciones de obra.

3. PROPUESTA METODOLÓGICA

3.1. Planteamiento general

En contrapartida a los métodos de dosificación de hormigón proyectado indirectos existentes en las distintas normativas (criterios empíricos fundamentados en la práctica), la propuesta metodológica que aquí se realiza, basada en Rodríguez (1997), se fundamenta en las diferencias existentes entre el hormigón de partida y el hormigón colocado debidas, fundamentalmente, a la modificación de la composición que el propio sistema de proyección introduce como consecuencia del rebote y de la incorporación de aire como sistema de transporte y proyección. Partiendo de este principio se considera que las características del hormigón colocado serán las correspondientes al hormigón de partida modificadas por la colocación:

Tabla 3. Pérdida porcentual de resistencia del hormigón proyectado respecto con un hormigón moldeado.

Acelerante	Aplicación	Dosificación	Pérdida porcentual
Aluminato	Túnel Espesor capa <5 cm	2,7 %	25
	Espesor capa <15 cm	3,5 %	25-35
	Talud	2,7 %	25
Silicato	Cualquiera	>8 %	>35

Hormigón colocado = Hormigón de partida - Variación por la colocación

En esta expresión las características del hormigón colocado es un dato que debe presentar el proyecto, en aras a cumplir con los requisitos necesarios para la aplicación estructural en estudio. Si se tiene evaluada la influencia de la puesta en obra por proyección, lo cual representa conocer la variación de las características del hormigón por la colocación, se puede obtener las características del hormigón de partida:

Hormigón de partida = Hormigón colocado + Variación por la colocación

Esta propuesta se articula entorno a tres fases principales. Una primera etapa en la que se intenta evaluar las modificaciones que introduce el sistema de puesta en obra. En la segunda se tiene en cuenta las prestaciones requeridas al hormigón colocado, las cuales podrán ser de tipo mecánico (fundamentalmente resistencias a distintas edades) o de otro tipo como puede ser la durabilidad. Finalmente en la tercera etapa se determina la composición del hormigón de partida.

3.2. Etapa primera: relativa a los coeficientes de rebote

En esta primera etapa se intenta evaluar las modificaciones que introduce el sistema de puesta en obra y compactación (proyección) en la composición del hormigón, que se traduce en una valoración del rebote.

En general, para la mayoría de las aplicaciones se determina un rebote medio sin especificar los coeficientes parciales para cada componente. El rebote total medio se puede definir a partir de los coeficientes parciales de los factores que influyen en su valor, según la expresión:

$$r_m^2 = r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 \quad (10)$$

siendo: r_m rebote medio del hormigón proyectado
 r_1 coeficiente relativo al equipo técnico y humano de proyección
 r_2 coeficiente relativo a las características del soporte a proyectar
 r_3 coeficiente relativo a la composición del hormigón de partida

Con respecto a los tres coeficientes, los dos primeros, el relativo al equipo técnico y humano de proyección y el relativo a las características del soporte, se consideran independientes de la dosificación debido a su mínima influencia sobre ésta, debiéndose encontrar los valores óptimos de dichos parámetros de forma independiente a la dosificación. Asimismo, frente a una determinada aplicación asumiendo una adecuada preparación del soporte (que incide, fundamentalmente, al inicio de la proyección) y de los aspectos tecnológicos asociados a la proyección, se puede aproximar el rebote medio por el coeficiente relativo a la composición de partida, que es función de los rebotes parciales de cada uno de los componentes según la expresión:

$$r_m \cong r_3 = \frac{A_p \cdot r_a + C_p \cdot r_c + S_p \cdot r_s + G_p \cdot r_g}{A_p + C_p + S_p + G_p} \quad (11)$$

siendo: A_p cantidad de agua del hormigón de partida
 C_p cantidad de cemento del hormigón de partida
 S_p cantidad de arena (árido fino) del hormigón de partida
 G_p cantidad de gravilla (árido grueso) del hormigón de partida
 r_a coeficiente parcial de rebote del agua
 r_c coeficiente parcial de rebote del cemento
 r_s coeficiente parcial de rebote de la arena
 r_g coeficiente parcial de rebote de la gravilla

Tabla 4. Coeficientes parciales de rebote.

Coeficiente	Vía seca	Vía húmeda
r_a	11-13%	7-9%
r_c	7-9%	5-7%
r_s	$0,22 \cdot \sqrt[3]{d_m}$	$0,12 \cdot \sqrt[3]{d_m}$
	d_m es diámetro medio representativo del árido correspondiente al tamiz en mm con el que pasa menos del 25% del material	
r_g	$0,22 \cdot \sqrt[3]{d_m}$	$0,12 \cdot \sqrt[3]{d_m}$
	d_m es diámetro medio representativo del árido correspondiente al tamiz en mm con el que pasa más del 50% del material	
r_m	18-25%	10-14%

Para la determinación de los distintos coeficientes parciales de rebote se ha tenido en cuenta los estudios que diversos autores, Ward, et al. (1978), Braun (1982), Teichert (1980), han realizado en este campo. En la tabla 4 se resume en función del sistema de proyección, vía seca o húmeda, los valores considerados para los distintos coeficientes parciales de rebote.

Dado que para el cálculo del coeficiente medio de rebote es necesario conocer la dosificación de partida, se trata de un proceso iterativo que asigna, como primera aproximación del rebote medio, un valor inicial (ver tabla 4), siendo necesaria su comprobación al final del proceso; si no coincide con el valor real se repite el proceso con el nuevo valor.

3.3. Etapa segunda: relativa al hormigón colocado.

Determinados los coeficientes parciales de rebote, se ha de determinar la composición del hormigón colocado. Su definición se basa en los siguientes puntos:

1.- Tamaño máximo del árido grueso.

Como es sabido, en el hormigón proyectado se produce un rebote parcial del mismo como consecuencia de la proyección, siendo este rebote distinto para cada uno de los componentes del hormigón aumentando con la masa de la partícula. Por tanto, se produce una variación de la granulometría del árido en el hormigón colocado con respecto al de partida como consecuencia del mayor rebote en los tamaños máximos de árido. Basándose en esto se plantea la forma de evaluar el tamaño máximo del hormigón colocado considerando las diferentes variables que pueden influir en su determinación.

Se define el tamaño máximo real del árido colocado (T_{MAX}) en función del tamaño máximo del hormigón de partida (t_{max}),

siendo éste el correspondiente al tamiz más pequeño que retenga menos del 15% del peso total de árido; a este t_{max} se aplican unos coeficientes de corrección que tienen en cuenta el sistema de proyección (γ_1), las características de la superficie a proyectar (γ_2) y la tixotropía de la mezcla (γ_3):

$$T_{MAX} = t_{max} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \quad (12)$$

Con respecto a las correcciones debidas a las características de la superficie a proyectar, son dos los factores que se han tenido en cuenta, las características propias de la superficie (dura, media y blanda) y la posición de la misma (techo, pared y suelo). Para tener en cuenta ambos factores el coeficiente γ_2 se ha desglosado en dos; γ_{21} relativo al tipo de superficie y γ_{22} relativo a la posición.

Los coeficientes correctores a aplicar están detallados en la tabla 5, y se han obtenido a partir de los estudios realizados por distintos autores, Ward, et al. (1978), Lukas, et al. (1990), Kusterle (1989), etc.

Con respecto al coeficiente γ_{22} , si la aplicación se realiza sobre un soporte en el que la proyección se realice sobre distintas posiciones, como por ejemplo en sostenimiento de túneles (aplicación más habitual del hormigón proyectado) en donde se proyecta sobre hastial y clave simultáneamente, se puede determinar un valor representativo del coeficiente γ_{22} aplicando una media ponderada de los valores implicados según la superficie a proyectar en cada posición:

$$\gamma_{22} = \frac{\sum \gamma_{22i} \cdot S_i}{\sum S_i} \quad (13)$$

Tabla 5. Coeficientes correctores del tamaño máximo del árido.

γ_1 Influencia del sistema de proyección		Vía seca	0,95	
		Vía húmeda	0,98	
γ_2 Influencia de la superficie a proyectar	γ_{21} Influencia por las características de la superficie	Blanda	Arena Arcilla blanda	1,00
		1 capa Media	Hormigón Madera	0,98
		Dura	Roca Acero	0,94
		2 ó más capas		0,98
	γ_{22} Influencia por la posición de la superficie	Suelo		1,00
		Pared		0,98
		Techo		0,94
γ_3 Influencia de la tixotropía de la mezcla		Óptima	Mezcla con aditivo tipo plastificante y adiciones, tipo microsilice, que mejoren las características tixotrópicas	1,00
		Buena	Mezcla con incorporación adiciones mejoren las características tixotrópicas.	0,97
		Regular	Mezcla sin agentes que mejoren las características tixotrópicas	0,94

2. CANTIDAD DE CEMENTO DEL HORMIGÓN DE PARTIDA

A la hora de determinar la cantidad de cemento se parte del hecho de que tanto en la proyección por vía seca como por vía húmeda el transporte requiere unas cantidades mínimas de finos que principalmente serán aportados por el cemento.

Por otro lado la proyección como sistema de puesta en obra conduce a una elevada porosidad del hormigón colocado (respecto a un hormigón vibrado) provocando una disminución de las propiedades mecánicas (resistencia a compresión) para una misma cantidad de cemento. Por contra, si se quiere mantener un valor determinado de la resistencia a compresión la proyección implica la necesidad de un mayor contenido de cemento.

A partir de los resultados obtenidos en aplicaciones de hormigón proyectado por vía húmeda y seca en la figura 2 se relaciona la resistencia media a compresión y la dosificación de cemento en la mezcla de partida. En el gráfico se observa el incremento de la resistencia media a compresión a mayores cantidades de cemento, asimismo para una determinada cantidad de cemento se han obtenido mayores resistencias por vía seca, hecho que puede imputarse a la menor relación a/c en las mezclas de hormigón proyectado por vía seca.

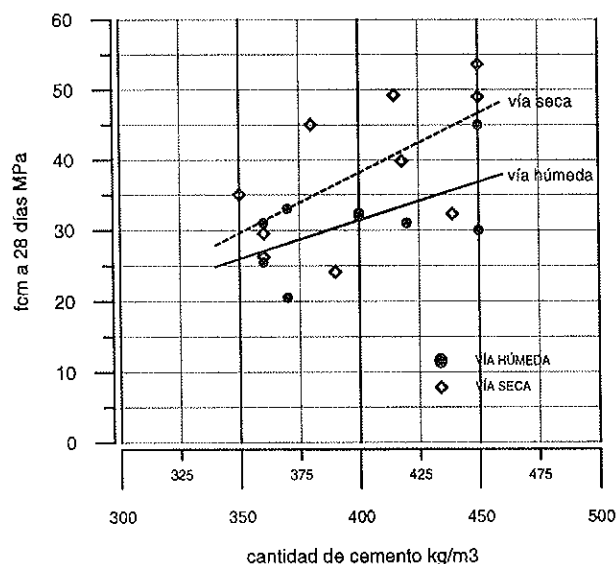


Figura 2. Resistencia media a compresión vs dosificación de cemento.

Sobre la base de lo argumentado se recomienda que el contenido de cemento del hormigón de partida se sitúe en el entorno de 375 a 425 kg/m³ para valores mínimos de la resistencia a compresión del hormigón a 28 días de 25-35 MPa, si bien queda a elección del usuario la fijación de este valor.

3. CANTIDAD DE AGUA

La determinación de la cantidad de agua se realiza a partir de la resistencia a compresión requerida utilizando la formulación dada por Feret (1896):

$$f_{ck} = k \cdot \left[\frac{c}{c + a + P_t} \right]^2 \quad (14)$$

siendo:	f_{ck}	resistencia característica del hormigón colocado (kp/cm²)
	k	coeficiente que tiene en cuenta la categoría del cemento
	c	volumen de cemento del hormigón colocado
	a	volumen de agua del hormigón colocado
	P_t	volumen de poros totales del hormigón colocado.

Por tanto se obtiene la relación a/c en volumen mediante de la expresión:

$$\frac{a}{c} = \sqrt{\frac{k}{f_{ck}}} - \left[1 + \frac{P_t}{c} \right] \quad (15)$$

Esta expresión se puede utilizar con resistencias a distintas edades, según resulte más condicionante, no obstante en nuestro caso tomaremos como dato la resistencia característica a 28 días que es, en definitiva el valor contractual exigido en la mayoría de los casos.

El volumen de cemento del hormigón colocado se obtiene a partir de la cantidad fijada para el hormigón de partida según la expresión (27) que se presenta con posteridad.

El valor de k se toma independientemente del sistema de proyección elegido (vía seca o húmeda) y se tomará un valor según el tipo de cemento. Para su determinación, se plantea dos posibles vías; mediante los valores obtenidos experimentalmente por Duriez, et al. (1950) en función de la categoría del cemento y de la edad del hormigón (tabla 6), o bien a partir de la formulación de Larrard, et al. (1992) en función de la resistencia característica del cemento f_{cc} (en kp/cm²) y de la rigidez del esqueleto de la matriz de hormigón k_g según la expresión:

$$k = k_g \cdot f_{cc} \quad (16)$$

Se considera un valor de k_g para un hormigón proyectado, valor superior que en un hormigón vibrado ($k_g=4,9\pm10\%$), de 6.

Con respecto a la cuantificación del volumen de poros totales del hormigón, se considera como una primera aproximación los porcentajes de 17% para vía seca y 12% para vía húmeda, valores determinados a partir de los encontrados experimentalmente por otros autores (tabla 7).

4. CANTIDAD DE ÁRIDOS

La curva granulométrica del hormigón colocado de referencia se basa en la obtenida por Bolomey para hormigones

Tabla 6. Valores del coeficiente k (Duriez, et al. 1950).

Edad (días)	Cemento 160/250	Cemento 250/315	C.P.-M.F. Nº2 250/375	Cemento Alta Resistencia 315/400	Super cemento 355/500
2	300	600	500	1000	1100
3	500	800	700	1200	1300
4	600	1000	900	1400	1500
7	800	1200	1200	1700	1900
28	1300	1800	2200	2400	2800
90	1700	2200	3000	3000	3400
180	2000	2500	3400	3300	3700
300	2200	2700	3800	3600	3900

Tabla 7. Porcentajes de poros totales según distintos autores.

Autor	Sistema de proyección	
	Vía seca	Vía húmeda
Teichert (1991d)	20,0%	
Rodríguez (1992a, 1994b, 1994b)	13,5-18,0%	
Bächli, et al. (1990)	17,2%	
Little (1985)	15,9%	
Morgan (1990b)		14,1%
Morgan (1993d)		12,9%
Morgan (1991c)		10,0%

convencionales, la cual es de sencilla aplicación y considera la contribución del cemento como un componente más de los finos, de gran importancia en el bombeo y por tanto en la proyección, pero con las modificaciones oportunas para un hormigón proyectado, obteniendo la ecuación:

$$y = b + (100 - b) \sqrt{\frac{d}{T_{MAX}}} \quad (17)$$

siendo: y porcentaje en volumen que pasa por el tamiz de abertura d
b parámetro adimensional (b=16)
d abertura tamiz en mm
T_{MAX} tamaño máximo real del árido en mm.

Determinadas las proporciones de árido grueso g y fino s (por ejemplo mediante el método de tanteos) para conseguir la

composición granulométrica que más se ajuste a la curva de referencia, se determinan las cantidades de áridos del hormigón colocado mediante la formulación dada por Faury (1944), que visualiza perfectamente el efecto de la porosidad, teniendo en cuenta que, al igual que en un hormigón convencional, para obtener 1000 litros de hormigón endurecido son necesarios 1025 litros de hormigón fresco:

$$S_c = s \cdot 1.000 \cdot (1.025 - I_c) \cdot \gamma_s \quad (18)$$

$$G_c = g \cdot 1.000 \cdot (1.025 - I_c) \cdot \gamma_g \quad (19)$$

siendo: S_c y G_c cantidad de árido fino y grueso en kg/m³
s y g volúmenes de árido fino y grueso
I_c volumen de huecos del esqueleto granular del hormigón
γ_s y γ_g peso específico del árido fino y grueso en kg/dm³.

El volumen de huecos del esqueleto granular del hormigón colocado I_c se obtiene mediante la formulación empírica dada por Faury (1944) para hormigones convencionales:

$$I_c = a + P_t \quad (20)$$

siendo: a volumen de agua del hormigón colocado, obtenido mediante la expresión (5) presentada con anterioridad
P_t volumen total de poros del hormigón colocado, determinado para la obtención del volumen de agua del hormigón colocado.

3.4. Etapa tercera: relativa al hormigón de partida

En esta tercera fase se determina la obtención del hormigón de partida a partir del hormigón colocado, para ello, se utilizarán los coeficientes parciales de rebote determinados en la primera etapa:

$$H_c = H_p - r_m \cdot H_p = (1 - r_m) \cdot H_p \quad (21)$$

siendo: H_c hormigón colocado (kg)
 H_p hormigón de partida (kg)
 r_m rebote total medio del hormigón proyectado

Al igual que esta expresión para el hormigón medio, se puede aplicar un paralelismo para cada uno de los componentes, obteniendo:

$$C_c = (1 - r_c) \cdot C_p \quad (22)$$

$$A_c = (1 - r_a) \cdot A_p \quad (23)$$

$$S_c = (1 - r_s) \cdot S_p \quad (24)$$

$$G_c = (1 - r_g) \cdot G_p \quad (25)$$

Si la relación entre hormigón colocado y hormigón de partida se expresa en volumen, h_c y h_p respectivamente, se obtiene:

$$h_c = \frac{1 - r_m}{\gamma_c} \cdot \gamma_p \cdot h_p \quad (26)$$

siendo γ_p y γ_c las densidades aparentes del hormigón de partida y colocado respectivamente.

Por tanto, para determinar la dosificación del hormigón colocado en kg/m^3 utilizaremos las expresiones:

$$C'_c = (1 - r_c) \cdot C_p \cdot \frac{1}{1 - r_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (27)$$

$$A'_c = (1 - r_a) \cdot A_p \cdot \frac{1}{1 - r_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (28)$$

$$S'_c = (1 - r_s) \cdot S_p \cdot \frac{1}{1 - r_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (29)$$

$$G'_c = (1 - r_g) \cdot G_p \cdot \frac{1}{1 - r_m} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (30)$$

Asimismo, despejando en las expresiones (28), (29) y (30) obtenemos las dosificaciones en kg/m^3 de agua y árido del hormigón de partida a partir del hormigón colocado:

$$A_p = A'_c \cdot \frac{1 - r_m}{1 - r_a} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (31)$$

$$S_p = S'_c \cdot \frac{1 - r_m}{1 - r_s} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (32)$$

$$G_p = G'_c \cdot \frac{1 - r_m}{1 - r_g} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_p} \quad (33)$$

En el caso de hormigón proyectado por vía húmeda, la dosificación del hormigón de partida se complementaría con la

incorporación de un aditivo plastificante o superplastificante con el objetivo de conseguir la fluidez necesaria para permitir el bombeo de la mezcla durante la proyección. Para fijar el contenido de aditivo se tendrá en cuenta las recomendaciones dadas por el fabricante del equipo de bombeo, las características del aditivo y los condicionantes en obra, como pueden ser entre otros, la distancia de transporte del hormigón y la climatología que influirán en la pérdida de fluidez de la mezcla.

3.5. Incorporación de otros componentes

La propuesta metodológica se ha planteado para la dosificación de una mezcla a partir de los componentes básicos que constituyen el hormigón (cemento, agua y áridos), si bien en la práctica es habitual la incorporación de otros constituyentes con el objetivo de mejorar algunas de las propiedades de la mezcla. En el caso de hormigón proyectado, son comunes la adición de microsilíce y fibras, asimismo como la incorporación de algún aditivo. En estos casos también se puede aplicar las hipótesis de la propuesta metodológica, siendo éste un aspecto a ser estudiado.

4. EJEMPLO DE DOSIFICACIÓN

A continuación, con el objeto de una mejor visualización de la metodología propuesta, se desarrolla un caso práctico a modo de ejemplo.

Se solicita la dosificación de un hormigón proyectado de resistencia a compresión 25 MPa para sostenimiento de un túnel excavado en roca. Se disponen de 2 fracciones de árido cuyas características se detallan en la tabla 8, no se pretende el uso de aditivos o adiciones en la mezcla y el cemento a utilizar es un CEM I 42,5. Se va a determinar la dosificación para proyección por vía húmeda y vía seca.

Tabla 8. Granulometrías áridos.

Tamiz (mm)	% Material que pasa	
	0/5 machaqueo	5/12 machaqueo
12,70	100	100
9,52	100	84,4
4,76	97,3	16,4
2,38	74,1	0,6
1,19	63,1	0,6
0,595	33,9	0,6
0,297	12,2	0,6
0,149	6,6	0,6
0,074	4,0	0,6

Hipótesis de partida:

En la tabla 9 se detallan las hipótesis de partida tomadas en el cálculo de las dosificaciones en lo relativo a los coeficientes parciales de rebote y coeficiente de rebote medio, al tamaño máximo del árido en el hormigón colocado, a la porosidad y a la densidad del hormigón de partida y colocado.

Dosificaciones:

En la figura 2 del apartado 3.3 se relacionaba la resistencia media a compresión con la cantidad de cemento en el hormigón de partida. Para obtener una resistencia del orden de 25 MPa se requieren cantidades de cemento del orden de 375 y 400 kg/m³.

Tabla 9. Hipótesis de partida.

Parámetro		Vía seca	Vía húmeda
Coeficientes de rebote	r_a	0,12	0,08
	r_c	0,08	0,06
	r_s	0,17 ($d_m=0,472$)	0,09 ($d_m=0,472$)
	r_g	0,42 ($d_m=7,11$)	0,23 ($d_m=7,11$)
	r_m	0,25	0,13
Tamaño máximo	l_{max}	12,70 mm	
	γ_1 (proyección)	0,95	0,98
	γ_{21} (superficie)	0,94 (dura)	
	γ_{22} (posición)	0,94 (techo)	
	γ_3 (tixotropía)	0,94 (regular)	
T_{MAX}		10,02 mm	10,34 mm
Densidad de partida		2,35	2,40
Porosidad		17%	12%
Densidad colocado		2,05	2,15

Tabla 10. Dosificaciones con 375 kg/m³ de cemento.

Componente	Vía húmeda		Vía seca	
	Hormigón de partida	Hormigón colocado	Hormigón de partida	Hormigón colocado
CEM I-42,5	375 kg/m ³	364 kg/m ³	375 kg/m ³	396 kg/m ³
Agua	164 kg/m ³	156 kg/m ³	129 kg/m ³	130 kg/m ³
Arena	1070 kg/m ³	1003 kg/m ³	1000 kg/m ³	952 kg/m ³
Gravilla	791 kg/m ³	629 kg/m ³	888 kg/m ³	589 kg/m ³
Total kg/m ³	2400 kg/m ³	2160 kg/m ³	2392 kg/m ³	2067 kg/m ³
r_m real	0,1308		0,2460	
Agua/cemento	0,44	0,43	0,34	0,33
Arena+cem.	1445 kg/m ³	1367 kg/m ³	1375 kg/m ³	1348 kg/m ³
Árido:cemento	5:1	4,5:1	5:1	4:1

En la tabla 10 se muestran las dosificaciones obtenidas para un hormigón proyectado por vía seca y húmeda considerando la cantidad de cemento de partida de 375 kg/m^3 .

La composición del hormigón de partida se complementaría con la incorporación de un aditivo plastificante o superplastificante.

Asimismo en la tabla 11 se detallan las dosificaciones si la cantidad de cemento de partida se establece en 400 kg/m^3 .

Para la proyección por vía húmeda es preferible la dosificación con 375 kg/m^3 de cemento por su menor coste (cantidad de cemento) con similares prestaciones, tanto en lo referente al bombeo de la mezcla (arena+cemento) como en resistencias. En la vía seca si bien la dosificación con 375 kg/m^3 de cemento es posible, debido a su mayor sensibilidad a la cantidad de agua, que recordemos controla el operario, es preferible la dosificación con 400 kg/m^3 de cemento.

5. CONCLUSIONES

La gran difusión del hormigón proyectado en el ámbito de la obra pública, especialmente en sostenimiento de túneles, exige un método de dosificación fiable y con el que se pueda obtener un hormigón proyectado capaz de satisfacer las elevadas prestaciones requeridas tanto del hormigón endurecido (resistencias e impermeabilidad) así como del comportamiento en freseo de la mezcla (consistencia, bombeabilidad, rebote). No existe un método de dosificación universalmente asumido, siendo la experiencia en el campo de la proyección el fundamento de los métodos de dosificación contemplados en las distintas normativas, especialmente para hormigones proyectados por vía seca, ya que en el caso de la vía húmeda, algunas normativas contemplan la utilización de los métodos

de dosificación para hormigones convencionales que contemplen aplicaciones de bombeo incluyendo prescripciones de consistencia y tamaño máximo de árido.

Un primer paso hacia una metodología que incluya las singularidades de la proyección es el método de dosificación desarrollado por Prudêncio, si bien ésta no esta exenta de una laboriosa campaña experimental.

La propuesta metodológica desarrollada constituye un avance más en esta misma línea. En este sentido, en la propuesta se consideran los aspectos más relevantes que caracterizan la proyección como son el rebote, las características del soporte y el sistema de proyección.

La precisión de los coeficientes parciales de rebote presentados en la propuesta está respaldada por un laborioso trabajo de recopilación de los resultados incluidos en los estudios realizados por distintos autores en el campo del hormigón proyectado, por los resultados obtenidos en la valoración de algunos casos prácticos, así como de la experiencia previa recogida en distintas normativas o documentación bibliográfica.

En la metodología de dosificación, para la definición del árido de partida se han seleccionado criterios de distintos autores (curva de referencia según Bolomey y cantidades según Faury), que a nuestro entender, son de mayor facilidad y rapidez de aplicación.

No obstante, un punto a completar es la verificación de la propuesta mediante su aplicación práctica, de tal manera que se realice una confrontación de los criterios que constituyen la base de la metodología. Asimismo, otro aspecto a considerar es cómo afecta la forma del árido en la resistencia del hormigón en el sentido de que la proyección puede producir una dirección predominante en su orientación.

Tabla 11. Dosificaciones con 400 kg/m^3 de cemento.

Componente	Vía húmeda		Vía seca	
	Hormigón de partida	Hormigón colocado	Hormigón de partida	Hormigón colocado
CEM I-42,5	400 kg/m^3	388 kg/m^3	400 kg/m^3	422 kg/m^3
Agua	183 kg/m^3	174 kg/m^3	148 kg/m^3	149 kg/m^3
Arena	1014 kg/m^3	950 kg/m^3	942 kg/m^3	895 kg/m^3
Gravilla	773 kg/m^3	614 kg/m^3	866 kg/m^3	573 kg/m^3
Total kg/m^3	2370 kg/m^3	2126 kg/m^3	2392 kg/m^3	2039 kg/m^3
r_m real	0,1298		0,2434	
Agua/cemento	0,45	0,45	0,37	0,35
Arena+cem.	1414 kg/m^3	1338 kg/m^3	1342 kg/m^3	1317 kg/m^3
Árido:cemento	4,5:1	4:1	4,5:1	3,5:1

Agradecimientos

Los autores del presente artículo quieren expresar su agradecimiento al Ministerio de Educación y Cultura (Programa de I+D en Transporte, ref. TRA99-0788), a Gestió d'Infraestructures S.A. (GISA) y a Fomento de Construcciones y Contratas S.A. (FCC) por el soporte brindado en la realización de distintos trabajos de investigación en el ámbito del hormigón proyectado.

REFERENCIAS

- ACI (1990) Guide to shotcrete. ACI 506R. American Concrete Institute.
- AENOR (1994) Hormigón y mortero proyectados. Recomendaciones de utilización. UNE 83-607. Asociación Española de Normalización y Certificación.
- AFTES (1982) Recommendations on sprayed concrete. Association Française des Travaux en Souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains, n° especial julio.
- ASCE (1995) Standard practice for shotcrete. American Society of Civil Engineers.
- EFNARC (1996) European specification for sprayed concrete. European Federation of Producers and Applications of Specialist Products for Structures.
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS (1990) Hormigón proyectado. Servicio de publicaciones de la Agrupación Nacional de Constructores de Obras.
- MAHAR J.W., PARKER H.W., WUELLNER W.W. (1975) Shotcrete practice in underground construction. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- PRUDÊNCIO L. (1993) Contribuição à dosagem do concreto projetado. Tese Doutorado, Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
- RODÍGUEZ J. (1997) Estudio relativo a la influencia de distintas variables que inciden en la dosificación y puesta en obra del hormigón proyectado. Tesis Doctoral. Universitat de Catalunya. E.T.S. Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona.

Nuevo disipador para edificación sismorresistente. 2ª parte: comportamiento de estructuras duales de un grado de libertad con disipadores

A new dissipator for seismic design. Part II: response of S.D.O.F. non-standard dual systems

Xavier Cahís Carola

Dr. Ingeniero Industrial



Lluís Torres Llinàs

Dr. Ingeniero Industrial



Luis Bozzo Rotondo

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Mecánica y Construcción Industrial. UdG

RESUMEN

La primera parte de éste artículo analizaba el comportamiento de un nuevo disipador de energía elastoplástico. En ésta segunda parte se estudia, experimental y numéricamente, la respuesta de un sistema dual de un grado de libertad que lo incluye. El disipador ha demostrado su efectividad en sistemas de rigidez elevada e intermedia, ofreciendo valores del cortante de base y del desplazamiento de entrepiso significativamente menores a los observados en sistemas lineales y elásticos. Se ha observado que una relación baja entre las rigideces de los subsistemas flexible y rígido permite disipar una mayor cantidad de la energía introducida al sistema y minimizar su respuesta estructural. También se ha apreciado que los sistemas más rígidos, para minimizar su respuesta estructural, deben mantener una relación más elevada entre su fuerza de plastificación y la masa total del sistema. Finalmente se ha observado que la energía absorbida por los disipadores puede ser predecida a partir del pseudoespectro de velocidades y del periodo fundamental efectivo, definido a partir de la rigidez secante mínima del sistema.

SUMMARY

The behavior of a new elastoplastic shear link dissipator has been analyzed in the first part of this paper. This second part describes experimental and numerical studies for a SDOF non-standard dual system protected with shear dissipators. High and intermediate stiff dual systems with this

device have presented smaller values of the shear base force and the interstory drift when compared to linear and elastic systems response. It has been appreciated that most of introduced energy is dissipated when a low ratio between the main frame stiffness and dissipation system stiffness is hold. It has been also observed that a higher ratio between the dissipator yielding force and the total mass drives to a more reduced structural response. Finally it has been appreciated than the absorbed energy might be predicted using the velocity pseudo-spectra and a effective fundamental period, that has been defined by using the minimum secant stiffness of the dual system.

1. INTRODUCCIÓN

Un sistema estructural diseñado para responder lineal y elásticamente ante sismos manifiesta, comúnmente, conductas resonantes asociadas a aceleraciones elevadas. Precisa, por ello, de grandes secciones transversales en sus elementos estructurales, económicamente inviables, que le permitan soportar las elevadas fuerzas de carácter inercial. Plantea además, como inconveniente, que los equipos que aloja pueden resultar dañados durante un evento sísmico severo, resultando este hecho especialmente crítico en hospitales y centros que deben mantenerse operativos ante estas circunstancias. Se ha observado que un diseño basado en la ductilidad y la hiperestaticidad estructural puede reducir las acciones de origen sísmico de forma drástica. A este tipo de diseño sismorresistente se le conoce como diseño convencional. Ha

sido adoptado por la mayoría de códigos, acompañado de métodos simples para el cálculo de los esfuerzos y desplazamientos, basados en una hipotética proporcionalidad entre las respuestas no lineal y lineal. Este método plantea diversos inconvenientes: i) admite de forma implícita el daño estructural, el cual puede comportar reparaciones costosas e incluso económicamente inviables; ii) a partir de un análisis basado en un comportamiento lineal no es posible localizar la demanda de ductilidad en el seno estructural ni cuantificarla de forma precisa. Tras eventos sísmicos recientes se ha observado como elementos presupuestadamente dúctiles, como son las uniones metálicas, pueden manifestar roturas frágiles [1].

El aislamiento de base y los dissipadores de energía son sistemas pasivos que permiten concentrar los procesos no lineales. El diseño avanzado de edificios sismorresistentes con estos dispositivos presenta ventajas en relación al diseño convencional: i) la concentración de los procesos no lineales en elementos con comportamiento predecible simplifica los procesos de análisis de la respuesta estructural, ii) la demanda de ductilidad se concentra en elementos fabricados en condiciones que favorecen una mayor calidad y mejor control de sus propiedades, iii) los costes de reparación del edificio, en caso de evento sísmico, son reducidos en comparación con edificios convencionales. Se ha demostrado de forma práctica la efectividad de los aisladores de base en edificación, reduciendo la respuesta de la superestructura y evitando el daño estructural y no estructural ante sismos severos. Sin embargo, su aplicación se reduce a edificios de mediana altura y en circunstancias económicas propicias. Los dissipadores de energía permiten, en contraposición, ser distribuidos en el seno estructural en edificios de diversa altura. La configuración más ampliamente divulgada y aceptada, aún de forma más teórica que práctica, son las estructuras duales avanzadas. Esta tipología estructural compatibiliza dos subsistemas estructurales: uno porticado, destinado a soportar las acciones gravitatorias, y otro mucho más rígido que se encarga de resistir las acciones horizontales. Este segundo sistema estaría formado por elementos de elevada rigidez, tal como diagonales metálicas o muros de hormigón armado, y los propios dissipadores actuando como conectores entre el sistema rígido y flexible (figura 1).

Se ha demostrado que el parámetro γ , definido como el cociente entre las rigideces del sistema flexible y rígido, influye en la distribución del daño en el conjunto estructural. Valores reducidos de éste parámetro conducen a una mayor concentración del daño en los dispositivos dissipadores [2, 3]. Nakashima [4] constató, sin embargo, que valores reducidos del parámetro γ (inferiores a 0.25) resultan difícilmente alcanzables en estructuras de hormigón armado con dissipadores, y que valores más elevados propiciaban, además, una distribución más uniforme de la demanda de ductilidad en altura. Ambos resultados son ciertamente excluyentes y plantean una importante disyuntiva. Sin embargo, cabe plantear las siguientes apreciaciones: i) los estudios de Nakashima se basan en dissipadores con comportamiento elastoplástico bilineal sin endurecimiento, y cabe suponer que el endurecimiento podría favorecer una cierta redistribución del daño, y ii) evitar el daño estructural resulta probablemente prioritario al hecho de conseguir una mayor eficiencia en la distribución del daño en los dissipadores.

Otro aspecto a tener en cuenta en los edificios sismorresistentes es el comportamiento de los cerramientos. Pese a que éstos pueden mejorar considerablemente la respuesta estructural de un edificio ante sismo [5], su inclusión en los modelos resulta excesivamente compleja si se atiende su comportamiento degradante. Algunos investigadores han propuesto la conexión entre los cerramientos y la estructura principal con conectores especiales, introduciendo una abertura rellena de material flexible entre ambos sistemas excepto por la base de los cerramientos, de forma que la flexibilidad de los marcos resulte compatible con la rigidez de los muros [6-8].

Atendiendo los antecedentes anteriormente expuestos, los autores de este trabajo han creído conveniente desarrollar un dissipador que permita ser conectado a paredes de hormigón o mampostería (figura 2) con una doble función: i) permitir valores reducidos del parámetro γ , ii) aprovechar la capacidad de los muros como elementos resistentes. Dada la alta rigidez de los muros de hormigón o las paredes de mampostería y de los propios dissipadores, se conseguiría un sistema resistente a las cargas horizontales de elevada rigidez, el cual permitiría concentrar el daño en los dissipadores. Sin

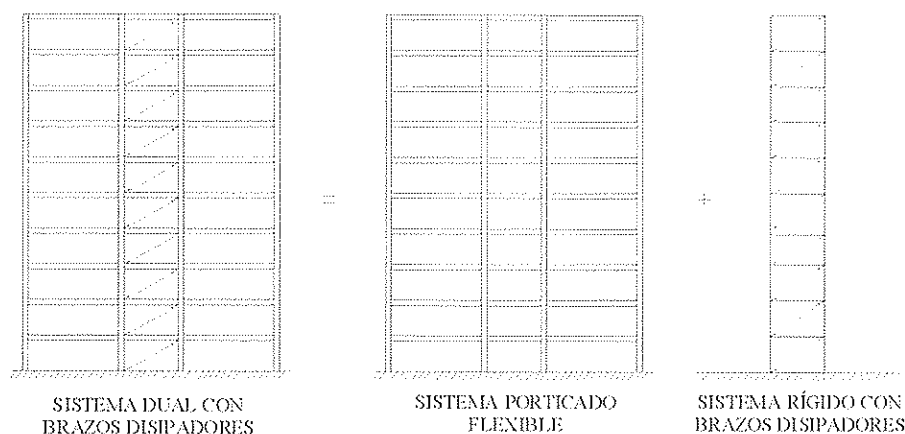


Figura 1. Sistema dual avanzado con dissipadores de energía.

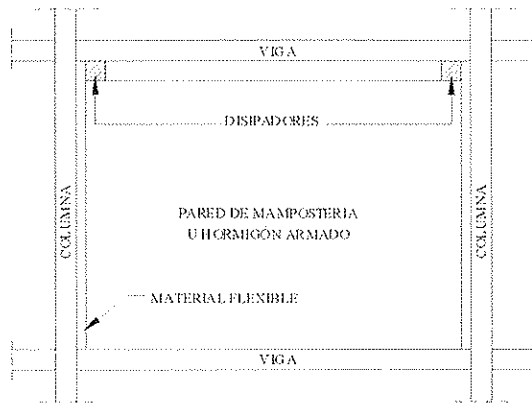


Figura 2. Sistema dual no estándar propuesto a partir del dissipador por esfuerzo cortante.

embargo, resulta improbable aplicar tal sistema a la totalidad de los cerramientos de una estructura. Si se atienden resultados de una investigación reciente realizada por Dorka y Bayer [9], resultaría más efectivo y factible plantear una distribución de los dissipadores en determinadas plantas, con el resto de las plantas rigidizadas.

2. RESPUESTA EXPERIMENTAL DE UNA ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD CON DISIPADORES

2.1 Descripción de la estructura ensayada y de su instrumentación

En la figura 3 se puede observar el modelo estructural ensayado en los laboratorios de ISMES (Bérgamo-Italia). Se trata de un sistema dual no estándar con dissipadores de energía, basados en la plastificación por esfuerzo cortante, actuando como conectores entre los sistemas rígido (muros)

y flexible (estructura porticada). Los dissipadores, de acero A42, disponen de una sección transversal en I, rigidizada para evitar fenómenos de abolladura. Su cuerpo disipativo es igual al del dispositivo D1, cuyas características y comportamiento han sido comentadas en la primera parte de éste artículo. La componente flexible del sistema dual está formada por 4 pilares HEA 100 sobre una planta rectangular de 2.5 x 2 metros aproximadamente, coronados por 4 vigas HEB 300, formando 4 pórticos, paralelos dos a dos. En los pórticos frontal y posterior (más flexibles), se encuentran dos dissipadores (uno en cada pórtico) conectados a media luz, mientras que los pórticos laterales se encuentran arriostrados en cruz. Dos bloques de hormigón en masa, de 3190 kp cada uno de ellos, se acomodan sujetos a las vigas frontal y posterior. La masa total sobre los 4 pilares, vigas incluidas, se eleva a 8380 Kp, proporcionando un período de vibración natural respecto al plano flexible (previa conexión del sistema disipativo) de 0.5 segundos.

Las fuerzas inerciales se transmiten a la base a partir de los pilares (sistema flexible) y del sistema disipativo. El sistema disipativo, previa plastificación, manifiesta una rigidez muy superior a la de la estructura principal porticada. La acción se transmite de los dinteles a los dissipadores, a partir de perfiles HEB 280 rigidizados, y de los dissipadores a la mesa vibrante mediante muros de hormigón armado entre perfiles HEB. Las uniones atornilladas de los dos dissipadores se precargaron con el par de apriete correspondiente al 80 % del límite elástico de los tornillos empleados (TR16 8.8), y se impregnaron en sus juntas de un barniz frágil para detectar si se producían deslizamientos relativos.

La instrumentación empleada para registrar el comportamiento dinámico de la estructura se puede observar en la figura 3. En los dinteles se situaron tres acelerómetros: dos en la dirección de la excitación proporcionada a la mesa vibrante (A1x y A2x), situados en ambos dinteles para captar un posible modo de torsión, y otro en dirección perpendicular (A3y). En la base se situó un cuarto acelerómetro, Atx, en la dirección de la excitación, cuyas medidas permitirían registrar la excitación real. Los desplazamientos relativos entre ambos extremos de los dissipadores se midieron a partir de los transductores de

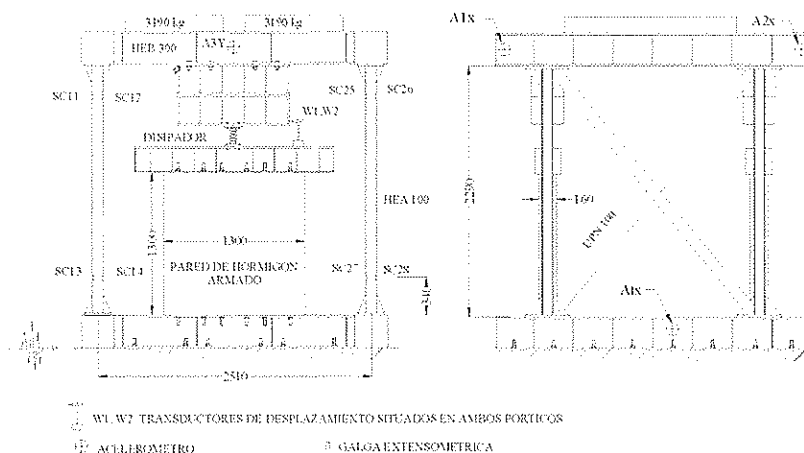


Figura 3. Sistema ensayado: configuración e instrumentación.

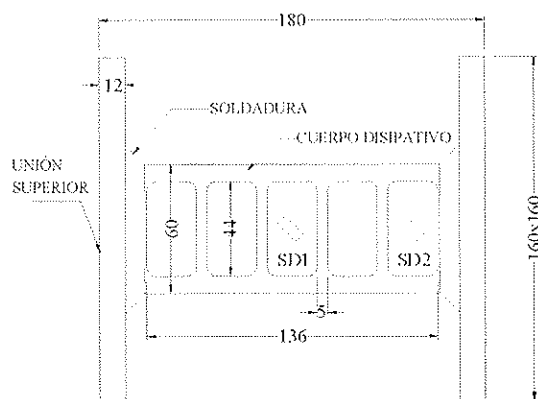


Figura 4. Instrumentación del dissipador con galgas extensométricas.

desplazamiento $W1$ y $W2$. El desplazamiento relativo entre dinteles y la base en la dirección de la excitación se midió, de forma indirecta, a partir de las galgas extensométricas de los pilares. Ello resultó posible debido al comportamiento elástico previsto y mantenido durante los ensayos en el sistema flexible. Para su calibración se emplearon los datos obtenidos durante el test de vibración forzada del sistema sin los dissipadores. Para constatar las deformaciones plásticas del dissipador, éste se instrumentó con dos galgas extensométricas (figura 4), situadas en el alma y en el eje longitudinal del dissipador, y orientadas aproximadamente en una dirección principal.

2.2 Programa de ensayos

Las características dinámicas de la estructura porticada sin dissipadores y del sistema dual completo se determinaron a partir de ensayos de vibraciones forzadas en mesa vibrante (*sweep frequency tests*). Para analizar la respuesta ante sismo se empleó el registro de Santa Cruz-terremoto de Loma Prieta (1989), (figura 5). Se aplicó inicialmente un factor de escala 0.353, el cual sirvió para calibrar el sistema y registrar su respuesta lineal y elástica. Después se sucedieron, incrementando el factor de escala aplicado, distintas pruebas con incursiones no lineales cada vez mayores, hasta observar un desplazamiento de entrepiso significativo, correspondiente a un factor de escala 2.238.

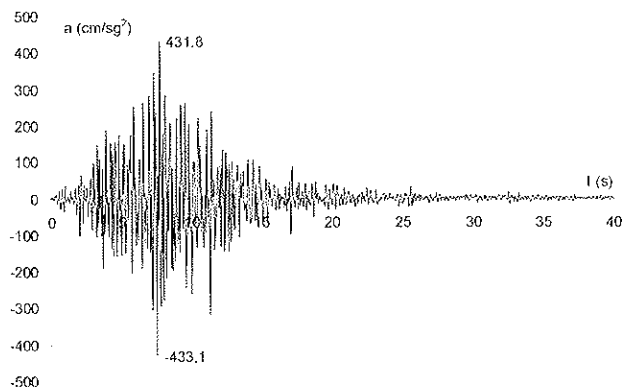


Figura 5. Registro de Santa Cruz del terremoto de Loma Prieta (1989).

2.3 Resultados experimentales

Los tests de caracterización dinámica determinaron, para la estructura porticada previa instalación de los dissipadores y en el plano de la excitación, una frecuencia fundamental de 2.02 Hz y una fracción del amortiguamiento crítico del 2.2%. Para el sistema dual completo los valores resultaron, respectivamente, de 10.71 Hz y del 8.89%. Se atribuye el importante incremento del amortiguamiento a los muros de hormigón y a las conexiones del sistema rígido.

Tal como se ha comentado anteriormente, se ha excitado la estructura con distintos acelerogramas escalados a partir del registro de Santa Cruz-Loma Prieta, con el fin de conseguir niveles crecientes de plastificación en los dissipadores. Los factores de escala (FE) aplicados resultaron: 0.353 (con respuesta lineal y elástica), 1, 1.259, 1.585, 1.995 y finalmente 2.238. El movimiento de la estructura fue, en el conjunto de los ensayos, fundamentalmente en el plano de la excitación, con movimientos de torsión y flexión en el plano normal de muy baja magnitud. Tras el último de los ensayos los dispositivos mostraban un comportamiento estable y sin señales de daño. La galga extensométrica, situada en el centro del alma del dissipador frontal, detectó plastificación en el segundo ensayo, en el que la excitación se aplicó a escala real, midiéndose una deformación próxima al 4 por mil. En el último de los ensayos la galga detectó deformaciones cercanas al 33 por mil, y se midió un desplazamiento máximo entre extremos de dissipador de 5.8 mm, correspondiente a un desplazamiento relativo máximo de 6.55 mm (1/350 de la altura de entrepiso).

Las figuras 6a y 6b presentan las Transformadas de Fourier correspondientes a los acelerogramas impuestos a la mesa vibrante en los ensayos primero ($FE=0.353$, lineal y elástico,) y último ($FE = 2.238$, no lineal y asociado a una ductilidad máxima del sistema). La relación entre las amplitudes de las frecuencias más significativas de ambos espectros (se han considerado como frecuencias significativas las que, estando comprendidas entre las frecuencias fundamentales del sistema arriostrado y no arriostrado, presentaban amplitudes más elevadas) está bien correlacionada con los factores de escala (FE) aplicados. Este hecho verifica que la respuesta no lineal de la estructura no altera significativamente la excitación original deseada, lo cual es una condición del ensayo. Las figuras 7a y 7b representan las Transformadas de Fourier correspondientes a las respuestas de sistema en aceleraciones absolutas. Se ha definido el Factor de Amplificación (FA) de una frecuencia significativa como el cociente entre las amplitudes de los espectros de aceleraciones de respuesta y excitación correspondientes a tal frecuencia. En la figura 8a se representa la evolución del parámetro FA a través de distintas curvas, correspondientes cada una de ellas a una frecuencia considerada significativa, en relación al factor de escala (FE) aplicado a la excitación de la mesa vibrante. En la figura 8b, para observar mejor la evolución del FA en las frecuencias significativas menos amplificadas, se ha eliminado la frecuencia correspondiente a 10.3 Hz. Se aprecia como las distintas curvas presentan máximos decalados y asociados a distintos niveles de plastificación de los dissipadores. En la figura 8a se puede constatar que la estructura, bajo comportamiento elástico, amplifica el contenido de frecuencias

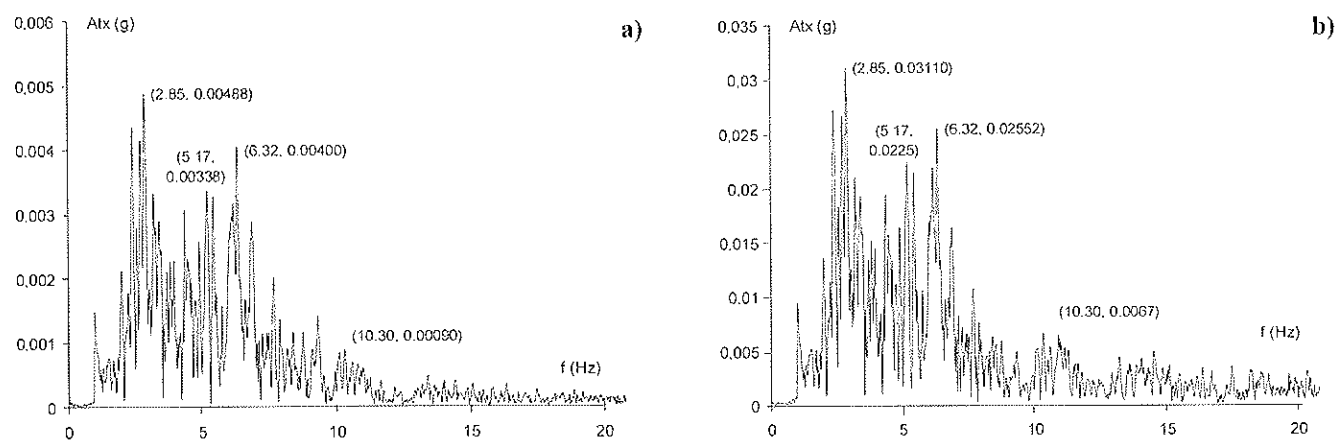


Figura 6. Transformadas de Fourier correspondientes a los registros de aceleración de la mesa vibrante, para distintas escalas de la excitación: a) $FE = 0.353$, b) $FE = 2.238$.

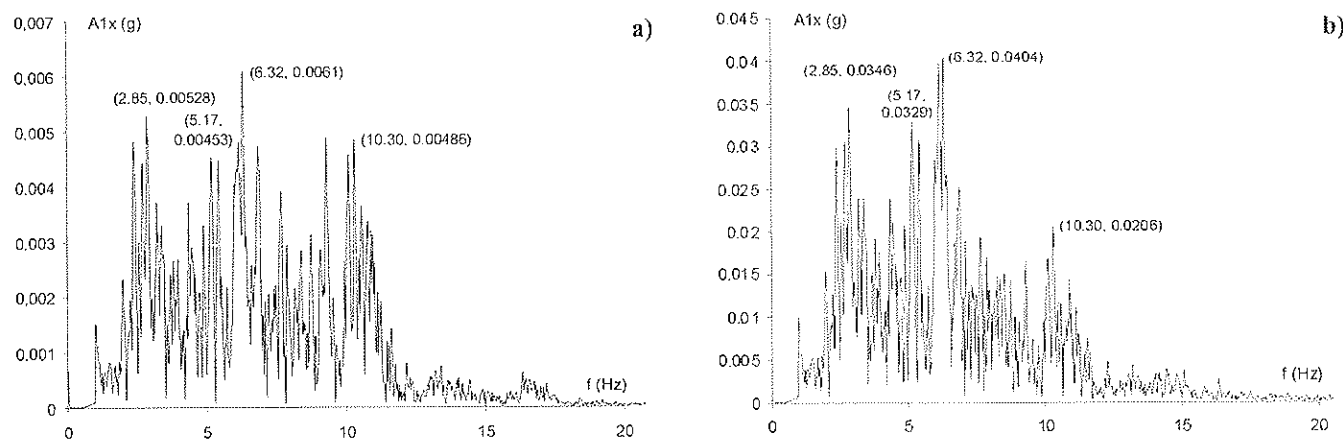


Figura 7. Transformadas de Fourier correspondientes a la aceleración en la parte superior de la estructura, para distintas escalas de la excitación: a) $FE = 0.353$, b) $FE = 2.238$.

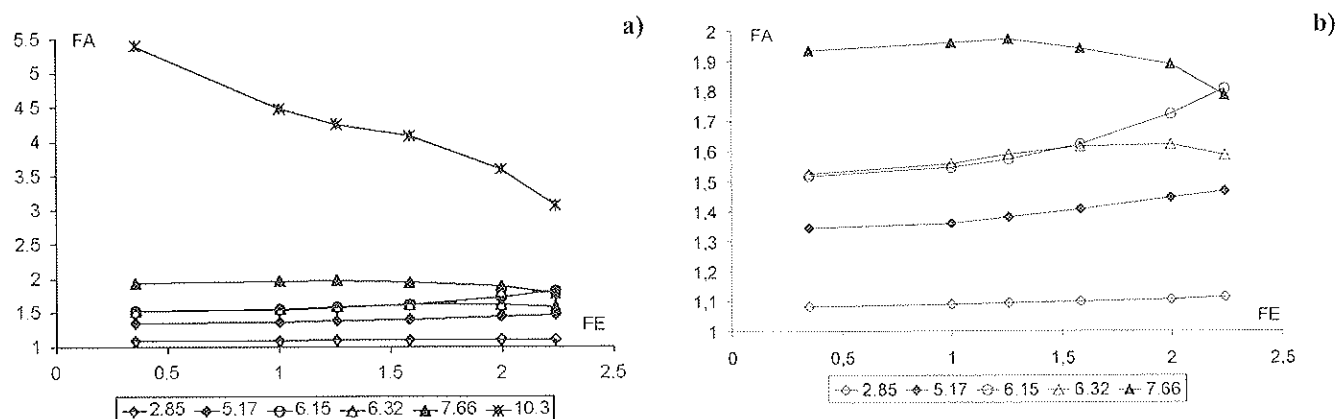


Figura 8. Relación entre el Factor de Amplificación, asociado a una frecuencia, y el Factor de Escala aplicado a la excitación: a) incluida la frecuencia natural del sistema lineal y elástico, b) excluida la frecuencia natural del sistema lineal y elástico.

próximo a su frecuencia fundamental con un factor cercano a 5.5. Este factor de amplificación (FA) se reduce progresivamente hasta 3 en el último ensayo. Observando la evolución de los distintos máximos, se puede prever que en el último ensayo, en el cual se produce la máxima incursión no lineal, la frecuencia con máxima amplificación se situaría entre 6.32 Hz y 6.15 Hz.

Se ha adaptado la expresión que determina la frecuencia fundamental de un sistema de un grado de libertad lineal y elástico para establecer el concepto de frecuencia fundamental efectiva de un sistema no lineal con comportamiento elastoplástico:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (1)$$

donde K = rigidez secante del sistema dual, M = masa ubicada sobre los soportes. En el último ensayo, asociado a un nivel ya significativo de ductilidad, la diferencia entre la frecuencia fundamental efectiva, determinada según la ecuación anterior, y la frecuencia que manifiesta su máximo FA resulta del 2.8%.

Housner [10] observó que la energía introducida a una estructura en un evento sísmico dependía básicamente de su período fundamental y de su masa total. Esta cantidad de energía, en sistemas de flexibilidad media o elevada, resultaba poco afectada por la aparición de plasticidad, reduciéndose en cualquier caso. A partir de esta observación planteó una expresión simplificada que permitía predecir la energía disipada en sistemas con comportamiento elastoplástico:

$$E_D = E_H - E_E \quad (2)$$

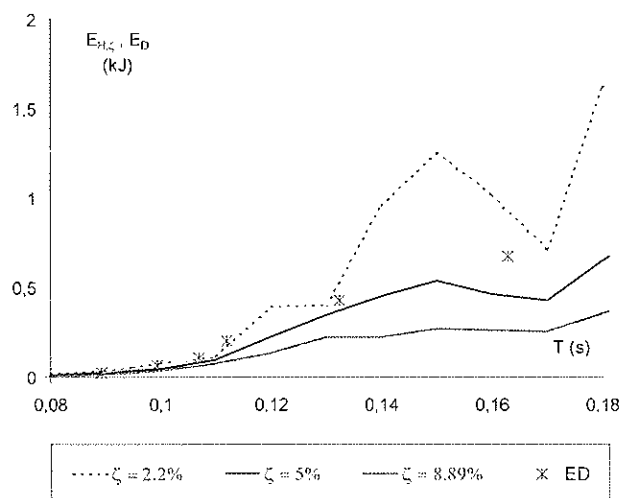


Figura 9. Espectros de energía basados en el pseudoespectro de velocidades, para valores distintos del amortiguamiento estructural, y valores experimentales de energía disipada correspondientes a los ensayos y asociados a los períodos fundamentales efectivos del sistema.

Donde E_E representa la energía elástica acumulada previo inicio de la formación de rótulas plásticas y E_H la energía de deformación en una estructura lineal y elástica de un grado de libertad con el mismo período al de la estructura real. Housner propuso la determinación de E_H a partir del pseudoespectro de velocidades:

$$E_H = \frac{1}{2} m S_{v,T}^2 \quad (3)$$

Donde m = masa total de la estructura real, $S_{v,T}$ = pseudovelocidad obtenida con un amortiguamiento estructural v y un período fundamental T iguales a los de la estructura real.

A continuación se plantea, a partir de los resultados experimentales obtenidos y del concepto de período fundamental efectivo, si resulta aplicable el criterio de Housner en estructuras rígidas con disipadores. Para ello se ha adoptado la ecuación [2] de forma simplificada, bajo la consideración de que la energía de deformación elástica (E_E) tiene un valor relativamente bajo en comparación con el de la energía disipada (E_D). La figura 9 compara las energías disipadas (E_D), obtenidas de forma experimental, con los espectros de energía de Housner (E_H). Para que los resultados experimentales resulten comparables con los valores espectrales, y en base a la teoría de modelos, se han dividido por el cuadrado del factor de escala (FE) aplicado. Se han representado los espectros de energía para las fracciones del amortiguamiento crítico (ξ) correspondientes al sistema sin rigidizar ($\xi = 2.2\%$), rigidizado elástico (8.9%), y para un sistema con amortiguamiento intermedio a los dos anteriores ($\xi = 5\%$). De la comparación se observa que el "input" energético resulta predecible a partir del pseudoespectro de velocidades y del período fundamental efectivo. La utilización del amortiguamiento correspondiente al sistema sin rigidizar ofrece una mejor predicción. Tiene una explicación lógica: cuando plastifica el disipador, este concentra la mayor parte del desplazamiento del sistema rígido reduciendo, en proporción, las deformaciones del resto de componentes del sistema rígido y mermando su acción amortiguadora.

Analizando los resultados experimentales se ha evaluado la efectividad del sistema disipativo. Dada la variabilidad del input energético en función del período fundamental de la estructura, se ha supuesto más representativo y adecuado comparar la respuesta del sistema dual con la de un sistema de un grado de libertad, lineal y elástico, con un mismo período fundamental efectivo y una fracción del amortiguamiento crítico (ξ) del 5%, considerado habitualmente. En estas condiciones el desplazamiento relativo máximo resulta de 18.4 mm, y la aceleración absoluta máxima de 31.52 m/s². Experimentalmente se midió un desplazamiento relativo máximo de 6.55 mm y una aceleración máxima absoluta de 11.62 m/s². La reducción respecto a la respuesta elástica sería, en consecuencia, del 64% en desplazamiento y de un 63% en aceleraciones (y por tanto, en cortante de base).

3. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

3.1 Descripción del modelo

Para modelar la estructura ensayada y para un posterior y más extenso análisis paramétrico de estructuras duales de un grado de libertad con disipadores, se ha utilizado el programa SADSAP [11]. Está concebido para reproducir el análisis dinámico de estructuras con comportamiento no lineal localizado en elementos predeterminados de carácter pasivo: disipadores histeréticos, aisladores de base y disipadores con amortiguamiento lineal. El método de análisis es aplicable si las estructuras son estables sin la presencia de los elementos no lineales, como es el caso de las estructuras duales con disipadores. El proceso de cálculo se inicia con un análisis modal de la estructura sin los componentes no lineales, determinándose los modos propios de vibración. A continuación el programa realiza un análisis paso a paso de la respuesta dinámica mediante superposición modal. Las ecuaciones modales son integradas por un método que asume una variación lineal de la carga en el intervalo de tiempo considerado. Las fuerzas no lineales se calculan al final del intervalo de tiempo, son convertidas posteriormente en fuerzas modales e introducidas en la ecuación del movimiento. Se realizan interacciones sucesivas hasta la convergencia de las fuerzas no lineales. El programa aporta un modelo de gran simplicidad para describir el comportamiento histerético de los disipadores de energía. La relación entre la fuerza y la deformación se basa en la siguiente formulación:

$$F = k d \quad \text{si } d < d_y \quad (5)$$

$$F = F_y \left(\frac{d}{d_y} \right)^n \quad \text{si } d > d_y \quad (6)$$

Donde F = fuerza aplicada al dispositivo, F_y = fuerza de inicio de comportamiento plástico, d_y = desplazamiento de inicio de comportamiento plástico y n = parámetro de reducción de la rigidez por comportamiento plástico. En las curvas de carga y descarga, el valor d se calcula tomando como referencia la deformación plástica permanente d_p :

$$d = d_T - d_p \quad (7)$$

Donde d_T es la deformación total relativa entre extremos del dispositivo. La estructura porticada se ha modelizado como un sistema dual de un grado de libertad: dintel rígido, columnas flexibles y masa concentrada en su parte superior. El modelo ha adoptado el periodo obtenido experimentalmente. El sistema rígido, formado por los muros y disipadores, se ha contemplado como elemento no-lineal. Se han ajustado los valores de los parámetros del modelo histerético, descrito por las ecuaciones (5) y (6), a partir de la curva cortante de base-desplazamiento relativo, obtenida experimentalmente a partir de los valores máximos de cada uno de los ensayos (figura 10).

3.2 Comparación numérico-experimental

Se han comparado las respuestas numérica y experimental correspondientes al último de los ensayos, aplicado un factor de escala (FE) de 2.238. La figura 11 muestra el desplazamiento relativo correspondiente a la etapa de máxima respuesta estructural. La diferencia entre el desplazamiento numérico y experimental máximo, en valor absoluto, resulta del 3.9%. La figura 12 se corresponde con las respuestas históricas, experimental y numérica. Las fuerzas correspondientes a los desplazamientos máximos presentan una diferencia del 2.5%. A partir del área interior de las curvas histeréticas se ha calculado la energía disipada de ambos procesos, observándose una diferencia del 4.5%. La energía absorbida por el disipador representa aproximadamente un 20% de su capacidad, determinada a partir de dispositivos similares en proceso de caracterización [12].

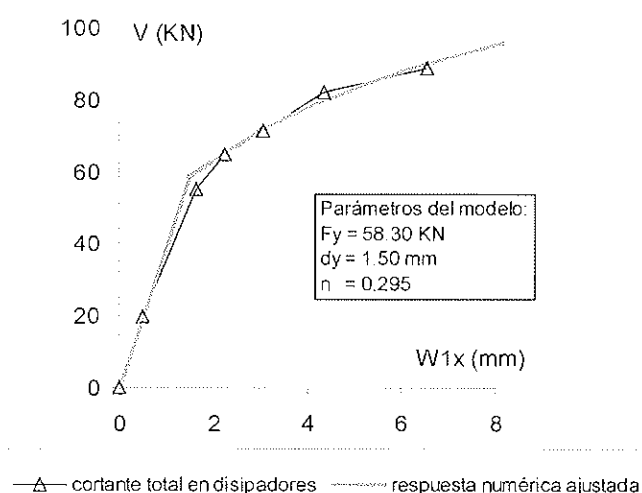


Figura 10. Ajuste de la curva de respuesta del disipador destinada al modelo numérico.

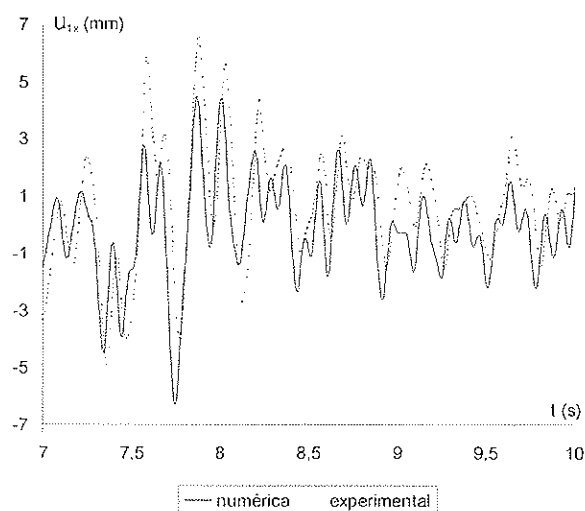


Figura 11. Representación comparativa, numérico-experimental, del desplazamiento relativo ($FE = 2.238$).

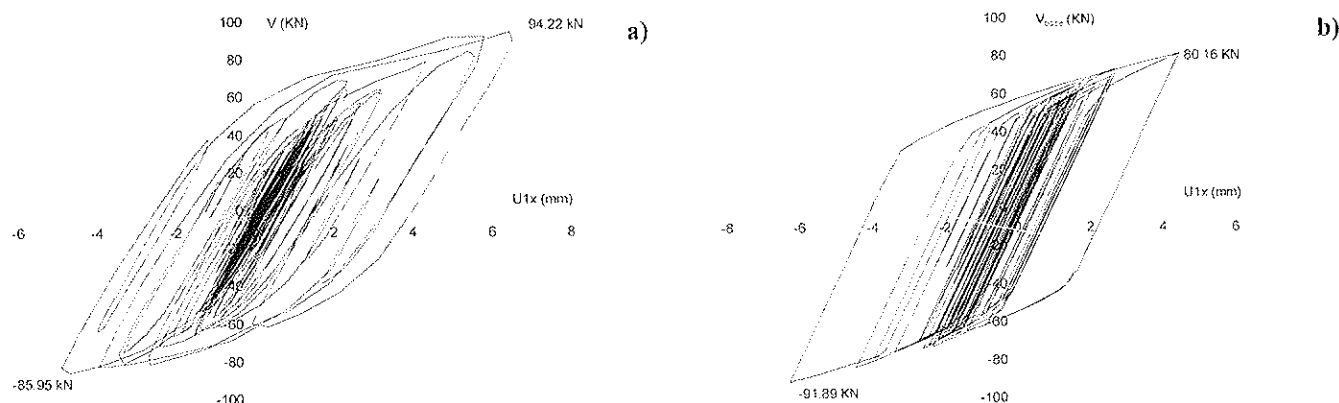


Figura 12. Respuestas histeréticas fuerza-desplazamiento a partir del registro de Santa Cruz escalado a 2.238: a) numérica y b) experimental.

4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

4.1 Parametrización de la ecuación diferencial del movimiento de un sistema de un grado de libertad

La respuesta dinámica de una estructura de un grado de libertad con disipadores elastoplásticos (figura 13) ante una sollicitación de carácter sísmico se puede representar a partir de la siguiente ecuación diferencial:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (8)$$

Donde M = masa, u = desplazamiento relativo con respecto al suelo, u_g = desplazamiento del suelo, C = amortiguamiento estructural equivalente, K = rigidez del sistema lineal y elástico y R = fuerza del sistema no lineal. Se ha transformado a la siguiente ecuación paramétrica:

$$\ddot{\mu}(t) + 2\xi\omega\dot{\mu}(t) + \omega^2\mu(t) + \frac{\rho(t)\omega^2}{\gamma} = -\frac{u_g(t)\omega^2}{\eta\gamma''_{g,max}} \quad (9)$$

Donde aparecen como parámetros conocidos la frecuencia circular $\omega^2 = K/M$ y la fracción del amortiguamiento crítico $\xi = C/2M\omega$. El desplazamiento se ha normalizado a partir de la deformación de inicio de plastificación del disipador $\mu(t) = u(t)/u_v$. Se ha considerado la relación entre las rigideces del sistema flexible y rígido a partir del parámetro $\gamma = K/K_H$. La fuerza no lineal desarrollada por el disipador se normaliza

a partir del cortante de inicio de plastificación, $\rho(t) = R(t)/R_v$, que a su vez se normaliza mediante la fuerza inercial máxima que desarrolla un sistema rígido de la misma masa que el sistema analizado $\eta = R_v/(M \cdot u_{g,max})$.

4.2 Espectros de respuesta

Para la construcción de los espectros no lineales de respuesta se ha realizado un total de 525 análisis. Los espectros de respuesta abarcan periodos comprendidos entre 0.15 y 3.8 segundos. Se ha analizado la respuesta a partir de registros alejados del epicentro del terremoto, conocidos como tipo "far-field": Loma Prieta-Santa Cruz, 1989 (componente N-S), Imperial Valley-El Centro, 1940 (componente N-S) y Kern County-Taft Lincoln Tunnel, 1952 (componente N21E). Los espectros resultantes se han promediado.

Se han representado de forma espectral, tomando por abscisas el periodo fundamental del sistema flexible, distintas variables normalizadas por el desplazamiento de inicio de plastificación (u_v): el desplazamiento δ , la aceleración máxima absoluta a , la energía introducida al sistema ϕ_i y la energía disipada por el sistema disipativo ϕ_d . Para la obtención de los distintos espectros se ha fijado la fracción del amortiguamiento crítico (ξ) en un 5% y se ha utilizado una función histerética normalizada ρ en base a la respuesta experimental. Se ha analizado la influencia de η en los sistemas duales con disipadores, comparándose los espectros obtenidos mediante valores distintos del parámetro ($\eta = 0.1, 0.25$ y 0.5) y fijando una relación de rigideces (γ) de 0.3 . También se ha estudiado la influencia de γ en base a la respuesta obtenida a partir de valores distintos del parámetro ($\gamma = 0.10, 0.3$ y 0.5) y fijado un valor de η igual a 0.25 . Se puede observar, a partir de las relaciones paramétricas definidas anteriormente, que el desplazamiento de plastificación del disipador, empleado para normalizar las variables en su dimensión fundamental longitudinal, depende de las siguientes variables:

$$u_v = \frac{\eta\gamma\ddot{u}_{g,max}}{\omega^2} \quad (10)$$

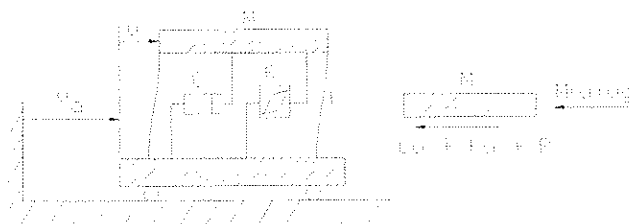


Figura 13. Representación de un sistema de un grado de libertad con un disipador de energía del tipo histerético.

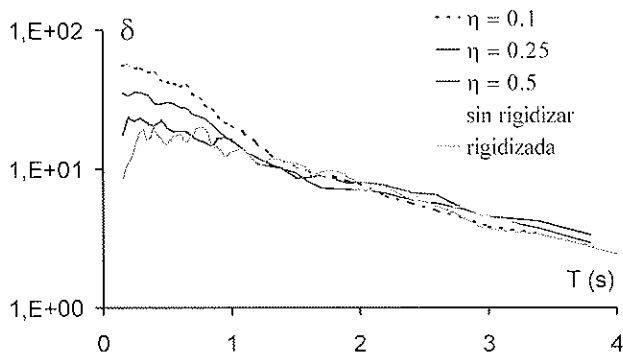


Figura 14. Espectro de desplazamiento normalizado.

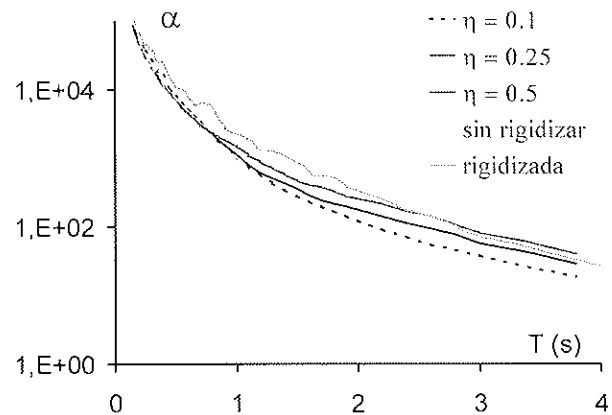


Figura 15. Espectro de aceleración normalizado.

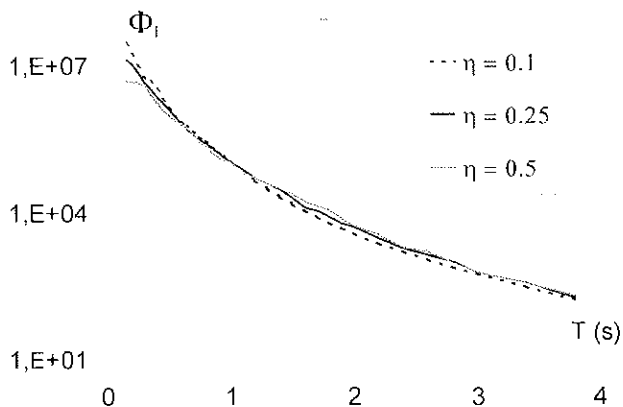


Figura 16. Espectro de energía introducida normalizada.

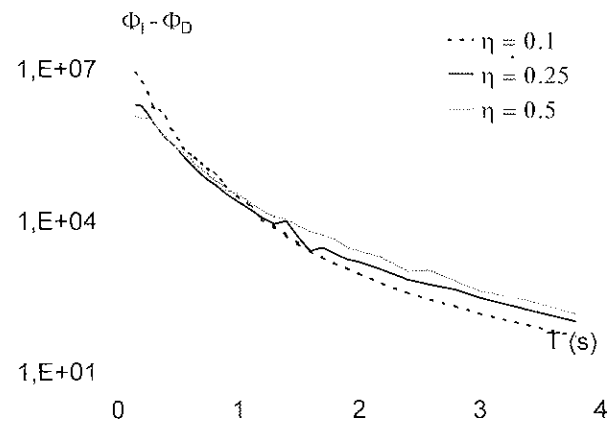


Figura 17. Espectro de la energía introducida no disipada por el dispositivo.

Para hacer comparables los espectros con distintos valores de η se ha empleado, para normalizar las variables, el desplazamiento de plastificación correspondiente a $\eta=0.1$. En el caso comparación de espectros con distinta γ , se ha normalizado con el desplazamiento de plastificación correspondiente a $\gamma=0.1$.

Se han obtenido también espectros lineales promediados para la estructura porticada sin rigidizar y rigidizada. La estructura rigidizada ha adoptado una relación de rigideces $\gamma = 0.3$, y sus espectros se han representado, al igual que en el caso de los espectros no lineales, a partir del período fundamental del pórtico sin rigidizar. La normalización de las variables se ha realizado en base al mismo procedimiento adoptado en los espectros de respuesta no lineal.

4.3 Influencia del parámetro η

En general la respuesta estructural de un edificio ante un acción sísmica resulta adecuada si los desplazamientos de entrepiso y las aceleraciones se mantienen por debajo de unos valores admisibles. Los resultados obtenidos, como a continuación se comenta, ponen de relieve una influencia de los disipadores

en el conjunto estructural distinta en estructuras relativamente rígidas y en estructuras flexibles. Para períodos inferiores a 1.3 segundos, el análisis del comportamiento de las variables desplazamiento (figura 14) y aceleración (figura 15) permite establecer que los disipadores ejercen una acción positiva en el conjunto estructural: i) en comparación con un sistema elástico sin rigidizar, proporcionan una reducción del desplazamiento relativo entre un 25 y un 65%, generando aceleraciones del mismo orden de magnitud; ii) en comparación con un sistema rigidizado con comportamiento elástico, permiten una reducción de la aceleración absoluta de hasta un 65%, manteniendo desplazamientos relativos del mismo orden. Para estructuras más flexibles, con períodos comprendidos entre 1.3 y 3 segundos, la reducción del desplazamiento máximo con el uso de disipadores, si se compara con la respuesta de un sistema flexible sin arriostrar, resulta del orden del 10%. Sin embargo se produce un aumento de las aceleraciones absolutas entre un 50 y un 70%. Estos resultados deben interpretarse dentro del contexto de los sistemas duales de un grado de libertad con disipadores, considerados numéricamente, los cuales en la práctica difícilmente superarán un período de 0.5s para un edificio de una sola planta. Sería erróneo interpretarlos de forma ligera, y concluir que los disipadores no resultan efectivos en edificios altos y flexibles con una multiplicidad de modos acoplados por la respuesta

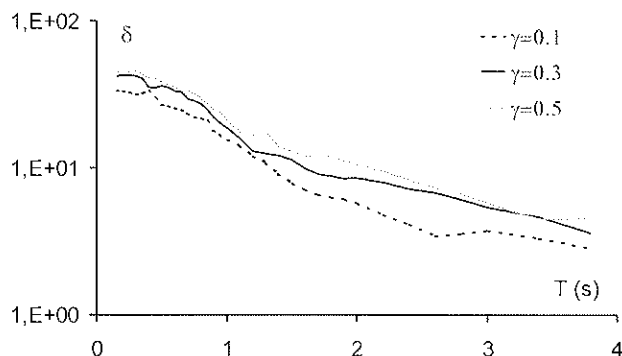


Figura 18. Espectro de desplazamiento normalizado.

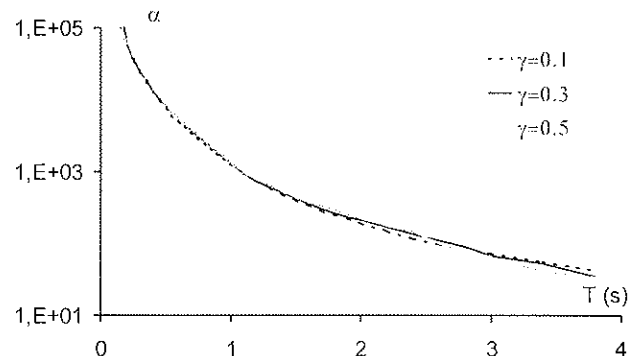
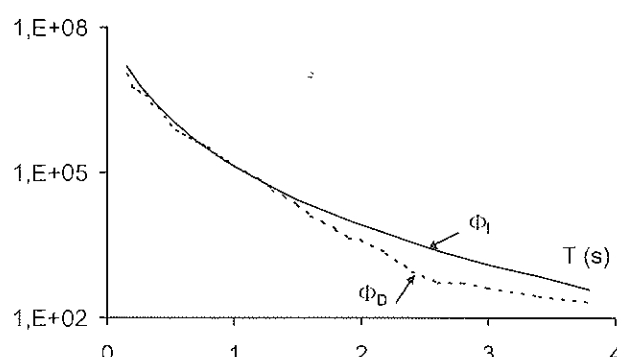
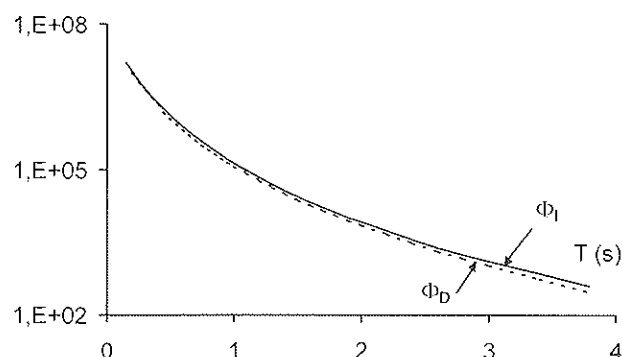


Figura 19. Espectro de aceleración normalizado.

Figura 20. Comparación entre la energía introducida y disipada para distintas relaciones de rigidez del sistema: a) $g = 0.1$, b) $g = 0.5$.

inelástica. Precisamente en edificios altos es donde resulta más ventajoso el plantear disipadores de energía como se ha demostrado numéricamente [13].

Si se analiza la energía introducida al sistema (figura 16), se aprecia que esta resulta escasamente influida por el parámetro η , excepto en el rango correspondiente a sistemas muy rígidos, donde un valor de η elevado conduce, debido a un desacoplamiento del sistema respecto a la excitación, a un menor "input" energético. La figura 17 muestra la diferencia entre las energías introducida y disipada. El valor de ese parámetro debería mantener una cierta correlación con la respuesta estructural, ya que la energía introducida no disipada se conserva en forma de energía cinética y deformación elástica. Efectivamente. Se aprecia que, para periodos inferiores a 0.8 segundos, un valor elevado de η permite a una menor diferencia entre las energías introducida y disipada, conllevando una menor respuesta estructural, mientras que para periodos superiores y hasta 1.3 segundos resulta más apropiado un valor intermedio del parámetro η ($\eta = 0.25$).

4.4 Influencia del parámetro γ

La figura 18 permite apreciar como valores bajos de γ proporcionan un desplazamiento relativo menor, con reducciones respecto la respuesta máxima entre un 25 y un 50%. La influencia del parámetro en las aceleraciones, tal como muestra la figura 19, resulta por lo general de poca importancia, con diferencias máximas puntuales del 20 % en estructuras flexibles. Resulta, a partir de los resultados, claramente indi-

cado el empleo de valores reducidos del parámetro γ . Las mayores diferencias se aprecian en periodos medios y altos. Si se analizan las energías introducidas y disipada para un coeficiente $\gamma = 0.1$ (figura 20a) y para un coeficiente $\gamma = 0.5$ (figura 20b), se puede observar que en el primer caso la energía introducida se disipa en su mayor parte, dejando poca energía destinada a la respuesta elástica de la estructura. No es así cuando el parámetro toma un valor elevado, y de forma más clara en periodos estructurales medios y largos. Los resultados reafirman el mejor comportamiento de los sistemas estructurales de un grado de libertad con una relación reducida entre ambas rigideces.

5. CONCLUSIONES

Se ha demostrado, numérica y experimentalmente, que un sistema dual de un grado de libertad equipado con el disipador propuesto, cuyo sistema flexible manifieste periodos inferiores a 1.35 segundos, muestra una respuesta estructural significativamente inferior a la correspondiente a una estructura con comportamiento lineal y elástico. En comparación con sistemas rigidizados se han obtenido, con desplazamientos relativos similares, reducciones del cortante de base de hasta un 65 %. En relación con sistemas no rigidizados se han constatado, sin aumento del cortante de base, reducciones del desplazamiento entre un 25 y un 65 %. Para periodos superiores las estructuras con disipadores permiten una reducción del 10% del desplazamiento de entrepiso, pero comportan aumentos de

las aceleraciones entre un 50 y un 70% en relación al sistema elástico sin rigidizar. Los resultados obtenidos para este rango de periodos no se consideran correlacionables con los manifestados por estructuras reales flexibles, puesto que éstas pueden manifestar otros modos de vibración propensos también a fenómenos resonantes. Los resultados experimentales muestran que a partir de un desplazamiento relativo de 6.5 mm (1/350 de la altura de entrepiso), el disipador permite una reducción del cortante de base y del desplazamiento relativo máximo del orden del 60% en comparación con los manifestados por un sistema lineal y elástico de similar input energético y amortiguamiento equivalente. La energía disipada por el dispositivo, en las anteriores condiciones de efectividad, ha representado tan sólo un 20% de la capacidad máxima desarrollada por el disipador durante su proceso de caracterización.

Experimentalmente se ha observado que la energía absorbida por los disipadores, formando parte de un sistema dual, rígido en su conjunto, puede ser predecida a partir del pseudoespectro de velocidades, al igual que planteaba Housner para estructuras dúctiles con flexibilidad intermedia. A diferencia del modelo propuesto por Housner, en lugar de emplear el período fundamental de la estructura bajo comportamiento lineal y elástico, se propone el período fundamental efectivo, definido a partir de la rigidez secante mínima del sistema (correspondiente al máximo desplazamiento de entrepiso). Se constata que el pseudoespectro de velocidades que mejor predice la energía disipada se corresponde con un amortiguamiento estructural equivalente igual al de la estructura porticada sin su sistema rígido. Esta situación se justifica debido a que durante la etapa de máxima disipación, el propio disipador concentra la práctica totalidad del desplazamiento de entrepiso, limitando la acción amortiguadora del resto de los componentes del sistema rígido.

A partir del análisis paramétrico de un sistema de un grado de libertad, dual no estándar con disipadores, se han definido dos variables normalizadas propias de este sistema, η y γ , relacionadas respectivamente con el valor de la fuerza de inicio de plastificación del disipador y con la relación de rigideces entre los subsistemas flexible y rígido. Si bien ambos parámetros influyen de forma poco significativa en la energía introducida al sistema, sí que influyen en el valor de la diferencia entre las energías introducida y disipada plásticamente. Se ha apreciado una lógica correlación entre la energía introducida no disipada y la respuesta estructural del sistema. Se ha observado que, para minimizar esta energía y la respuesta estructural, resulta apropiado: i) mantener una fracción reducida entre las rigideces de ambos subsistemas flexible y rígido, ii) reducir el valor del parámetro η conforme se aumenta el período fundamental del sistema flexible porticado.

Agradecimientos

La investigación presente ha sido financiada por la Unión Europea, a través de su programa TMR-LSF, y la mayor parte de los ensayos se han realizado en los laboratorios ISMES SpA (Bérgamo-Italia). Los autores quieren expresar su agradecimiento al Dr. Giorgio Franchioni, Director General del laboratorio estructural de ISMES SpA y Coordinador ejecutivo del programa TMR-Action 2.

REFERENCIAS

1. Mahin, S.A., Malley J.O. y Hamburger R.O. "Implications of recent steel research", *Proceedings of Sixth U.S. National Conference Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, 1998.
2. Harada, Y. y Akiyama, H. "Seismic design of flexible-stiff mixed frame with energy concentration", *Journal of Structural and Construction Engineering, Transactions of Architectural Institute of Japan*, vol. 472, 1995, pp. 57-66.
3. Inoue K. y Kuwahara, S. "Optimum strength ratio-of hysteretic damper", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 27, 1998, pp. 577-588.
4. Nakashima, M., Saburi, K. y Bunzo, T. "Energy input and dissipation behavior of structures with hysteretic dampers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 25, 1996, pp. 483-496.
5. Brokken, S. y Bertero, V. "Studies on effects of infills in seismic resistant R/C construction", *Earthquake Engineering Research Center, EERC-81/12*, University of California, Berkeley, 1981.
6. Newmark, N.M. and Rosenbluth, E. *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1971.
7. Yanev, B. y Mc. Niven, H.D. *An Experimental Program for Studying the Dynamic Response of a Steel Frame With a Variety of Infill Partitions*, *Earthquake Engineering Research Center, EERC-85/16*, University of California, Berkeley, 1985.
8. Rao, R. y White, R. "Design of a friction damper system for retrofit of gravity load design RC frames", *NCEER Bulletin*, July 1996, pp. 10-12.
9. Dorka, E. y Bayer, V. "Distribution of seismic links in hysteretic device systems", *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, 2000.
10. Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes", *Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, vol. 5, 1956, pp. 1-13.
11. Wilson E.L. *SADSDAP. Static And Dynamic Structural Analysis Programs (With Nonlinear, Damping and Isolation Elements)*, El Cerrito, California, 1992.
12. Cahis X., Torres Ll. y Bozzo L. *An innovative elastoplastic energy dissipator for the structural and non-structural building protection*, *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, 2000.
13. Foti, D., Bozzo, L. y López-Almansa, F. "Numerical efficiency assessment of energy dissipators for seismic protection of buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 1998, pp. 543-556.

SEMINARIOS TORROJA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo n.º 41: Invierno de 2003

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12.00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el cuadragésimo ciclo, correspondiente al invierno de 2003, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
23 de enero	Carlos M. Ordóñez Pérez Académico de Ciencias de la Federación Rusa TIGHSA	<i>Nuevas Tecnologías aplicadas a la Investigación Geotécnica</i>
6 de febrero	Peter Tanner Susana Gil Larequi Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos CESMA Ingenieros	<i>Ampliación del Estadio de Chapin. Interacción entre proyecto, ejecución, control y seguridad estructural</i>
20 de febrero	João Luiz Calmon Nogueira da Gama Dr. Ingeniero Civil U. Federal de Espírito Santo - Brasil Claudio José da Silva Ingeniero Civil Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Modelado numérico de elementos estructurales bajo la acción del fuego</i>
6 de marzo	Juan Carlos López Agüí Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones	<i>Control estadístico del hormigón. Nuevas tendencias</i>
20 de marzo	David Izquierdo López Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de la armadura en el hormigón</i>

Propuesta sobre las acciones del viento aplicables en la norma EN-13031-1 de invernaderos

Proposal of reference wind speed for the EN13031-1, Greenhouses: Design and construction

Miguel A. Garcimartín Molina. Dr. Ing. Agrónomo ⁽¹⁾



Elvira Sánchez Espinosa. Dra. Ing. Agrónomo ⁽¹⁾



M^a Pilar Larrañeta Díez. Ing. Agrónomo ⁽¹⁾



Jorge F. López Domínguez. Dr. Ing. Agrónomo ⁽²⁾



Jorge Massana Guitart. Ing. Agrónomo ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Departamento de Construcción y Vías Rurales, Universidad Politécnica de Madrid

⁽²⁾ Departamento de Matemática Aplicada a la Ingeniería Agronómica, Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

La norma EN-13031-1 Invernaderos: Proyecto y construcción. Parte 1: Invernaderos para la producción comercial, hace referencia al Eurocódigo 1 para calcular las acciones de viento. Los cálculos se basan en la denominada velocidad de referencia del viento. Este valor, disponible para todos los países europeos, no lo está en el caso de España. Este trabajo constituye una propuesta de velocidades de referencia del viento, que es consecuencia del análisis de diferentes normas y documentos que tratan del tema, tales como ENV 1991.2-4, Eurocódigo 1. Parte 2-4: Acciones de viento; AE-88, Acciones en la Edificación; Propuesta de Documento Nacional de Aplicación de Eurocódigo 4, Estructuras Mixtas Parte 1.1.; Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.4-95 Acciones Climáticas Viento. El valor de la velocidad del viento de referencia se ha obtenido a partir de un análisis de regresión lineal y los resultados son coherentes con los datos de la bibliografía. Se ha propuesto cinco valores de la velocidad de referencia de 25, 27, 28, 29 y 30 m/s para cinco zonas eólicas W, X, Y, Z y E en que se zonifica la península y sus archipiélagos.

Palabras clave: Cargas de viento, Viento de referencia, Estructuras de invernadero.

SUMMARY

The norm EN-13031-1 "Greenhouses: Design and construction - Part 1: Commercial production greenhouses" refers

to Eurocode 1 to estimate the wind actions. This one bases the calculus on the value so-called "reference wind speed" which is not available in Eurocode 1 for Spain. This paper is a proposal of reference wind speed values. And is a consequence of an analysis of different Spanish norms referred to wind actions (ENV 1991.2-4, Eurocódigo 1. Bases de proyecto y Acciones en Estructuras. Parte 2-4: Acciones en estructuras. Acciones de viento; AE-88, Acciones en la Edificación; Propuesta de Documento Nacional de Aplicación de Eurocódigo 4. Estructuras Mixtas Parte 1.1.; Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.4-95 Acciones Climáticas II Viento), the reference wind speed values have been obtained by means of a linear regression analysis and the results are consistent with the reference data. Five different wind speeds are proposed for the corresponding eolic zones: 25, 27, 28, 29 and 30 m/s respectively from W, X, Y, Z and E zones.

Keywords: Wind load, Wind velocity, Greenhouses structures.

1. INTRODUCCIÓN

En España existen más de 30.000 ha de cultivos en invernaderos, de ellas unas 25.000 son invernaderos tipo parral, localizadas principalmente en la costa de Almería. El resto, unas 5.000 ha, son de invernaderos comerciales, distribuidos por todas las regiones españolas aunque con preferencia en las zonas costeras. Se estima que la renovación y sustitución de los invernaderos de tipo parral por invernaderos comerciales es del orden de 1.000 hectáreas por año, ello es debido

a que estos últimos presentan mejoras tecnológicas tanto de manejo como de regulación de las condiciones ambientales en el interior.

El invernadero comercial está constituido por una estructura, generalmente de acero, recubierta de un material translúcido, de tipo rígido o flexible. En nuestro país la gran mayoría de los invernaderos comerciales tienen cubierta de tipo flexible.

En España, a falta de una norma específica de acciones para invernaderos, se ha venido usando, para el proyecto de los mismos, la norma básica NBE-AE88, Acciones en la edificación. Dadas las características estructurales de los invernaderos la acción del viento es, en nuestras latitudes, la más importante.

Actualmente se encuentra en fase de aprobación el Proyecto de Norma EN 13031-1, Invernaderos: Proyecto y construcción. Parte 1: Invernaderos para la producción comercial.

El Anexo B de esta EN especifica que el cálculo de las acciones de viento se realizará según los procedimientos del Eurocódigo ENV 1991-2-4, que es la denominación española del Eurocódigo 1, Parte 2-4, pero adaptadas al uso de la información complementaria específica para invernaderos descrita en el citado anexo. Esta información se refiere a:

- Los periodos de retorno medios usados para la velocidad del viento.
- Los coeficientes aerodinámicos para invernaderos.
- Los coeficientes dinámicos para ráfagas.

Las prescripciones de este anexo tienen carácter normativo y, por tanto, obligan al usuario de EN 13031-1 a tenerlas en cuenta.

La aplicación en España de ENV 1991-2-4, plantea inconvenientes ya que existe una laguna de información en lo referente a valores de la velocidad del viento lo cual impide seguir sus prescripciones. No obstante otras euronormas y eurocódigos, en sus Documentos Nacionales de Aplicación, han cubierto esa laguna adoptando mapas procedentes de otras normas o de la bibliografía. Es el caso del DNA del EC4 Estructuras mixtas, o de la Instrucción para puentes de carretera (IAP). También las Recomendaciones para Obras Marítimas, ROM 0.4-95, Acciones climáticas II: viento, adopta criterios, que sin adaptarse totalmente a ENV 1991-2-4, permitirían su aplicación.

Por otra parte siempre es posible realizar estudios locales de caracterización del viento que permitan definir los parámetros del mismo y, a partir de ellos, aplicar los procedimientos contenidos en ENV 1991-2-4. Esta posibilidad, real para proyectos singulares, carece de significación práctica para proyectos normales de invernaderos.

El presente trabajo se apoya en datos de propuestas anteriores, concretamente en NTE-ECV y AE-88, y tras cotejar los datos resultantes con estudios más recientes como es ROM 0.4-95, presenta una propuesta de valores básicos de la velo-

cidad de referencia del viento y un mapa de vientos, para el empleo de la norma de invernaderos y por tanto solo aplicable a estos efectos.

2. EL VIENTO EN ENV 1991-2-4

La acción del viento puede representarse en términos de presión o en términos de fuerza; ambas actúan normales a las superficies. En determinadas estructuras de gran superficie puede ser de interés considerar las fuerzas de rozamiento, tangenciales a la misma.

Todas las expresiones empleadas en la determinación de esas acciones se basan en la **presión de referencia**, que se define como *la presión unitaria producida por el viento en aquellos puntos de un obstáculo en los que su velocidad se anula*. La presión de referencia es afectada por diferentes coeficientes para tener en cuenta aspectos como: el tipo de terreno, la altura del edificio, la situación topográfica, la turbulencia o la amplificación dinámica.

La expresión de la presión de referencia del viento q_{ref} en el Sistema Internacional de unidades es:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 \quad \text{Eq. (1)}$$

En la ecuación anterior ρ es la densidad del aire, la cual varía con la humedad, la temperatura y la presión atmosférica. ENV 1991-2-4 recomienda tomar para la densidad el valor 1,25 kg/m³ (ROM 0.4-95 propone 1,225 kg/m³).

El segundo factor v_{ref} es la **velocidad de referencia del viento**, la cual se define como *la velocidad media del viento en un tiempo de 10 minutos a una altura de 10 metros sobre un suelo de categoría II (granjas con setos, pequeñas estructuras agrarias ocasionales, casas o árboles), calculado con un periodo de retorno de 50 años*. Se expresa en m/s.

La velocidad del viento se puede calcular, para periodos de retorno diferentes a 50 años, mediante la expresión:

$$c_p = \sqrt{\frac{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \cdot \ln(-\ln 0,98)}} \quad \text{Eq. (2)}$$

Donde p es la probabilidad anual de que la velocidad sea excedida ($p=1/T$) y T el periodo de retorno en años.

K_1 es un coeficiente de forma que en edificación se toma igual a 0,2 y en invernaderos vale 0,33.

El viento de referencia v_{ref} se obtiene a partir del denominado **valor básico de la velocidad de referencia**, $v_{ref,0}$, mediante la siguiente expresión:

$$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{ref,0} \quad \text{Eq. (3)}$$

Tanto $v_{ref,0}$ como los tres coeficientes deberían estar incluidos en ENV 1991-2-4, donde figuran los de todos los países comunitarios excepto para España.

Los coeficientes correctores tienen en cuenta respectivamente, la dirección del viento, la temporalidad de la edificación y la altitud topográfica y, salvo que en los documentos de adaptación o en la propia ENV se especificase un valor determinado, toman todos ellos el valor 1.

Entendemos que, bien en ENV 1991-2-4, bien en la norma de invernaderos, se deben incorporar los valores del viento básico de referencia (v_{ref}) y de los tres coeficientes correctores, o en su caso el viento de referencia (v_{ref}).

A partir de la presión de referencia se calculan las presiones sobre superficies, las fuerzas provocadas por las presiones y las fuerzas de rozamiento, mediante las expresiones:

$$w = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p$$

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

$$F_{fr} = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_{fr} \cdot A_{fr}$$

Siendo:

w = presión del viento sobre una superficie externa o interna de una estructura.

F_w = fuerza global del viento sobre una estructura.

F_{fr} = fuerza de rozamiento sobre una superficie expuesta al viento.

$c_e(z)$ = coeficiente de exposición que tiene en cuenta los efectos que la rugosidad del terreno, la topografía y la altura sobre el nivel del suelo, provocan sobre la velocidad media del viento y la turbulencia.

c_p = coeficiente de presión externa o interna que depende de las características de la estructura. También se le denomina coeficiente aerodinámico.

c_d = coeficiente dinámico de respuesta a ráfagas.

c_f = coeficiente de fuerza.

A_{ref} = superficie de referencia de la estructura.

c_{fr} = coeficiente de rozamiento.

A_{fr} = superficie expuesta al viento.

Como puede apreciarse, los factores correctores para un caso dado de localización, tipo de estructura, altura, grado de exposición, efecto de ráfaga, etc., se introducen corrigiendo la presión de referencia aunque, teniendo en cuenta la eq. 1, sería lo mismo corregir primero la velocidad de referencia y después calcular las presiones o fuerzas, que es como se hace en algunas normas y reglamentos (ROM, IAP).

3. EL VIENTO EN OTRAS INSTRUCCIONES O NORMAS

Recomendaciones para Obras Marítimas, ROM 0.4-95 contiene, probablemente, el estudio más completo sobre el viento dentro de las obras técnicas disponibles en España. Este documento, editado por Puertos del Estado del MOPTMA en 1995, establece con claridad los conceptos estadísticos de caracterización del viento tanto para periodos

largos como de corta duración y proporciona los criterios de valoración de las acciones para efectos estáticos y dinámicos. Además incluye un atlas de viento del litoral español y los archipiélagos.

Algunos aspectos diferencian al ROM de ENV en la forma de considerar los efectos del viento:

1. La definición del viento de referencia se hace en ROM sobre un terreno de categoría I de rugosidad (mar abierto), en tanto que ENV lo define sobre categoría II (terreno con vegetación y pequeñas construcciones).
2. Los factores de corrección por altura y rugosidad, topográfico y de ráfaga o turbulencia, los aplican sobre la velocidad, en tanto que ENV los aplica a la presión de referencia.
3. Aunque todo es multiplicativo hay discrepancias en algún factor, concretamente en el factor de ráfaga, que hace que los resultados no sean iguales a los obtenidos con ENV.
4. ROM es anterior a ENV y aunque en la bibliografía citan el borrador de la misma parece que se ha basado fundamentalmente en las recomendaciones de la CECM.

El Documento Nacional de Aplicación de ENV 1994-1-1 de Estructuras Mixtas adopta ENV 1991-2-4, completando con una propuesta de mapa de viento de referencia, que divide la península en dos regiones: La zona central con 24 m/s y las costas, valle del Ebro, Pirineos y ambos archipiélagos con 28 m/s. Este mapa está tomado del boletín nº 52 del CECM, "Recommendations pour le calcul des effets du vent sur les constructions", de 1987. Este mapa da un aspecto global del problema y no incluye coordenadas de localización.

La Instrucción para Puentes de Carretera (IAP) recoge literalmente: "de no existir datos específicos en la zona, se podrá tomar el valor que se deduce del mapa de isotacas de la figura 3"; en ese mapa se proponen también dos regiones de viento, al igual que en el caso anterior de 24 y 28 m/s, si bien las regiones son algo diferentes. Su trazado se ha basado en ROM para las costas, y en datos de estaciones del interior para el resto de la península. Como en ROM se aplican los factores de corrección al viento de referencia para obtener un viento de cálculo y a partir de él determinar las acciones, presiones y fuerzas. En este caso los resultados son iguales a los que se obtienen aplicando ENV 1991-2-4.

4. EL VIENTO EN NBE-AE88

La norma NBE-AE88 define la presión dinámica mediante la ecuación:

$$w = \frac{1}{16} \cdot v^2 \quad (\text{kg/m}^2) \quad \text{Eq. (4)}$$

Esta expresión es la misma que la que muestra Eq.1 si se toma una densidad para el aire de 1,225 kg/m³ y un valor de para $g = 9,8 \text{ m/s}^2$, ($1 \text{ Pa} = 0,102 \text{ kg/m}^2$).

La presión total sobre los edificios viene dada por:

$$q = c \cdot w \quad \text{Eq. (5)}$$

Siendo c el coeficiente cólico, que en edificios de planta rectangular o combinación de rectángulos vale 1,2.

La norma NBE, al contrario que el eurocódigo, no especifica a que viento se refiere en particular, ni como se define este, pero da un valor de partida de 28 m/s, para edificios comprendidos entre 0 y 10 metros de altura y corrige este valor por altura de coronación y situación topográfica (normal o expuesta).

NBE-AE88 contiene la Norma Tecnológica NTE-ECV. Estructuras. Cargas de Viento, que desarrolla a nivel operativo el Capítulo V. Acciones de Viento y que al igual que NBE es de obligado cumplimiento.

Por su parte ECV incluye dos herramientas:

- Un mapa de isolíneas que separan zonas cólicas.
- Una tabla de presiones sobre edificios.

El mapa permite localizar mediante coordenadas cualquier emplazamiento en una de las cuatro zonas en las que esta dividido. Es una singularidad emplear regiones de igual presión cuando lo lógico es que los puntos de igual presión sean las isolíneas de separación, calculando la presión en las regiones por interpolación entre isolíneas.

En los diferentes países se dan mapas de un tipo u otro, es decir de isolíneas, como Irlanda, Reino Unido, Estados Unidos o Suecia, y de regiones como Alemania, Francia, Italia u Holanda. (ENV 1991-2-4, 1998; ASAE EP288.5, 1997)

La tabla proporciona las presiones totales sobre un edificio en una localización geográfica con una cota determinada sobre el terreno, en situaciones normal y expuesta. En la tabla 1 se muestran estos valores para la situación normal.

Las regiones del mapa han sido probablemente trazadas a partir de recorridos medios del viento en un tiempo determinado, que es el dato que habitualmente se toma en las estaciones meteorológicas que realizan este tipo de registros. Esta información no ha podido ser contrastada.

Como puede apreciarse la tabla 1 parte de una primera altura sobre el terreno de 3 metros, hasta alcanzar 60 metros creciendo de 3 en 3 metros.

Para poder conocer el valor del arranque de la curva, se ha realizado un ajuste polinómico. Los resultados de este ajuste se muestran en la figura 1. En la tabla 2 se muestran las ecuaciones de ajuste y su coeficiente de correlación.

El valor de la ordenada en el origen proporciona la presión para una altura cero del edificio, es decir, el valor de la velocidad del viento independiente del factor "altura del edificio". Este valor permite obtener el de la presión dinámica para cada zona y, a partir de ella, el de la velocidad del viento con el que ha sido calculada. En la tabla 3 se muestran estos cálculos basados en la ecuación 4, que proporciona la presión dinámica y en la ecuación 5 que proporciona la velocidad.

Respecto a los cálculos anteriores cabe hacer las siguientes consideraciones:

- Redondeando los valores de la tabla 3, resultan las siguientes velocidades de viento para cada zona:

Zona cólica	W	X	Y	Z
Velocidad (m/s)	25	27	28	29

- Suponemos que, como ya se indicó anteriormente, estas velocidades son velocidades medias, o recorridos medios del viento en periodos largos en las condiciones de toma de datos de diferentes estaciones meteorológicas de la red nacional. Estos valores se muestran coherentes con otras informaciones recogidas en la bibliografía tanto nacional como europea. (Rovira, 1992).

- En nuestra opinión estos valores serían aceptables como velocidades de referencia siempre que fuesen coherentes con los que se están aplicando en otros campos de la ingeniería.

5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS CON OTRAS PROPUESTAS

En primer lugar se ha realizado un análisis de los mapas costeros de ROM con los del mapa de NTE ECV, sustituyendo en él los valores de la velocidad obtenidos en la regresión realizada en el apartado anterior; para ello ha sido necesario corregir los valores de la velocidad del viento de ROM para pasarlos de Categoría I a Categoría II, para ello se ha empleado el coeficiente de rugosidad para una altura de 10 metros. En la tabla 4 se muestran los resultados de esta corrección y su comparación con los valores del mapa propuesto (Figura 2).

Tabla 1. Valores de la presión total (kg/m^2) sobre edificios de planta rectangular o composición de rectángulos, según su elevación sobre el terreno (m) y su localización geográfica.

Altura	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54	57	60
W	53	60	65	71	76	81	84	86	88	89	90	91	92	94	95	96	97	98	99	100
X	60	67	73	79	84	90	93	96	98	100	101	102	103	105	106	107	108	109	110	111
Y	66	74	81	88	94	100	104	107	109	110	112	113	114	116	118	119	120	121	122	123
Z	73	82	89	97	103	110	114	118	120	122	123	124	126	128	130	131	132	134	135	136

Figura 1. Ajuste polinómico para las presiones de viento en las zonas W, X, Y, Z.

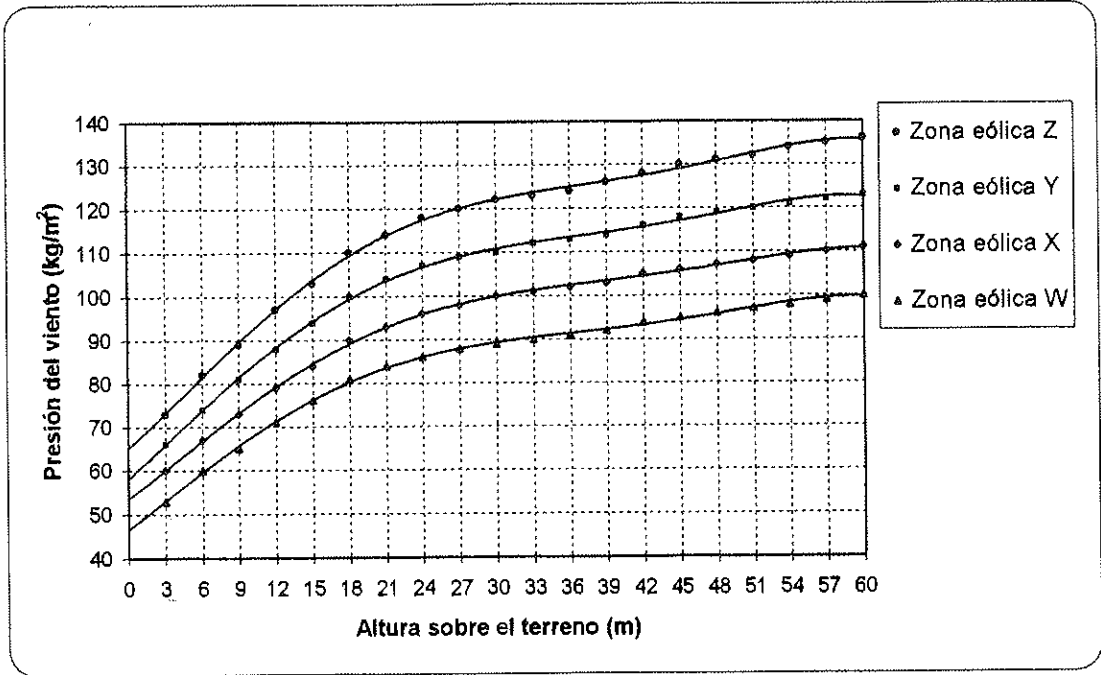


Tabla 2. Ecuaciones polinómicas obtenidas en el ajuste de los datos de la tabla 1, para las cuatro zonas eólicas.

Zona	Ecuaciones de ajuste	
W	$y = -5E-07x^5 + 8E-05x^4 - 0,0036x^3 + 0,0308x^2 + 2,0916x + 46,535$	$R^2 = 0,999$
X	$y = -5E-07x^5 + 8E-05x^4 - 0,0038x^3 + 0,0422x^2 + 2,0659x + 53,541$	$R^2 = 0,9994$
Y	$y = -6E-07x^5 + 1E-04x^4 - 0,0046x^3 + 0,0439x^2 + 2,4989x + 58,12$	$R^2 = 0,9992$
Z	$y = -7E-07x^5 + 0,0001x^4 - 0,0055x^3 + 0,0643x^2 + 2,5081x + 65,121$	$R^2 = 0,9992$

Tabla 3. Cálculo de la presión dinámica y de la velocidad del viento.

		Zona eólica			
		W	X	Y	Z
1	Presión total (kg/m²)	46,535	53,541	58,12	65,121
2	Coeficiente eólico	1,2	1,2	1,2	1,2
3	Presión dinámica (kg/m²)	38,779	44,618	48,433	54,268
4	Velocidad (m/s)	24,909	26,719	27,838	29,467
		$(1)q \quad (2)c \quad (3)w = \frac{q}{c} \quad (4)v = 4\sqrt{w}$			

Del análisis de la tabla 4 se deduce la gran coincidencia entre las velocidades de referencia propuestas y las proporcionadas por ROM. Además esta coincidencia no solo se da en el valor, sino también en la dirección de las isólineas.

No obstante lo anterior cabe destacar dos diferencias:

- En las áreas VI y VII, es decir la zona costera entre Almería y Castellón, se tienen velocidades de referencia de unos 24 m/s en ROM y de 27 m/s en la propuesta.
- En las zonas de Tarragona y Gerona, se dan en ROM valores algo superiores a los 30 m/s, lo cual recomienda

Tabla 4. Comparación entre los vientos de referencia de ROM 0.4-95 y la propuesta.

Región costera	Datos de ROM		Velocidad propuesta (m/s)
	Velocidad (m/s) Cat.I	Velocidad corregida Cat.II	
Área I. Cantábrico	33 - 32	28,29 - 27,43	28
Área II. Finisterre y Rías Altas	34 - 32	29,15 - 27,43	28
Área III. Rías Bajas	32	27,43	27
Área IV. Golfo de Cádiz	34 - 32	29,15 - 27,43	28
Área V. Estrecho de Gibraltar y Málaga	34 - 29	29,15 - 24,86	28 - 27
Área VI. Costas de Almería y Murcia	31 - 28	26,57 - 24	27
Área VII. Costas de Alicante y Valencia	29 - 26	24,86 - 22,29	27
Área VIII. Delta del Ebro y Cataluña (*)	36 - 30	30,86 - 25,72	28 - 27
Área IX. Archipiélago Balear	32 - 28	27,43 - 24	28
Área X. Archipiélago Canario	32 - 28	27,43 - 24	28

(*) En esta área se producen los vientos costeros más altos en dos zonas concretas: Delta del Ebro y Golfo de Rosas.

corregir el mapa de ECV añadiendo dos zonas especiales (E), Delta del Ebro y la zona este de Gerona (Ampurdán) con velocidad de referencia de 30 m/s.

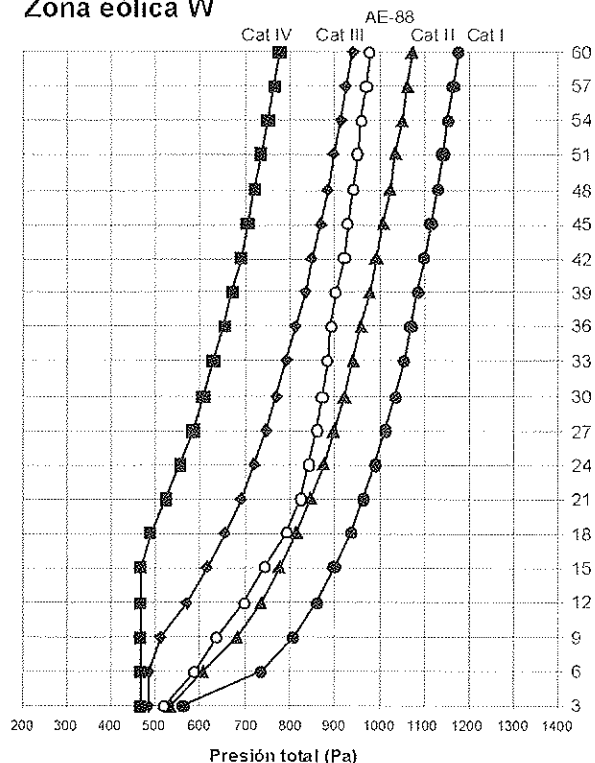
Por otra parte, teniendo en cuenta que IAP presenta un análisis importante del viento en el interior, se ha considerado

oportuno modificar la zona eólica de Albacete y Jaén pasándola de zona W (25 m/s) a zona Y (28 m/s).

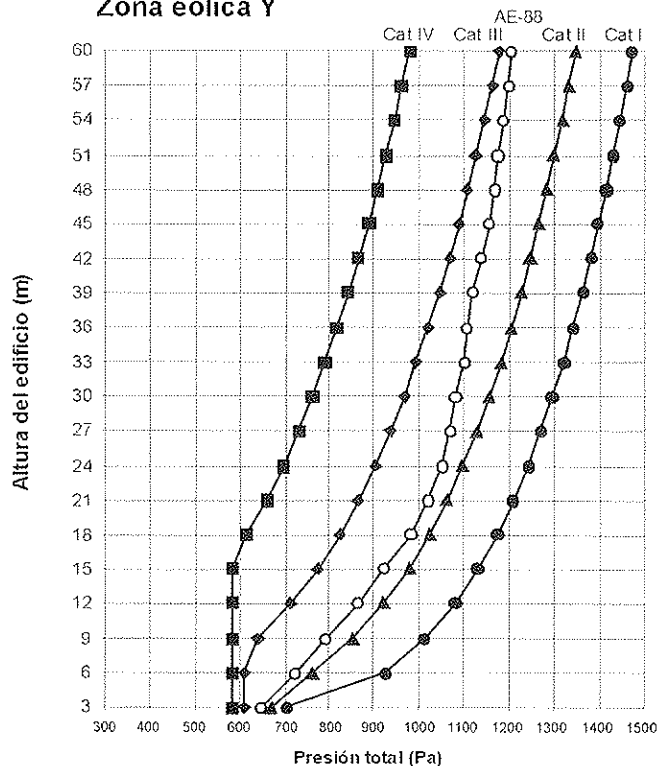
Finalmente se incluye una gráfica comparativa de las presiones de viento, obtenidas aplicando ENV 1991-2-4 para las zonas eólicas W e Y, con las velocidades de referencia

Figura 2. Curvas de presiones de viento en las zonas W, e, Y, obtenidas según EC1 y AE-88.

Zona eólica W



Zona eólica Y



propuestas de 25 m/s y 28 m/s respectivamente, para las cuatro categorías de terreno, con exposición normal y un coeficiente de presión externa global igual a 1; estas curvas se comparan con las proporcionadas por AE-88 (NTE-ECV), pudiendo apreciarse la gran similitud de unos valores, calculados con el procedimiento moderno, con los que se vienen aplicando en edificación en España desde hace más de veinticinco años.

6. PROPUESTA PARA LA NORMA DE INVERNADEROS EN 13031-1

De acuerdo con el estudio anterior, que como se ha indicado se basa en datos existentes, se puede concluir lo siguiente:

Los resultados del análisis de regresión realizado a partir de la Norma NTE ECV conducen a unos valores de la velocidad del viento coherentes con las velocidades de otros documentos que se están empleando actualmente como normas de aplicación o documentos de adaptación.

Estos resultados son particularmente concordantes con los de las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.4-95.

El objetivo de este trabajo es completar y adaptar los datos disponibles para la aplicación de los Eurocódigos y Euronormas, en particular la EN 13031-1 de Invernaderos.

Por todo ello consideramos procedente formular una propuesta para su aplicación exclusivamente en el empleo de la citada EN 13031-1. Los términos concretos de la propuesta son los siguientes:

1. Recomendar que en caso de proyectos importantes, o en situaciones en las que se prevean riesgos especiales, se realice un análisis estadístico unidimensional de la variable viento, con el fin de determinar el valor del viento de referencia local.
2. En la mayoría de los casos, a falta de estudios de detalle, será posible el empleo de los valores del viento de referencia siguientes:

Zona eólica	W	X	Y	Z	E
Velocidad v_{ref} (m/s)	25	27	28	29	30

3. Las zonas eólicas son las marcadas en el mapa de la figura 3. Los lugares de implantación pueden localizarse empleando las coordenadas UTM (huso30) del emplazamiento.
4. Los archipiélagos de Baleares y Canarias están ambos situados en zona eólica de 28 m/s de velocidad de referencia.

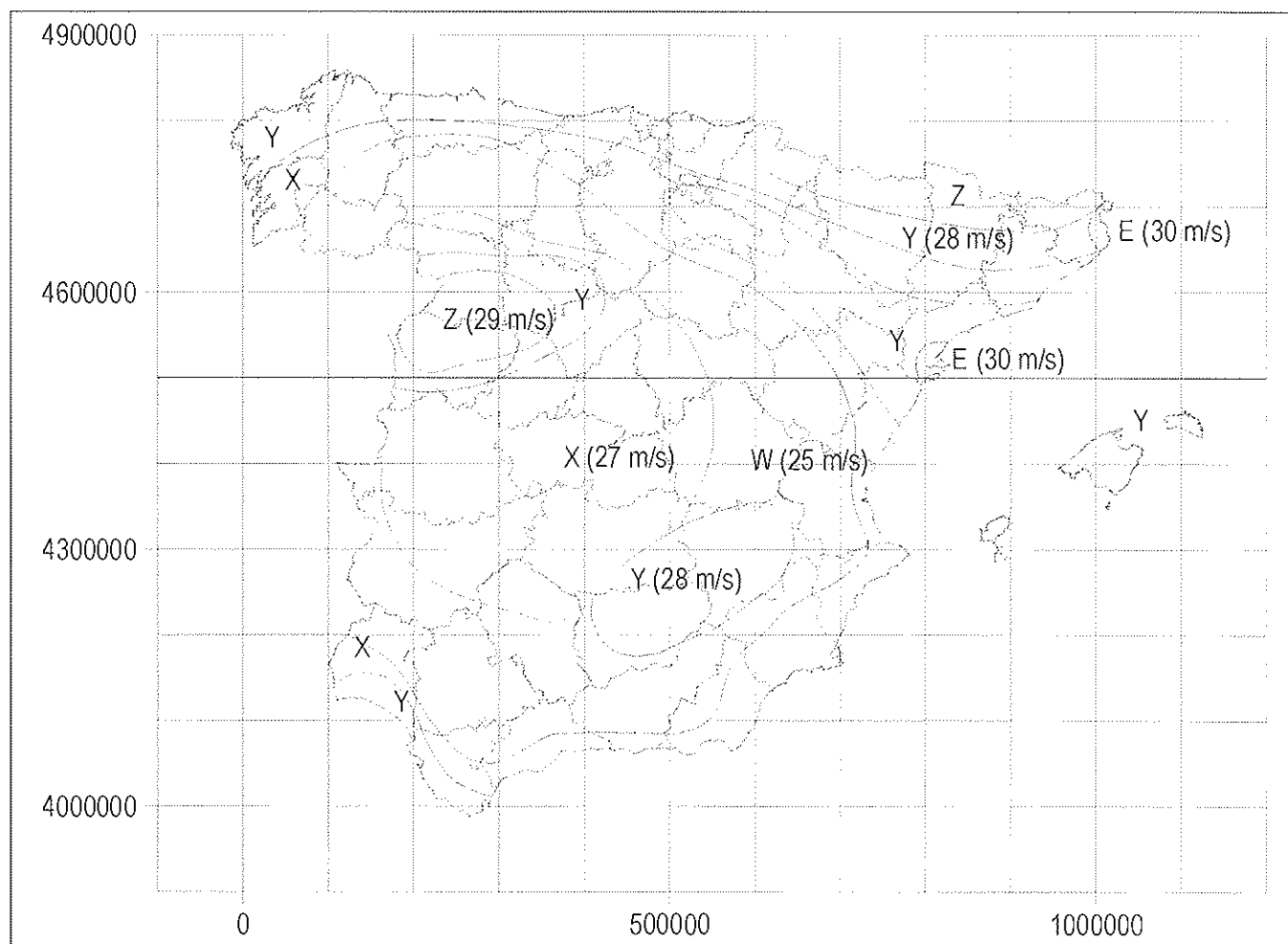


Figura 3. Mapa de zonas eólicas y velocidades de referencia propuesto para la norma de invernaderos.

REFERENCIAS.

AENOR, ENV 1991-2-4. (1998). Eurocódigo 1. Bases de Proyecto y Acciones en Estructuras. Parte 2-4: Acciones en Estructuras. Acciones de Viento. Ed. Asociación Española de Normalización y Acreditación. Madrid.

ASAE EP288.5, (1997). **Agricultural Building Snow and Wind Loads**. Ed: The American Society of Agricultural Engineers. St. Joseph, Michigan.

GEHO. Comisión V, GT V/2. (1995). **Propuesta de Documento Nacional de Aplicación de Eurocódigo 4, Estructuras Mixtas Parte 1.1**. Ed. Grupo Español del Hormigón. Madrid.

Ministerio de Fomento (2000). **Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IC 679 IAP)**. Madrid.

Ministerio de Fomento. (1998). **Norma Básica de la Edificación AE-88, Acciones en la Edificación. (Incluye ECV-88 Viento)**. Ed. Centro de Publicaciones. Ministerio de Fomento. Madrid.

Puertos del Estado. (1995). **Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.4-95. Acciones Climáticas II: Viento**. Ed. Centro de Publicaciones. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Madrid.

Rovira Soler, J. (1992). **Determinación de cargas de viento aplicables a invernaderos de cubierta flexible en España**. Seminario sobre la normalización europea de invernaderos. Ed. Asociación de Ingenieros Agrónomos de Cataluña. Barcelona.

Bloque rectangular equivalente para hormigón confinado de alta resistencia

Rectangular stress block factors for high strength confined concrete

José Luis Bonet Senach

Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
ETSI Caminos Canales y Puertos. UPV.

Sergio Alejandro Yazzar

Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de San Juan - Argentina

Pedro Serna Ros

Miguel Ángel Fernández Prada

Pedro F. Miguel Sosa

Dres. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
ETSI Caminos Canales y Puertos. UPV

RESUMEN

En este artículo se proponen expresiones simplificadas para el cálculo de los parámetros que definen el bloque rectangular equivalente y las deformaciones de agotamiento del hormigón. Estas ecuaciones incluyen como variables la resistencia a compresión simple y el grado de confinamiento del hormigón, siendo válidas para situaciones de cargas instantáneas, hormigones de resistencia entre 25 y 80 MPa, y para grados de confinamiento hasta el 4%

Dichas expresiones han sido deducidas sobre la base de la ecuación constitutiva del hormigón confinado propuesto por Yazzar (2000). El método propuesto en este artículo ha sido contrastado con los resultados de 164 ensayos de laboratorio realizados por diversos investigadores, obteniendo una buena aproximación.

SUMMARY

In this paper, simplified expressions for stress block factors that define equivalent uniform stress distribution and for the ultimate concrete strains are proposed. These expressions have the compressive strength and the confinement of concrete as variables, and are valid for instantaneous loads, concrete strength between 25 and 80 MPa and reinforcement ratio of confinement up to 4%.

These expressions have been derived on the basis of the constitutive equation for concrete proposed by Yazzar (2000).

The model proposed in this paper has been checked with the results from 164 experimental tests carried out by several researchers, getting a good accuracy.

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los códigos de diseño para hormigón estructural proponen la utilización de un "Bloque Rectangular Equivalente" como simplificación de la relación entre la tensión y la deformación del hormigón, para el cálculo en rotura de secciones sometidas a flexo-compresión.

Este bloque está definido por dos parámetros: α_l y β_l tal como se indica en la figura 1. El valor de α_l es la relación entre la tensión en el bloque rectangular equivalente y la resistencia a compresión del hormigón (f_c) en probeta normalizada; y β_l es la razón entre la profundidad del bloque y la profundidad del eje neutro (x).

La primera propuesta referente al bloque rectangular equivalente fue realizada por Whitney (1937) [23] a partir de resultados experimentales realizados por otros autores con hormigones cuya resistencia a compresión oscilaba entre 10 y 40 MPa. Whitney define un valor constante de intensidad (α_l) igual a 0.85 y cuantifica la profundidad del bloque ($\beta_l \cdot x$) en $0.537 \cdot d$ para flexión simple, siendo independiente de la cuantía de armadura y de la resistencia del hormigón (Figura 1)

Mattock et al (1961) [18] basándose en los trabajos de Whitney (1937) [23] y Hognestad et al (1955) [13] y en resul-

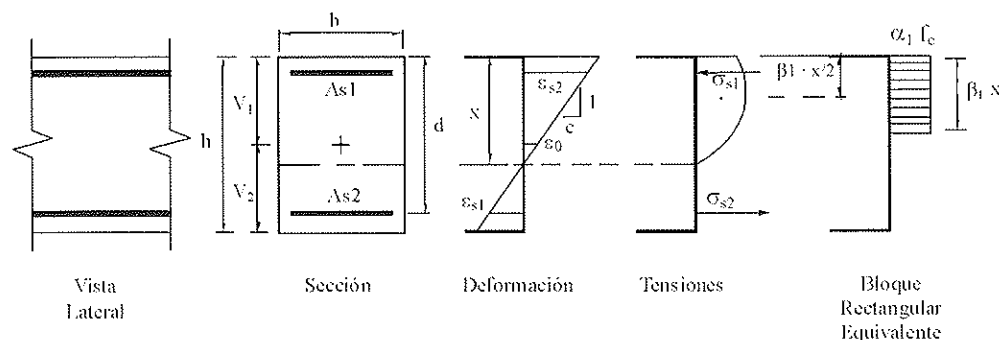


Figura 1: Bloque rectangular equivalente de compresiones en el hormigón.

tados obtenidos en ensayos experimentales propios, propusieron una modificación del factor de profundidad del bloque (β_l) haciéndolo depender de la resistencia del hormigón:

$$\beta_l = 1.05 - 0.05 (f_c / 6.9) \quad \text{con } f_c \text{ en MPa.} \quad (1)$$

Nedderman (1973) [19] propuso un límite inferior al valor de β_l para hormigones con resistencia superior a 55 MPa basado en ensayos sobre pilares de hormigón con un rango de resistencias entre 79 y 98 MPa. Dicho límite fue incorporado al código A.C.I. 318-77 [1]:

$$\beta_l = 0.85 + 0.008 (30 - f_c) \geq 0.65 \quad \text{con } f_c \text{ en MPa.} \quad (2)$$

Diversos estudios llevados a cabo, entre otros, por Bing et al. (1991) [6], Azizinamini et al. (1994) [5] e Ibrahim et al. (1997) [15], pusieron de manifiesto que en situaciones de compresión preponderante o cuando la resistencia del hormigón es elevada, los resultados que proporciona el código ACI 318-89 [2] quedaban del lado de la inseguridad. Por ello, Ibrahim et al. (1997) [15] propusieron modificar las expresiones tanto del factor de intensidad α_l como del factor de pro-

fundidad β_l , para hacerlos dependientes de la resistencia del hormigón de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \alpha_l &= (0.85 - 0.00125 f_c) \geq 0.725 \quad \text{con } f_c \text{ en MPa.} \\ \beta_l &= (0.95 - 0.0025 f_c) \geq 0.70 \end{aligned} \quad (3)$$

Recientemente, Attard et al. (1998) [4], propusieron diferenciar el valor del factor de intensidad de tensiones (α_l) dependiendo de la duración de aplicación de la carga:

$$\begin{aligned} \alpha_l \cdot \beta_l &= 1.2932 f_c^{-0.0998} \geq 0.71 \quad \text{para cargas instantáneas} \\ \alpha_l \cdot \beta_l &= 0.6470 f_c^{-0.0324} \geq 0.58 \quad \text{para cargas diferidas} \\ \beta_l &= 1.0948 f_c^{-0.091} \geq 0.67 \quad \text{con } f_c \text{ en MPa.} \end{aligned} \quad (4)$$

La mayoría de los Códigos incluyen la posibilidad de utilizar el bloque rectangular equivalente entre los procedimientos simplificados para determinar el agotamiento de secciones sometidas a tensiones normales. En la tabla 1, se muestran los factores α_l y β_l propuestos en algunas de estas normas. Asimismo, se incluyen las deformaciones de agotamiento del

Tabla 1a: Parámetros correspondientes propuestos por los distintos códigos

Código	Factor α_l	Factor β_l
ACI-318(99) [3]	0.85	$0.85 - 0.08 \cdot (f_c - 30) / 10 \geq 0.65$
EHE (99) [8]	0.85	$f_c \leq 50 \text{ MPa}$ 0.80
		$f_c > 50 \text{ MPa}$ $1 - f_c / 250 \geq 2/3$
CM-90 [7]	$0.85 - 0.0034 \cdot f_c$	1.00
fib (1999) [11]	$(1 - f_c / 250) \cdot 0.85$	
EC-2 (1991) [9]	$f_c \leq 50 \text{ MPa}$ 0.85	0.80
EC-2 (Final Draft) (2001) [10]	$f_c \leq 50 \text{ MPa}$ 1	0.8
	$50 < f_c \leq 90 \text{ MPa}$ $1 - \frac{f_c - 50}{200}$	$0.8 - \frac{f_c - 50}{400}$

Tabla 1b: Parámetros correspondientes propuestos por los distintos códigos

Código		ε_{cu} (‰)	ε_{cl} (‰)
ACI-318(99) [3]		3	
EHE (99) [8]	$f_c \leq 50 \text{ MPa}$	3.5	2
	$f_c > 50 \text{ MPa}$	$3.5 \cdot 50 / f_c \geq 2$	
CM-90 [7]		3.5	
fib (1999) [11]			
EC-2 (1191) [9]	$f_c \leq 50 \text{ MPa}$	3.5	
EC-2 (Final Draft) (2001) [10]	$f_c \leq 50 \text{ MPa}$	3.5	
	$50 < f_c \leq 90 \text{ MPa}$	$2.6 + 35 \cdot \left[\frac{90 - f_c}{100} \right]^4$	$2 + 0.085 \cdot (f_c - 50)^{0.53}$

hormigón en flexión simple o compuesta (ε_{cu}) y en compresión simple (ε_{cl}) utilizados, en función de la calidad del hormigón:

En la figura 2 se representa la evolución de los parámetros α_f y β_f en función de la resistencia del hormigón según los distintos códigos y autores analizados. Se puede apreciar la diferente tendencia y magnitud que adoptan.

Análogamente, la figura 3 pone de manifiesto las diferencias existentes entre las diferentes normativas para valorar la deformación de agotamiento del hormigón en flexión simple o compuesta, ε_{cu} .

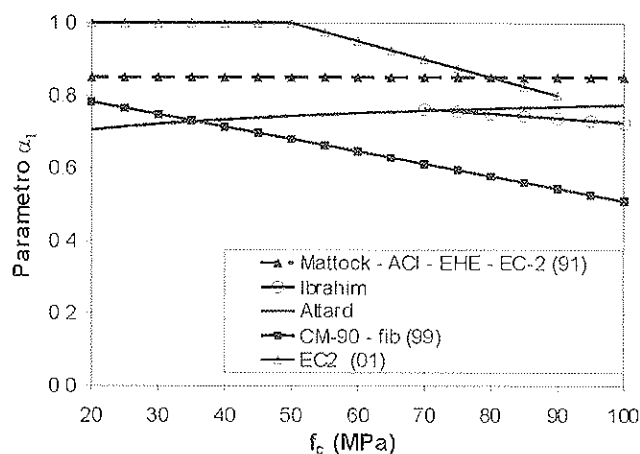
Del análisis de los antecedentes se deduce que no existe un acuerdo generalizado para valorar la intensidad y la profundidad del bloque rectangular equivalente ni el valor de deformación de agotamiento del hormigón.

2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

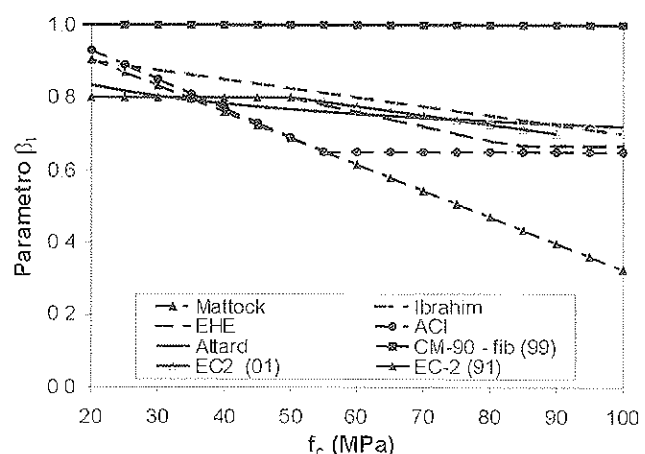
El objetivo de este artículo es obtener unas expresiones para el cálculo de los parámetros que definen el bloque rectangular equivalente (α_f y β_f), y las deformaciones de agotamiento del hormigón (ε_{cu} y ε_{cl}).

Se pretende que las expresiones propuestas tengan en consideración la influencia de la resistencia a compresión del hormigón y del confinamiento producido por la armadura transversal. Para ello se utilizará como punto de partida la ecuación constitutiva del hormigón propuesta por Yazzar (2000) [21, 24] que ha sido obtenida experimentalmente sobre hormigones de resistencias entre 25 y 80 MPa y con cuantías volumétricas de armadura transversal entre 0 y 4%.

Finalmente, se contrastará la validez de las expresiones aplicándolas al cálculo de 164 soportes ensayados por dife-



(a)



(b)

Figura 2: Parámetros correspondientes al bloque rectangular equivalente.

(a) Factor α_f (b) Factor β_f

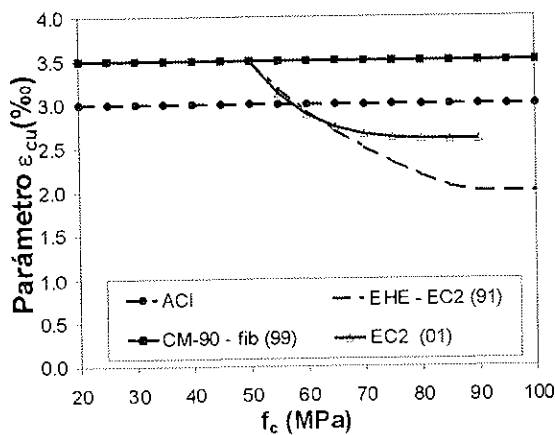


Figura 3: Relación entre la deformación última ϵ_{cu} y la resistencia del hormigón.

rentes investigadores y comparándose los resultados con las capacidades mecánicas obtenidas en el laboratorio.

3. METODOLOGÍA

La metodología seguida utiliza como base la ecuación constitutiva del hormigón propuesta por Yazzar (2000) [21, 24] que se expone en el anejo I. Con esta hipótesis se sigue un proceso que incluye los siguientes pasos:

En primer lugar se obtiene el diagrama momento curvatura de la sección para un nivel de axil, N_c , predeterminado. Para ello se sigue un proceso iterativo que consiste en fijar la curvatura de la sección y a partir del equilibrio del esfuerzo axil, se deduce la deformación del punto de referencia de esfuerzos, ϵ_o .

Conocido el plano de deformaciones de la sección, es posible integrar el campo tensional obteniendo el momento

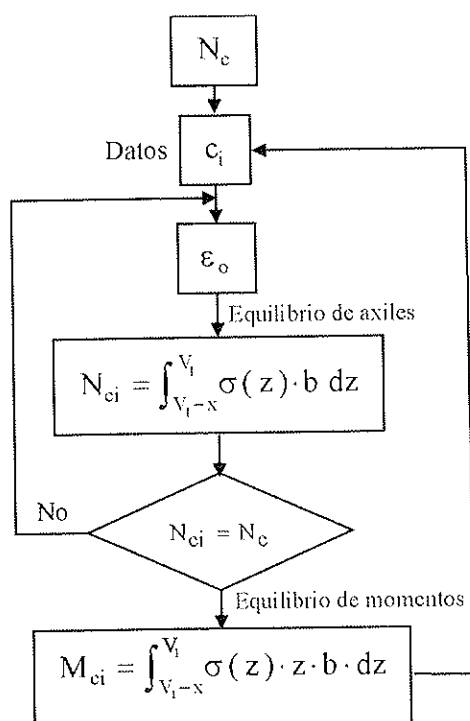


Figura 4: Cálculo del diagrama momento - curvatura.

flector (M_{ci}) de la sección para dicho esfuerzo axil y curvatura (Figura 4).

Repitiendo dicho proceso sucesivamente para distintas curvaturas y manteniendo constante el nivel de axil se deduce el diagrama momento curvatura de la sección.

Para un determinado nivel de axil (N_c) el momento último de la sección será el esfuerzo flector máximo (M_c) del diagrama momento curvatura (Figura 5.a).

Reiterando el mismo procedimiento para distintos niveles de axil, se obtiene el lugar geométrico de todos los puntos del plano (N_c , M_c) que corresponden a la situación de rotura, es decir, el diagrama base de interacción de la sección (Figura 5.b).

Para cada punto del diagrama de interacción (N_c , M_c) se pueden obtener los parámetros del bloque rectangular equivalente (α_l , β_l) correspondientes a la situación de rotura de la sección. Para ello es suficiente resolver el sistema de ecuaciones definido por el equilibrio entre los esfuerzos externos (N_c , M_c) y los esfuerzos de la sección.

$$\begin{cases} N_c = \alpha_l \cdot \beta_l \cdot f_c \cdot b \cdot x \\ M_c = N_c \cdot (v_l - \beta_l \cdot x/2) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha_l \\ \beta_l \end{cases} \quad (5)$$

Esta estrategia se ha aplicado sistemáticamente para evaluar los resultados correspondientes a secciones rectangulares considerando distintas resistencias del hormigón: 25, 50 y 80 MPa, con diferentes niveles de confinamiento, en cada caso, variables entre el 0 % y el 4 % de cuantía volumétrica (ρ_s).

4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la figura 6, se muestran dos series de diagramas de interacción obtenidos para dos calidades de hormigón, analizadas con distintos niveles de confinamiento. En el eje de las abscisas se representa el axil reducido ($v = N/(A_c \cdot f_d)$) y en el eje de ordenadas el momento flector reducido ($\mu = M/(A_c \cdot f_c \cdot h)$).

En ellas se observa que al aumentar el nivel del confinamiento o disminuir la resistencia del hormigón se produce un incremento del momento último reducido de la sección. Además el axil reducido para el cual se obtiene el momento último máximo aumenta ligeramente con el grado de confinamiento del hormigón y disminuye su valor al aumentar la resistencia del hormigón.

En la figura 7 se representa el parámetro α_l en función de la excentricidad relativa para distintos hormigones y niveles de confinamiento. En ella se observa que cuando la resistencia del hormigón aumenta, el parámetro α_l disminuye. Este resultado confirma la dependencia de este parámetro con respecto a la resistencia del hormigón que otros autores han puesto de manifiesto.

Por otra parte, el parámetro α_l aumenta cuando se incrementa el nivel de confinamiento. Esta variación es más acusada para hormigones de mayor resistencia.

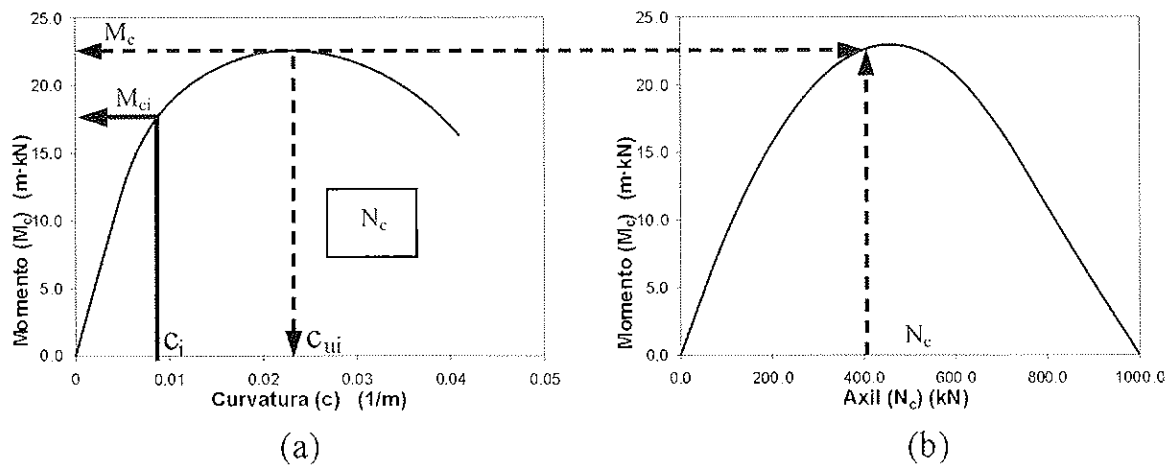


Figura 5: (a) Diagrama momento-curvatura (M_c - c), (b) Diagrama de interacción base (N_c , M_c).

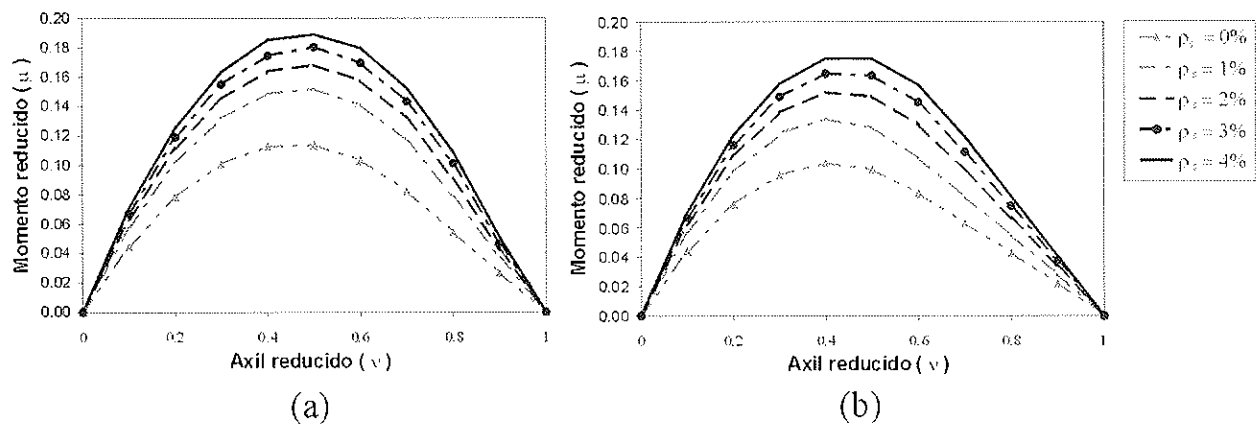


Figura 6: Diagramas de interacción base para diferentes grados de confinamiento:
(a) Hormigón de 25MPa (b) Hormigón de 80 MPa

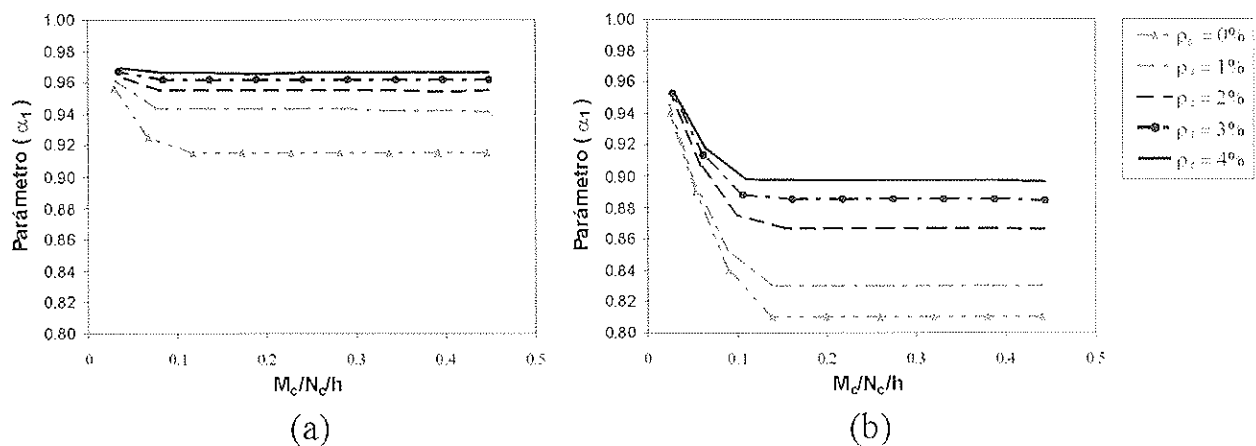


Figura 7: Parámetro α_1 para diferentes grados de confinamiento.
(a) Hormigón de 25MPa (b) Hormigón de 80 MPa

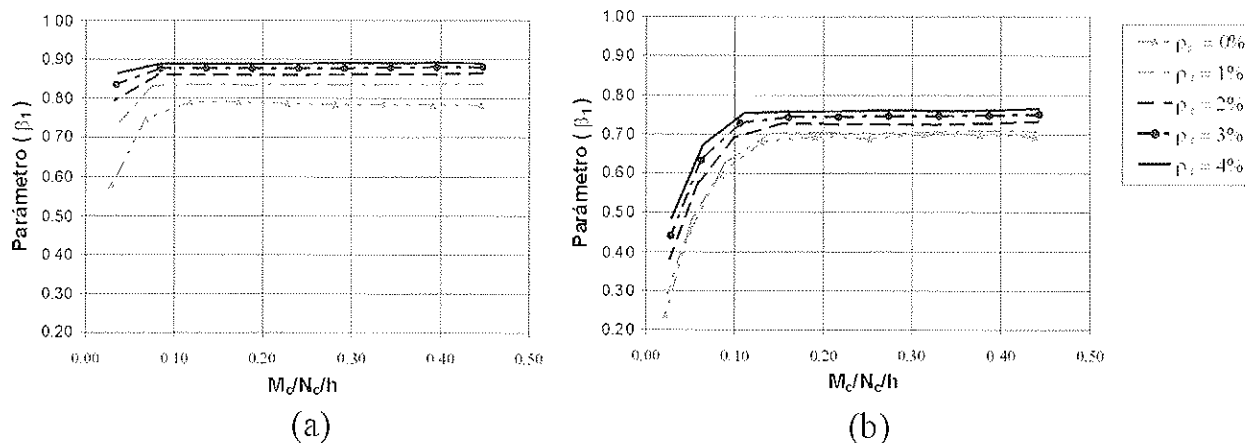


Figura 8: Parámetro β_1 para diferentes grados de confinamiento.
(a) Hormigón de 25MPa (b) Hormigón de 80 MPa

Se debe destacar que este parámetro se mantiene prácticamente constante para excentricidades relativas superiores a 0.1.

Los valores obtenidos para el parámetro β_1 se representan en la figura 8, en función de la excentricidad relativa. Este parámetro presenta las mismas tendencias que el parámetro α_1 salvo que, en este caso, el incremento observado en función del grado de confinamiento es más acusado para los hormigones convencionales.

Adicionalmente durante el procedimiento realizado para calcular los parámetros que caracterizan al bloque rectangular, se ha obtenido el valor de la deformación máxima del hormigón (ε_{cu}) correspondiente a la situación de agotamiento (M_c, N_c).

En la figura 9, se representa esta deformación en función de la excentricidad relativa ($M_c/N_c/h$), para las secciones de hormigón analizadas y con distintos niveles de confinamiento. Se observa que el valor de la deformación máxima del hormigón se mantiene prácticamente constante para excentricidades relativas superiores a 0.1 y además, cuando el grado de

confinamiento es nulo, prácticamente no depende de la calidad del hormigón.

Por otro lado, la deformación máxima del hormigón disminuye cuando su resistencia aumenta, y aumenta cuando se incrementa el nivel de confinamiento. Este incremento es más acusado para hormigones de menor resistencia, debido a la mayor deformabilidad de los hormigones convencionales, lo que se traduce en un efecto de zunchado más efectivo por parte de la armadura transversal para estos hormigones.

5. BLOQUE RECTANGULAR EQUIVALENTE PROPUESTO

Con los resultados obtenidos se han determinado las expresiones que relacionan los parámetros del bloque rectangular equivalente con la resistencia a compresión del hormigón y la cuantía volumétrica de armadura transversal.

Así, en el caso que la excentricidad relativa de la resultante de compresiones ($e_c/h = M_c/N_c/h$) del hormigón sea supe-

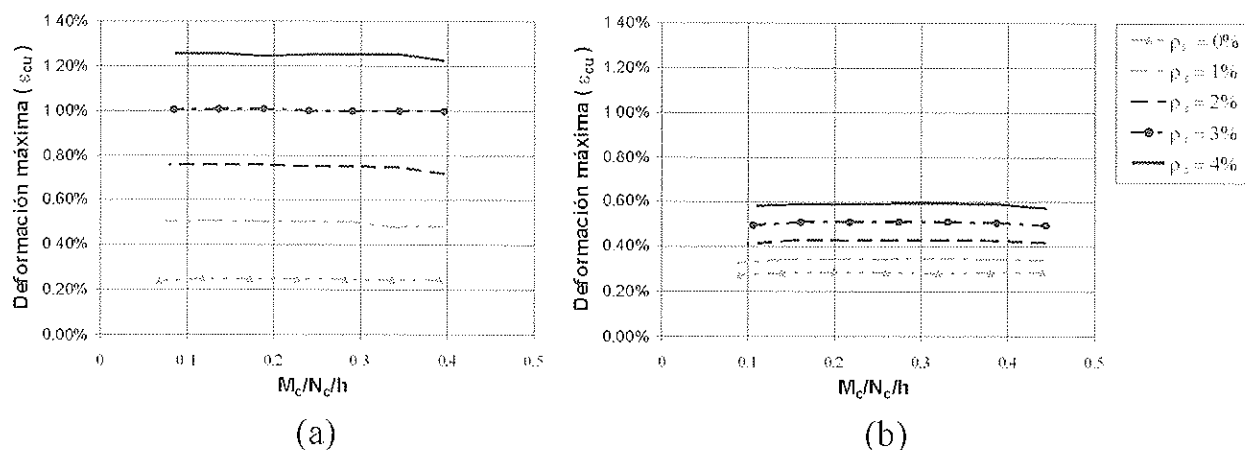


Figura 9: Deformación máxima del hormigón ε_{cu} .
(a) Hormigón de 25MPa (b) Hormigón de 80 MPa

rior a 0.1, los valores de α_l y β_l responden a las siguientes expresiones (Figura 10):

$$\alpha_l = \alpha_{l,0} = \frac{f_c}{500} \cdot (0.1 \cdot \rho_s - 1) + 1$$

$$\beta_l = \beta_{l,0} = 0.85 - \frac{f_c}{450} + 2.75 \cdot \frac{\rho_s}{100} \quad (6)$$

Sin embargo, para excentricidades inferiores a 0.1, estos parámetros presentan una variación de segundo grado respecto a la excentricidad relativa, según las ecuaciones:

$$\alpha_l = 100 \cdot (1 - \alpha_{l,0}) \cdot \left(\frac{e_c}{h}\right)^2 - 20 \cdot (1 - \alpha_{l,0}) \cdot \left(\frac{e_c}{h}\right) + 1$$

$$\beta_l = -100 \cdot \beta_{l,0} \cdot \left(\frac{e_c}{h}\right)^2 + 20 \cdot \left(\frac{e_c}{h}\right) \cdot \beta_{l,0} \quad (7)$$

En secciones de hormigón armado o pretensado, la excentricidad relativa de la resultante de compresiones (e_c/h) del hormigón no coincide con la producida por las acciones exteriores. En esos casos el cálculo seccional a partir de las expresiones anteriores implicaría un cálculo no lineal, que no puede ser abordado fácilmente desde un punto de vista manual.

Sin embargo no es habitual encontrar excentricidades inferiores a 0.1 en el cálculo seccional. Además la aplicación de las expresiones (6) en este dominio conducen a un resultado con un grado de aproximación suficiente y del lado de la seguridad, por ello se proponen dichas expresiones para cualquier nivel de excentricidad relativa.

Del mismo modo, se proponen expresiones similares para valorar las deformaciones ϵ_{cu} y ϵ_{cl} para los niveles de resistencia y grado de confinamiento estudiados (Figura 11).

$$\epsilon_{cu} = \left(\frac{50}{f_c} \rho_s + 2.55 \right) \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cl} = \left(\frac{50 \cdot \rho_s}{f_c} + 2.19 \right) \cdot 10^{-3} \quad (8)$$

6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

El bloque rectangular que se propone en este artículo ha sido contrastado con los resultados de 164 ensayos experimentales correspondientes a nueve laboratorios diferentes. Para ello se ha definido la ratio de un ensayo como el cocien-

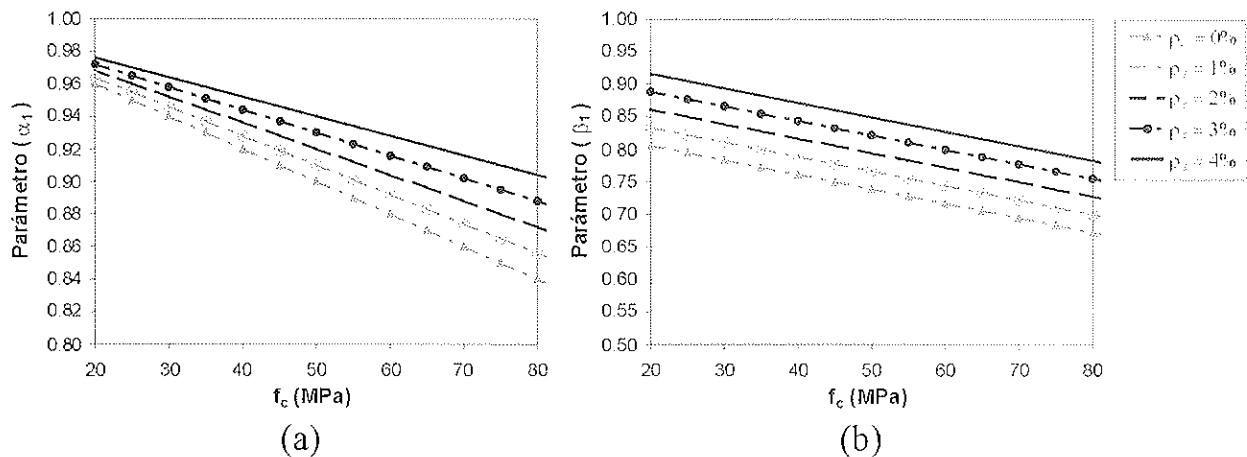


Figura 10: Parámetros del bloque rectangular propuestos para distintos grados de confinamiento: (a) Parámetro α_l (b) Parámetro β_l

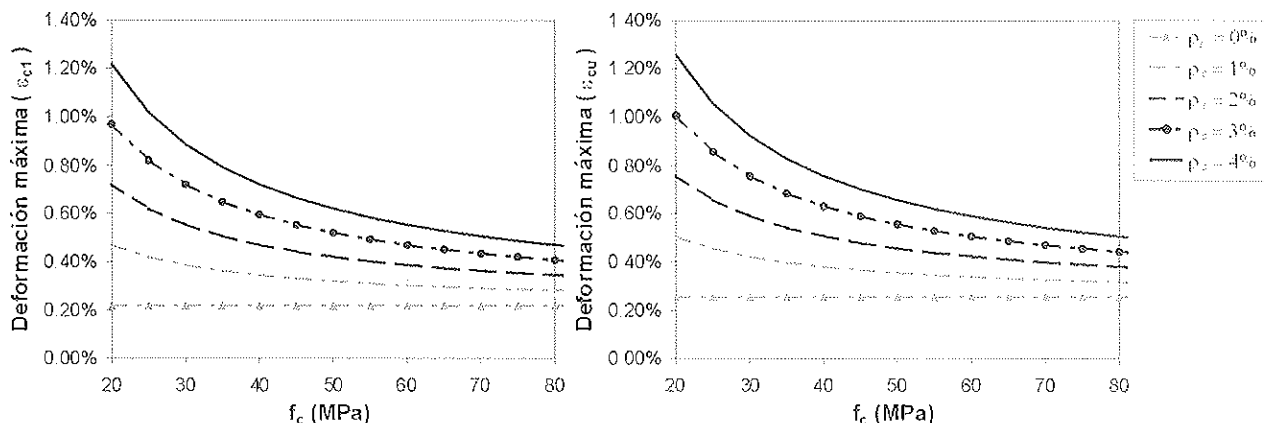


Figura 11: Deformaciones últimas propuestas para diferentes grados de confinamiento: (a) Parámetro ϵ_{cl} (b) Parámetro ϵ_{cu}

Tabla 2: Autores analizados

Autor	Número de Ensayos	Ratio Medio	Coefficiente de variación
Sheik (1980) [22]	24	0.98	0.08
Yong (1988) [25]	6	1.11	0.06
Azizinamini et al (1994) [5]	9	1.09	0.14
Kim (1995) [16]	12	1.05	0.03
Ibrahim et al (1996) [14]	13	0.98	0.19
Foster (1997) [12]	65	1.16	0.20
Mansur (1997) [17]	9	0.92	0.05
Saatcioglu (1998)[20]	26	1.00	0.12

te entre la capacidad última registrada en el test ($F_{u,t}$) y la capacidad última de la sección calculada mediante el método propuesto ($F_{u,a}$).

$$Ratio = \frac{F_{u,t}}{F_{u,a}} \quad (9)$$

En la tabla 2, se muestra la relación de los autores que han realizado dichos ensayos y las ratios obtenidas para cada uno de ellos

La capacidad última ($F_{u,a}$), calculada de cada ensayo se ha obtenido como el mayor de los siguientes valores:

- El valor obtenido sobre la sección completa y con las características mecánicas del hormigón considerándolo como no confinado
- El valor calculado sobre la sección encerrada por la armadura transversal y con las características mecánicas del hormigón considerando el efecto del confinamiento.

Tabla 3: Rango de variación de los parámetros de estudios

Parámetro	Rango
Excentricidad relativa de las acciones exteriores [e/h]	0 – ∞
Excentricidad relativa del hormigón [$M_c/N_c/h$]	0 – 0.37
Resistencia del hormigón f_c [MPa]	25.5 – 129.3
Cuantía geométrica de la armadura transversal ρ_s [%]	0 – 4.59
Cuantía geométrica de la armadura longitudinal ρ_l [%]	0 – 4.77

En la tabla 3 se muestra el rango de variación de las variables estudiadas en los distintos ensayos experimentales, dicho rango cubre ampliamente los intervalos de variación para los cuales se ha propuesto el bloque rectangular equivalente

En las figuras 12, 13 y 14 se muestra la distribución de ratios y el error medio obtenido al aplicar el método propuesto con los ensayos experimentales realizados por los mencionados autores. Se ha utilizado como variable de referencia la resistencia del hormigón a compresión simple en probeta cilíndrica (f_c), la excentricidad relativa correspondiente a las acciones exteriores (e/h) y la cuantía volumétrica de armadura transversal (ρ_s) respectivamente.

En cada una de estas figuras se representan dos gráficas. En la primera se muestra la dispersión del valor de la “ratio” para el conjunto de los resultados experimentales, así como su línea de tendencia. Y en la segunda se representan los valores medios de la “ratio” agrupados para distintos intervalos del parámetro estudiado.

En todas ellas, la línea de tendencia está situada en una posición ligeramente superior a la unidad, lo cual muestra que la aplicación del bloque rectangular equivalente propuesto da resultados del lado de la seguridad. Además, es marcadamente horizontal, salvo para el grado de confinamiento que presenta una tendencia ligeramente decreciente, lo cual indica que ésta es independiente de la resistencia del hormigón y de la excentricidad relativa de las acciones exteriores. La dispersión de los resultados obtenidos es razonable con la variación de resultados típica de este tipo de pruebas de laboratorio.

También se observa que el valor medio de la ratio, en todos los casos está alrededor de la unidad, oscilando éste en función de la resistencia del hormigón, entre 0.9 para hormigones de 105 MPa y 1.10 para hormigones de 75 MPa

La ratio media oscila en función de la excentricidad relativa entre 0.9 para situaciones de flexión simple y 1.3 para excentricidades iguales a 0.85. Finalmente, la variación respecto al grado de confinamiento está entre 0.83 para un confinamiento de 5 % y 1.15 para un confinamiento de 2 %.

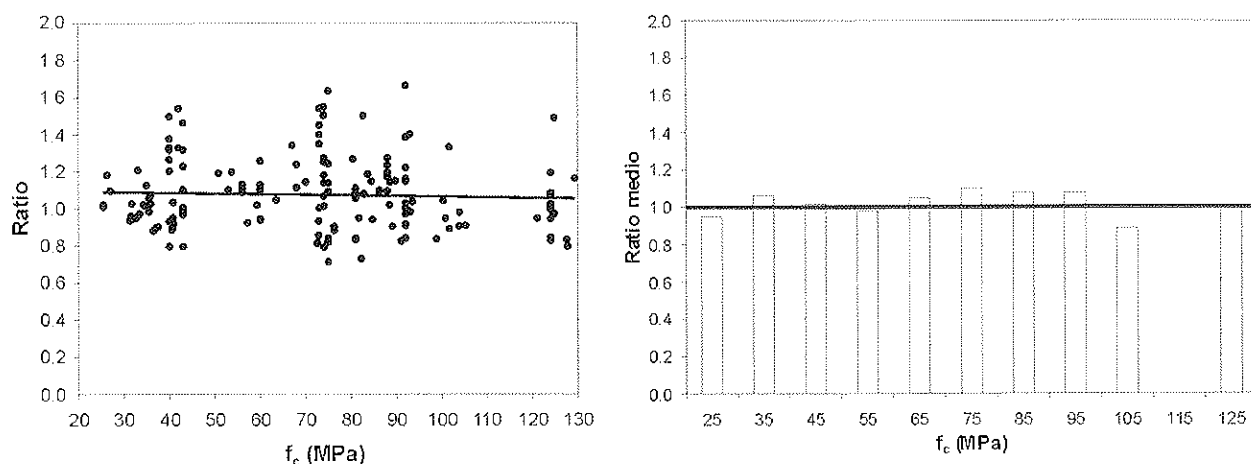


Figura 12: Relación entre la ratio y la resistencia del hormigón.

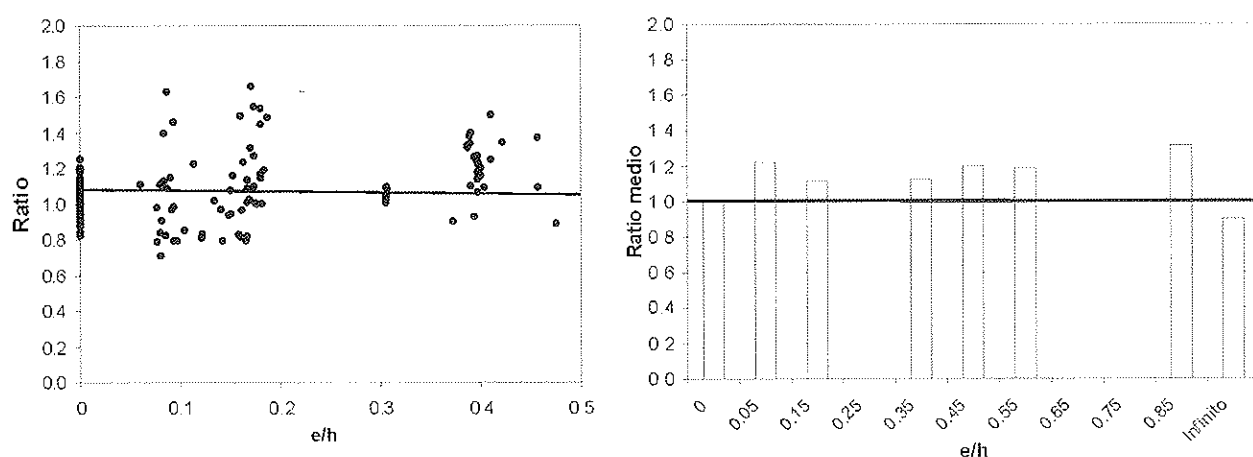


Figura 13: Relación entre la ratio y la excentricidad relativa.

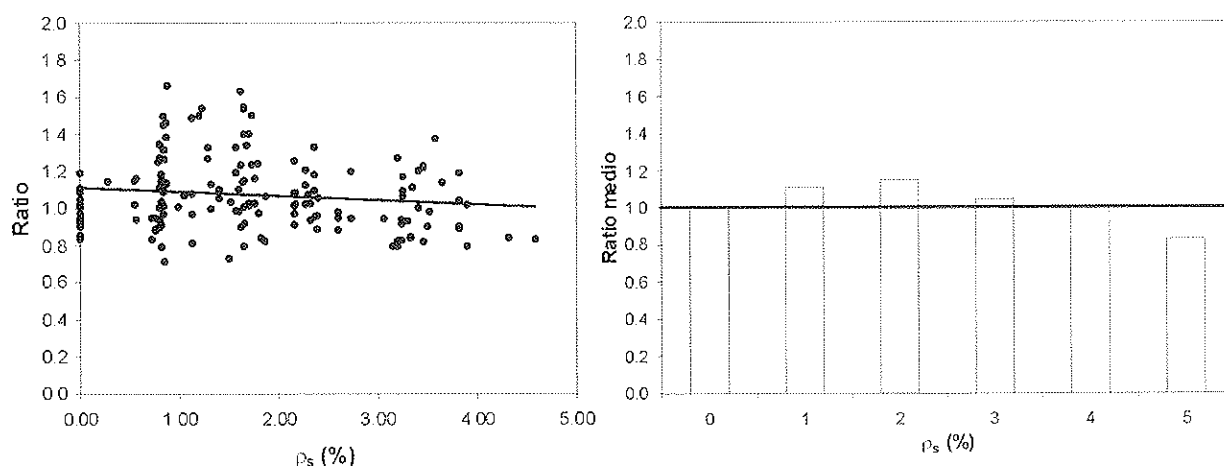


Figura 14: Relación entre la ratio y la cuantía volumétrica de armadura transversal.

7. CONCLUSIONES

En este artículo se proponen las expresiones que definen los parámetros del bloque rectangular equivalente, es decir el factor de intensidad (α_f) y la razón entre la profundidad del bloque y la profundidad del eje neutro (β_f), así como las deformaciones de agotamiento del hormigón para flexión simple o compuesta (ϵ_{cu}) y para compresión simple o compuesta (ϵ_{cl}).

Estas expresiones son válidas para situaciones de cargas instantáneas y secciones de hormigón armado cuya resistencia oscila en el rango entre 25 y 80 MPa. Además, se incorpora la posibilidad de tener en cuenta el grado de confinamiento del hormigón, hasta el 4.0 %.

Los parámetros que definen este bloque son independientes de la excentricidad relativa de la resultante de compresiones del hormigón (e_c/h), para valores superiores a 0.1.

En todos los casos, se ha comprobado que la magnitud de estos parámetros aumenta con el grado de confinamiento y disminuye cuando se incrementa la resistencia del hormigón, mostrando una variación lineal con respecto a estas variables.

El valor de la deformación de agotamiento del hormigón en flexión simple o compuesta (ϵ_{cu}), se mantiene prácticamente constante para excentricidades relativas superiores a 0.1 y cuando el grado de confinamiento es nulo, prácticamente no depende de la calidad del hormigón.

Para niveles de confinamiento distinto de cero, la deformación de agotamiento del hormigón (ϵ_{cu}), es proporcional a éste e inversamente proporcional a la resistencia del hormigón.

Por otra parte, la propuesta que se realiza en este artículo para el bloque rectangular equivalente sigue la misma tendencia que las expresiones en el EC-2 Final Draft (2001) [10] para niveles de confinamiento nulo.

El contraste realizado con los ensayos de laboratorio de distintos investigadores, demuestra que la línea de tendencia de la ratio es independiente de la resistencia del hormigón y de la excentricidad relativa de las acciones exteriores, mientras que para el grado de confinamiento muestra una tendencia ligeramente decreciente cuando éste aumenta. En todos los casos esta tendencia está del lado de la seguridad.

Por consiguiente, esta comparación demuestra que la propuesta es válida para el análisis de secciones sometidas a sollicitaciones de flexo-compresión recta bajo cargas instantáneas, para el rango de resistencias y grados de confinamiento estudiados.

8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] A.C.I. Committee 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-77)" American Concrete Institute, Detroit, 1977.
- [2] A.C.I. Committee 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-89)" American Concrete Institute, Detroit, 1989.
- [3] A.C.I. Committee 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)" American Concrete Institute, Detroit, 1999.
- [4] Attard, M.M., Stewart, M.G.: "A two Parameter Stress Block for High Strength Concrete". A.C.I. Structural Journal, V. 95, Nº 3, May - June 1998, pp. 305-317.
- [5] Azizinamini, A., Kuska, S., Brundgardt, P., Hatfield, E.: "Seismic behavior of square high strength concrete columns". A.C.I. Structural Journal, Vol. 91, Nº 3, May-June 1994, pp. 336-345.
- [6] Bing, Li, Park, R., Tanaka, H.: "Effect of confinement on the behavior of high strength concrete columns under seismic loading". Pacific conference on earthquake engineering, New Zealand, Nov. 1991.
- [7] Comité Euro-internacional du beton: "CEB-FIB Model Code 1990" C.E.B. Bulletin Nº 203-204 y 205, 1991.
- [8] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Ministerio de Fomento, 1999.
- [9] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings". ENV-1992-1-1, December 1991.
- [10] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings", prEN 1992-1 Final Draft. October 2001.
- [11] Fédération Internationale du Béton. fib CEB-FIP: "Structural Concrete. Textbook on Behaviour, Design and Performance Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990". Volume 2. July 1999.
- [12] Foster, S.J., Attard, M.M.: "Experimental test on eccentrically loaded high strength concrete columns". A.C.I. Structural Journal, V. 94, Nº 3, May - June 1997, pp. 295-303.
- [13] Hognestad, E.: "Concrete stress distribution in ultimate stress design". A.C.I. Journal, V. 52, Nº 3, Dec. 1955, pp. 455 - 480.
- [14] Ibrahim, H.H.H., MacGregor, J. G.: "Flexural Behaviour of Laterally Reinforced High Strength Concrete Sections". A.C.I. Structural Journal, V. 93, Nº 6, Nov-Dec 1996, pp. 674-684.
- [15] Ibrahim, H.H.H., MacGregor, J. G.: "Modification of de A.C.I. Rectangular Stress Block for High Strength Concrete". A.C.I. Structural Journal, V. 94, Nº 1, January 1997, pp. 40-48.
- [16] Kim, J., Yang, J.: "Buckling Behaviour of Slender High Strength Concrete Columns". Department of Civil Engineering, Korea Advanced Institute of Science and technology. Engn Struct. Volume 17 Nº 1. 1995.
- [17] Mansur, M.A., Chin M. S. and Wee T. H.: "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams". ACI Structural Journal, V. 94, Nº 6, Jun 1997, pp. 663-674.
- [18] Mattock, A. H., Kriz, L. B., Hognestad, E.: "Rectangular concrete stress distribution in ultimate strength design". A.C.I. Journal proceedings, vol. 57 Nº 8. Feb. 1961, pp. 875-928.
- [19] Nedderman, H.: "Flexural stress distribution in very high strength concrete". MSc Thesis, University of Texas at Arlington, December 1973, 182 pp.
- [20] Saatcioglu, M., Razvi, S. R.: "High Strength Concrete Columns with Square Sections under Concentric Compression". Journal of Structural Engineering, Dec 1998, pp. 1438-1447.
- [21] Serna Ros, P., Yazzar, S., Coca, A.: "Influencia del Confinamiento en la Ductilidad del Hormigón de Alta Resistencia". Primer Congreso de la Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural "ACHE". Sevilla, noviembre de 1999.

[22] Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M.: "Strength and ductility of tied concrete columns". Journal of Structural Division, ASCE Vol. 106, N° ST5, may 1980, pp. 1079-1102.

[23] Whitney, Charles: "Design reinforced concrete members under flexure or combined flexure and direct compression". ACI, Journal of the American Concrete Institute, March-April 1937, pp 483-498.

[24] Yazzar, S.: "Estudio de la Ductilidad de Elementos Comprimitos Fabricados con Hormigón de Alta Resistencia Sometidos a Cargas Cíclicas de Flexión". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Enero de 2000, 149 pp.

[25] Yong, Y. K., Nour, M. G. and Nawy, E. G.: "Behavior of laterally confined High-Strength concrete under axial loads". Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 114, N° 2, Feb 1988, pp. 332 - 351.

ANEJO I: ECUACIÓN CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN UTILIZADA

La relación constitutiva del hormigón empleada en este análisis es la propuesta por Yazzar (2000) [21, 24], que tiene en cuenta el efecto del confinamiento del hormigón para cargas instantáneas

$$\sigma_c = \sigma_0 \frac{K_b \varepsilon_l - \varepsilon_l^2}{1 + (K_b - 2) \varepsilon_l} \quad \varepsilon_c < \varepsilon_{cl}$$

$$\sigma_c = \sigma_0 \frac{K_b \cdot \varepsilon_l + (D - 1) \cdot \varepsilon_l^3}{1 + (K_b - 2) \cdot \varepsilon_l + D \cdot \varepsilon_l^3} \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cl}$$

donde: ε_c = deformación del hormigón

$$\sigma_0 = f_c (1 + 0.289 \cdot \rho_s^{0.5})$$

$$\varepsilon_l = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$$

$$K_b = E_n \varepsilon_{cl} / \sigma_0 \geq 1$$

$$D = 1.09 \cdot \rho_s^{0.5} + (2.89 - \rho_s) \cdot 8.35 / f_c \geq 1$$

E_n = módulo de elasticidad tangente en el origen igual a:

$$E_n = 10150 \cdot \sigma_0^{0.281}$$

ε_{cl} = deformación correspondiente a la carga unitaria de rotura.

$$\varepsilon_{cl} = (50 \cdot \rho_s / f_c + 2.19) / 1000$$

ρ_s = cuantía volumétrica útil de la armadura transversal.

$$\rho_s \text{ (probeta cilíndrica)} = \frac{4 \cdot A_{st}}{s_h \cdot \phi} \cdot 100$$

$$\rho_s \text{ (probeta prismática)} = \frac{A_{st} \cdot (2 \cdot b'' + 2 \cdot h'')}{s_h \cdot b'' \cdot h''} \cdot 100 - 2 \geq 0$$

siendo: A_{st} = sección de armadura transversal.

ϕ = diámetro del hormigón confinado.

s_h = separación entre cercos.

h'' y b'' = dimensiones de la sección de hormigón confinado.

El efecto del confinamiento sólo es válido cuando la separación de los estribos es menor que la menor dimensión de la sección analizada (Yazzar (2000) [21]), en caso contrario debe despreciarse este efecto ($\rho_s = 0$)

GUÍA DEL TERRAZO

Proyecto y puesta en obra. Control de calidad

Esta Guía tiene por objeto mejorar la calidad de aquellos proyectos donde interviene el terrazo como material de pavimentación su ejecución y control.

El volumen que ahora se presenta contiene las dos primeras partes de la Guía, dedicadas al proyecto, puesta en obra y control de calidad.

En la primera parte, proyecto y puesta en obra, el manual se divide en terrazo para **uso exterior** y terrazo para **uso interior**. Ambos apartados incluyen un cuaderno del **prescriptor**, para uso de los proyectistas (arquitectos, ingenieros y conceptores en general) y un cuaderno para el **ejecutor**, destinado a los constructores, contratistas y aplicadores. En dichos cuadernos se tratan diversos aspectos: clases y especificaciones de baldosas, coeficiente de puesta, métodos de colocación, grado de acabado de la superficie, característica de la resistencia al impacto, controles de recepción, almacenamiento, manipulación en obra, etc.

La segunda parte, control de calidad, es común tanto para los terrazos de interior y exterior como para los prescriptores y ejecutores. Se dan los criterios de calidad para las baldosas de terrazo, los métodos de comprobación visual de aspecto, las características físicas y mecánicas (resistencia a flexión, resistencia al desgaste por abrasión, absorción de agua y resistencia al impacto). Por último, se dedica un capítulo a la resistencia al resbalamiento y deslizamiento.

Autores: Varios

Título: Guía del Terrazo Proyecto y puesta en obra. Control de calidad

P.V.P. 11 € (IVA Incluido) + gastos de envío

Los interesados en dicha publicación deberán consultar nuestra página WEB
www.ieca.es

El sistema MECANOTUBO de cimbra de avance

MECANOTUBO advancing shoring system

Bernardo Moreda Sampedro

Ingeniero de Caminos

Jefe de proyecto y Director técnico

RESUMEN

Este artículo presenta la cimbra de avance desarrollada por MECANOTUBO para su aplicación en la construcción de puentes. En él se describe tanto el propio sistema como su desarrollo completo desde su concepción, solución técnica, fabricación y primeras aplicaciones.

Desde el punto de vista técnico se hace especial hincapié en una serie de cualidades que le confieren ciertas ventajas de aplicación. También se explica el sistema de análisis estructural empleado así como los problemas superados. Así mismo se describe concisamente el sistema de fabricación empleado en busca de la máxima efectividad y calidad del producto terminado. Para finalizar se presentan tres aplicaciones recientes describiendo las características geométricas de los viaductos así como los sistemas de trabajo empleados. Dichas aplicaciones se acompañan de un pequeño reportaje fotográfico. Todo ello se complementa con los datos técnicos más significativos así como rendimientos usuales.

Palabras clave: cimbra, avance, MECANOTUBO, autocimbra, puente

applications are supported with photographs, with the more significant technical data and the usual performances.

SUMMARY

This newsarticle presents the Advancing Shoring System develop by MECANOTUBO and its application to the construction of bridges.

This article describes the mechanism and the complete development from its conception, the technical solution applied, the manufacturing process and its first applications.

From a technical point of view, it underlines a number of characteristics that add certain application advantages. It also explains the system of structural analysis used, the resolved problems and a detail description of the manufacturing system in the search of the maximum effectiveness and quality of the finish product.

Finally, three recent applications are presented; describing the geometric characteristics of the viaducts and the working systems used. These mentioned

1. INTRODUCCIÓN.

(Por Javier Pascual,
de Ideam)

El desarrollo que en los últimos años han experimentado los medios informáticos ha originado un gran avance en las posibilidades de análisis de los distintos sistemas estructurales que configuran los tableros de puente. Hoy día puede afirmarse que el cálculo de los puentes ha dejado de ser un problema, entendiendo por ello la simple obtención de los esfuerzos resultantes de una configuración dada. El ingeniero debe centrarse entonces en garantizar una correcta concepción del sistema estructural que constituye el puente, su racionalidad, y su óptima adecuación al entorno técnico, económico y ambiental en el que el puente debe encuadrarse. El cálculo de la estructura será entonces una simple herramienta necesaria para lograr este objetivo, pero, afortunadamente, hoy día resuelta.

Dentro de los distintos factores a considerar en este análisis global que debe regir la definición de la solución más conveniente en cada caso, el análisis detallado del proceso constructivo del puente, de sus posibles variantes y las distintas posibilidades que ofrece, es un aspecto esencial para el éxito de la solución final adoptada. Por ello, el desarrollo de los sistemas constructivos constituye una pieza principal en el progreso de la ingeniería de los puentes. Normalmente, la introducción de nuevos sistemas constructivos cuya práctica haya demostrado su eficiencia ha provocado modificaciones a veces muy importantes en la tipología de puentes construidos. La resolución del "óptimo global" antes citado que rige la concepción del puente se altera al resolver satisfactoriamente el problema constructivo de un modo distinto al precedente, modificándose entonces la solución que se elige como más apropiada.

No obstante, estos desarrollos singulares en los sistemas constructivos, que han supuesto en cada caso una modificación sustancial en el panorama de los puentes, no han sido muy abundantes, y, entre uno y otro, es el avance progresivo en el desarrollo de los sistemas ya conocidos el que va determinando el estado de la cuestión en cada momento, incidiendo así de forma directa en los procedimientos constructivos más empleados en la práctica. En los últimos años se ha producido en nuestro país un notable incremento en el número de puentes construidos por empuje del tablero o con cimbra autolanzable, motivado por la adecuación excelente de estos sistemas constructivos a los viaductos de longitud importante y que discurren a cierta altura del suelo, que aparecen frecuentemente en las grandes autovías construidas en nuestro país y en los grandes corredores de alta velocidad ferroviaria. Esta situación ha provocado un desarrollo muy importante de estos sistemas constructivos, ya empleados hace bastante tiempo en la construcción de puentes, pero que en los últimos años han cobrado gran relevancia.

Ambos sistemas, empuje y cimbra autolanzable, resultan, en principio, intercambiables, y óptimos para la construcción de puentes de gran longitud, sobre todo cuando además la rasante del puente discurre a una distancia del

suelo que desaconseja por su envergadura el empleo de una cimbra convencional. Otros sistemas constructivos son a veces también posibles, como por ejemplo la prefabricación del tablero y su montaje con grúas. En el caso de que exista una accesibilidad adecuada para los elementos prefabricados, y tanto el peso de los mismos como la altura de las pilas permita su montaje con grúas, la solución prefabricada puede constituir una excelente solución para el tablero, sobre todo si otros factores ligados a la coyuntura del mercado en el momento de acometer la obra son favorables.

Sería un esfuerzo inútil y, probablemente, carente de toda lógica tratar de determinar cuál de estos sistemas constructivos es "mejor" que los demás, ya que la elección de uno u otro para un caso determinado vendrá influida decisivamente por muchos factores que, precisamente, cambiarán de un caso concreto a otro, sin que sea posible por tanto obtener una conclusión general absoluta. Sí pueden establecerse, no obstante, líneas generales que definan la aplicabilidad de uno u otro sistema, o algunas condiciones que resultarán más favorables a uno u otro, si bien todo ello inmerso siempre, como se ha dicho, en un margen de relatividad importante.

Así, por ejemplo, tanto la cimbra autolanzable como la prefabricación actual permiten adaptarse fácilmente a las condiciones geométricas de la estructura que vengan definidas por el trazado de la rasante en alzado, e incluso en planta si los radios de curvatura no son excesivamente pequeños. Es posible también construir una alineación compuesta por una sucesión de acuerdos en planta o alzado. Por el contrario, el empuje de los tableros presenta una serie de restricciones importantes derivadas del trazado de la estructura. Si bien no es necesario que el trazado geométrico de la estructura sea una curva matemáticamente empujable para poder realizar su empuje en condiciones adecuadas, y pueden establecerse algunas actuaciones correctoras tendientes a facilitar el empuje de curvas teóricamente no empujables, esta posibilidad no es absoluta, y desde luego que el trazado geométrico de la estructura puede determinar en ocasiones la imposibilidad de su empuje.

Por otra parte, el hormigonado de las sucesivas dovelas en el parque de fabricación y empuje, y su posterior lanzamiento con el conjunto del tablero obligan en el caso de los puentes empujados a un control muy riguroso de las condiciones de nivelación tanto del parque de fabricación como de los apoyos de deslizamiento sobre las pilas, con unas tolerancias milimétricas, si se quieren evitar sollicitaciones no controladas sobre el tablero durante el empuje que pueden poner en peligro su integridad. En el caso de los puentes construidos con cimbra de avance, el control geométrico debe ser también muy riguroso, pero únicamente por temas asociados a la corrección de flecha de la cimbra y adaptación de la rasante construida a la rasante teórica, sin ninguna posibilidad de aparición de esfuerzos adicionales en el tablero derivados de algún desajuste geométrico.

Y, en tercer lugar, en cuanto a los requerimientos de los puentes empujados frente a los puentes construidos con cimbra de avance, cabe citar las propias exigencias de su dimensionamiento. Si bien en los puentes construidos con cimbra de avance su propia secuencia de ejecución suele conducir a dimensionamientos muy próximos a la viga continua tipo, con la única singularidad derivada de la posición exacta que se haya adoptado para la junta entre fases y el detalle de continuidad de cables que se adopte, el dimensionamiento del pretensado de los puentes empujados viene condicionado decisivamente, al menos en su disposición en la sección transversal del tablero, por las necesidades derivadas del proceso de empuje, al ser preciso dimensionar todas las secciones del tablero para los esfuerzos alternos positivos y negativos que aparecen durante el lanzamiento del tablero. Sin que sea posible establecer tampoco "leyes generales" en este caso, razonablemente cabe pensar que el rendimiento del pretensado de un puente empujado debe ser algo inferior al que correspondería al mismo puente construido con cimbra de avance, debido a la incidencia a veces importante en la cuantía final de armadura activa que presenta la fracción centrada del pretensado de empuje.

En cualquier caso, y como hemos dicho anteriormente, no es posible establecer la bondad general de unos sistemas sobre otros, debiendo estudiarse, en cada caso, sus condiciones particulares

para plantear el sistema constructivo más apropiado. Por su generalidad en el caso de los viaductos de envergadura, la construcción mediante cimbra de avance debe ser siempre considerada, ya que cada vez más la disponibilidad de una cimbra con capacidad portante suficiente para la construcción ha dejado de ser un escollo insalvable. Se presenta en este artículo el sistema de cimbra de avance desarrollado por MECANOTUBO, que supone, en opinión de los autores, un nuevo adelanto en la aplicación de esta tecnología en la ingeniería de puentes, y un nuevo impulso para mejorar las ya excelentes realizaciones en este campo existentes en nuestro país.

2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MECANOTUBO

2.1. Descripción del procedimiento de trabajo del sistema

Desde el punto de vista de su utilización, la cimbra de avance no es más que un sistema de vigas metálicas pensadas para cumplir, a grandes rasgos, un doble objetivo:

Dar sustento al encofrado del puente durante los trabajos de hormigonado transmitiendo las cargas a los apoyos.

Permitir el movimiento del encofrado desde una fase terminada hasta la siguiente, avanzando todo el conjunto la misma longitud que el vano del puente.

Conseguir el primer punto es relativamente sencillo puesto que basta con que los diferentes elementos sean capaces de resistir las sollicitaciones a las que son sometidos, condición que se asegura mediante su cálculo.

Conseguir el segundo punto es ciertamente más complejo puesto que a la simple condición de resistencia hay que añadirle la de operatividad, esto es, que el sistema esté correctamente concebido para permitir todos y cada uno de los movimientos necesarios para llegar de nuevo al primer punto en unas condiciones de rendimiento establecidas.

La cimbra debe acometer el trabajo de forma cíclica con un período que puede durar de una a dos semanas, dependiendo de la complejidad de la

sección del puente, longitud del vano a construir y sistema de ejecución empleado —básicamente forma de colocar la ferralla y fases de hormigonado—.

Este ciclo de trabajo se puede dividir, en grandes rasgos, de la siguiente manera:

Fase 1: Deseimbrado y movimientos de la cimbra hasta nueva posición de hormigonado. Comprobación topográfica de la nueva posición.

Fase 2: Colocación de ferralla.

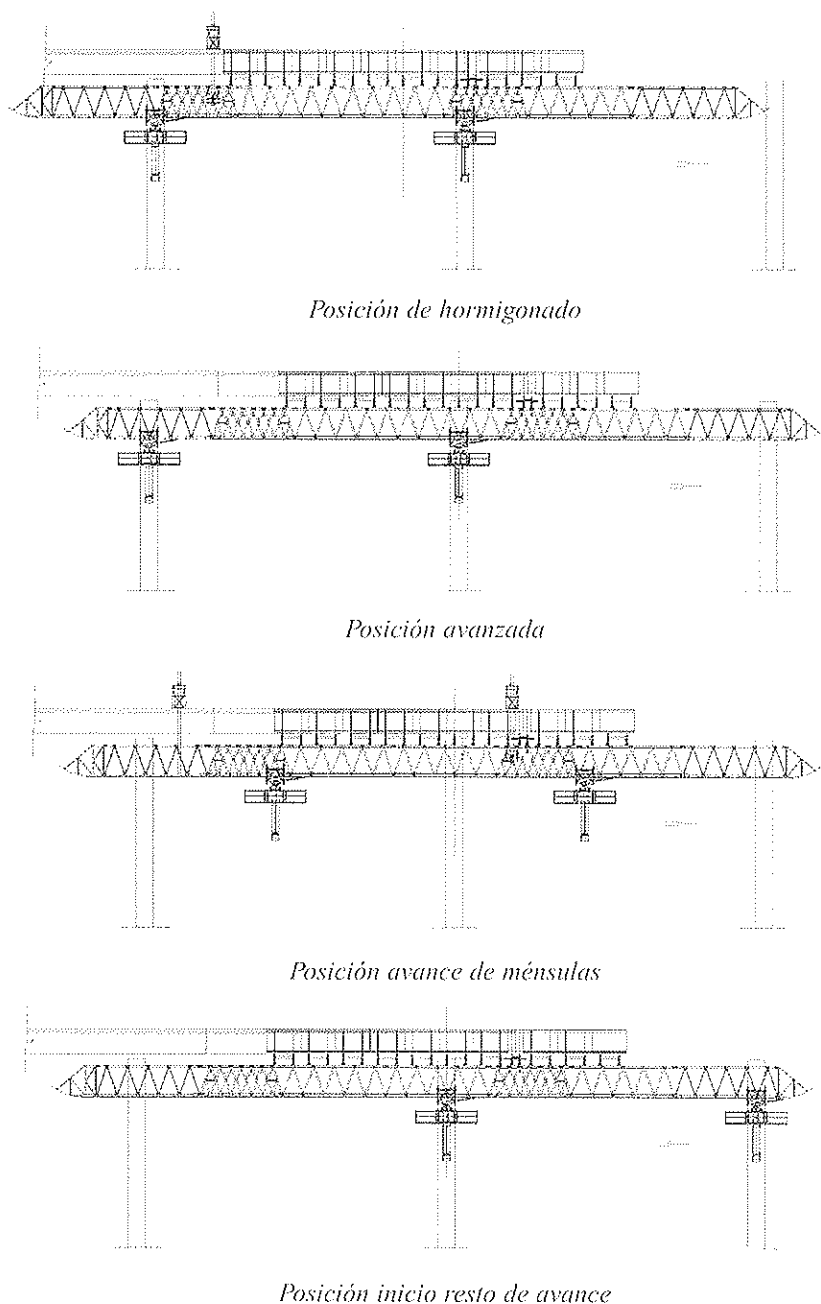
Fase 3: Hormigonado.

Fase 4: Tesado y curado.

Y el ciclo vuelve a comenzar.

Podríamos decir que las fases 2, 3 y 4 son independientes del diseño de la cimbra, siendo la fase 1 la que realmente define la “personalidad” del sistema. Por este motivo la describiremos a continuación de forma resumida. Ver dibujo nº 1.

Durante el hormigonado la cimbra se encuentra apoyada en una pila por su parte delantera y colgada por detrás de



Dibujo nº 1. Fases del movimiento.

la fase anteriormente ejecutada, por lo tanto el primer paso que se realiza en la fase I es soltar dicho cuelgue mediante mecanismos hidráulicos que recogen la carga de peso propio desde el apoyo en la pila trasera. A continuación se desciende hidráulicamente todo el sistema desde estos apoyos para reposar sobre los elementos deslizantes y poder comenzar el avance. La sección del puente queda ya liberada del encofrado.

La siguiente maniobra que se realiza consiste en abrir el encofrado. Efectivamente, dicho encofrado se puede partir en dos mitades en sección transversal ya que está compuesto por módulos que tienen un sistema rápido de desenganche en su punto medio. De esta forma, hemos convertido el sistema de cimbra en dos vigas independientes que sustentan cada una la mitad del peso del encofrado. A continuación se procede a ripar estas vigas y las mesas de encofrado las longitudes necesarias para poder avanzar librando las pilas del puente.

Comienza el avance mediante un sistema hidráulico de empuje y de aparatos deslizantes. Esta maniobra se realiza hasta que el centro de gravedad de la cimbra se sitúa en la pila intermedia llegando con la "nariz" a la pila delantera y la "cola" todavía no ha salido de la trasera. En esta posición se pasa a colgar la cimbra mediante el sistema

hidráulico ubicado en las vigas de cuelgue delanteras y se levanta la nariz para corregir las deformadas de peso propio y de avance de ménsulas.

A continuación se procede a colgar la cimbra de su parte trasera mediante un sistema análogo al anterior pero ubicado en el quinto del vano anterior. De esta forma, el sistema está preparado para sacar las ménsulas de su posición actual y moverlas a las pilas inmediatamente delanteras, para ello se las hace correr sobre unos carriles que soportan las mismas vigas de cimbra. El sistema de tiro se realiza mediante unos cabrestantes eléctricos de doble sentido alojados en un bastidor sobre las vigas de celosía principales. Se aseguran las ménsulas en su nueva posición y la cimbra queda dispuesta para terminar su avance. Para conseguir tal fin se deben soltar ambos cuelgues y reposar la cimbra de nuevo sobre los deslizantes. Mediante el sistema hidráulico de empuje se termina de completar el avance. A continuación se cierran los dos cajones de la cimbra y se conecta el encofrado por su punto medio para dar la forma de la sección del puente.

Sólo queda la comprobación topográfica de la sección y el encofrado está listo para la entrada de nuevo de la ferralla.

En cuanto a la fase de colocación de ferralla cabe destacar, básicamente, la posibilidad de su montaje por fases o de una única vez, en función de la tipología de la sección del puente y del diseño del encofrado. De la misma manera el hormigonado se suele realizar también por fases, lo que obliga a estudiar su posible fisuración para introducir las actuaciones de corrección necesarias.

Para terminar el ciclo queda dar tiempo al curado del hormigón para proceder al tesado del puente.

2.2. Descripción de los elementos integrantes del sistema

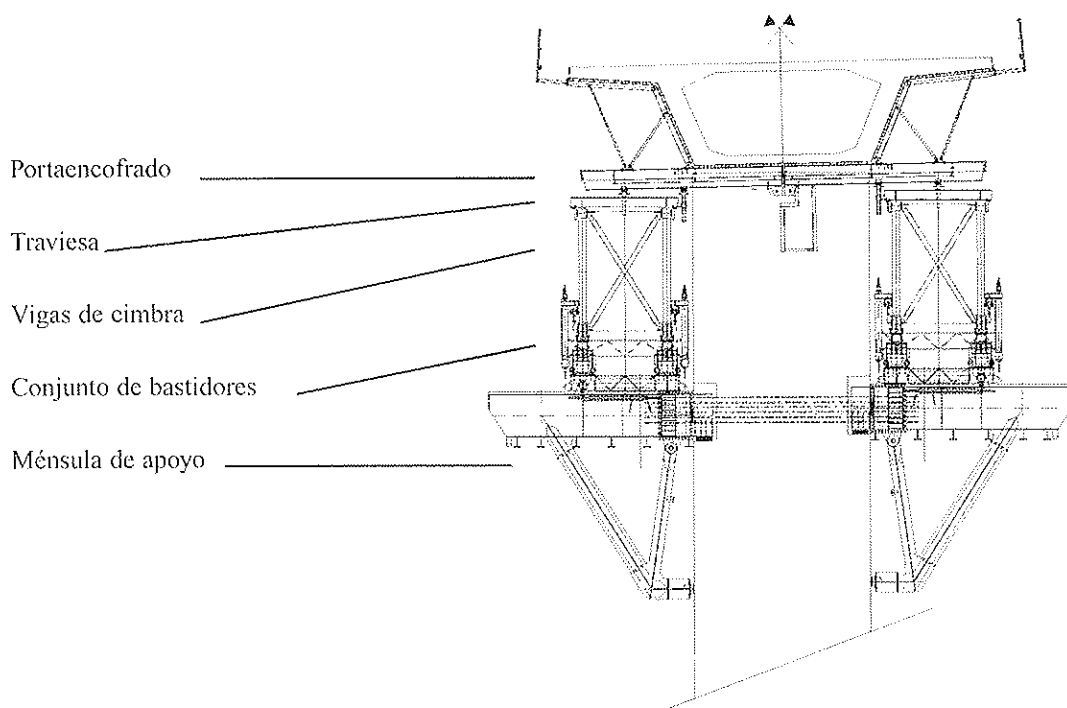
Podemos clasificar los elementos integrantes de la cimbra, atendiendo a su función, de la siguiente manera: (Ver los dibujos nº 2 y nº 3)

— Elementos de encofrado:

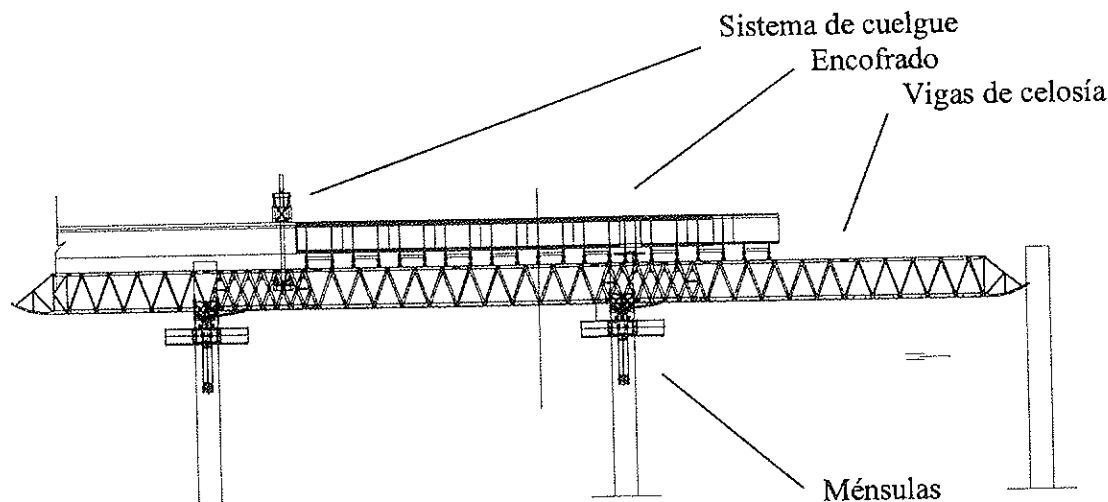
Son todos aquellos cuya función es dar la forma a la sección del puente. Están integrados por:

Paneles de encofrado: Elementos planos modulares que determinan la forma de la sección.

Cerchas de encofrado: Elementos resistentes encargados de dar la rigidez a los paneles de encofrado y de transmitir las cargas de hormigonado.



Dibujo nº 2. Sección por pila.



Dibujo nº 3. Vista lateral.

Portaencofrado: Sistema resistente que da soporte al encofrado. Es estándar y válido para todas las tipologías de secciones. Transmite las cargas y permite el ripado transversal del encofrado.

– *Elementos auxiliares resistentes:*

Resto de componentes que permiten el funcionamiento de la cimbra

Traviesas: Centran la carga de hormigón sobre las vigas principales de cimbra. Llevan integrados los sistemas de regulación que permiten dar las contraflechas y los peraltes del puente.

Vigas principales de cimbra: Llevan las cargas de hormigonado a los apoyos y permiten los movimientos entre fases de hormigonado.

Sistemas de bastidores sobre ménsulas: Conjunto de elementos que permiten:

Los movimientos de la cimbra.

La transmisión de las cargas.

Las regulaciones y nivelaciones previas al hormigonado.

Los movimientos de las ménsulas.

Ménsulas: Transmiten las cargas de hormigonado a las pilas y permiten los movimientos entre fases de hormigonado.

Sistemas de cuelgue: Cuelgan la

carga del tablero durante las fases de avance entre hormigonados.

2.3. Datos técnicos. Rendimientos. (Órdenes de magnitud)

Vano admisible/máximo peso por metro de puente 60 m/220 KN/m

Momento admisible por cajón de vigas: 40000 KN x T

Cortante admisible por cajón de vigas: 3000 KN

Axil admisible por cordón de vigas: 6000 KN

Reacción admisible en ménsulas: 6000 KN

Máxima deformación en fase de hormigonado: 15×10^{-2} m.

Peso completo del sistema para un vano de 60 m: 7500 KN.

Peso de encofrado para un vano de 60 m: 2500 KN

Peso de ménsulas: 200 KN / ud.

Longitud de cimbra para un vano de 60 m: 120 m.

Duración del ciclo de trabajo: De 1 a 2 semanas

Duración del montaje: De 4 a 6 semanas.

Duración del ripado entre calzadas: 4 semanas.

Duración del desmontaje completo: 4 semanas.

Hormigón puesto en obra al mes: 1.000 m³

Tablero ejecutado al mes: 1.500 m²

Acero de armar puesto en obra al mes: 100.000 Kg.

2.4. Ventajas del sistema:

Actualmente existen en el mercado español sistemas competidores parecidos, sin embargo, el sistema MECANOTUBO presenta claras ventajas. Conseguir dichas ventajas ha sido objetivo primordial del diseño:

– El sistema no precisa de acceso a las bases de las pilas. Por tratarse de una cimbra “autolanzable”, el avance se realiza completamente desde la altura del tablero, sin necesidad de proceder a izar apoyos desde las bases de las pilas ni de montarlos con grúa, ya que éstos corren por la propia cimbra. Es por lo tanto ideal para la ejecución de tableros sobre: valles profundos, ríos, brazos de mar o incluso aquellos con condicionantes medioambientales que protejan el suelo –aspecto cada vez más frecuente–.

– Capacidad de ejecución de vanos

de 60 m. Esta característica puede permitir un importante ahorro económico en cierto tipo de puentes ya que puede disminuir de forma significativa el coste de ejecución de pilas – especialmente en puentes altos o con difíciles condiciones de cimentación–.

–Permite un control preciso de deformaciones. El sistema incorpora los mecanismos necesarios para corregir todas y cada una de las diferentes deformaciones a que se ve sometido durante las fases de hormigonado, asegurando así una perfecta terminación del tablero tanto en sección transversal como en longitudinal. Esto redundará, en definitiva, tanto en el confort de uso de la estructura terminada como en la pureza visual de la misma.

2. 5. Requisitos de aplicación. Diseño del tablero y pilas. Requisitos de obra

Este sistema de cimbra de avance necesita las siguientes actuaciones sobre tablero y pilas:

Los tableros deben dejar ventanas para el paso de las pletinas de cuelgue en los quintos de la luz del vano. Dichas ventanas se tapan después del avance de la cimbra y no dejan marcas visibles.

Los tableros deben ser capaces de soportar el peso de la cimbra al día siguiente del tesado. Con los hormigones y controles de ejecución actuales esta condición está asegurada, siendo más crítico el condicionante de resistencia para el propio tesado, sobre todo en tiempos fríos.

Las pilas deben alojar ventanas para la ubicación de las ménsulas. Estas ventanas suelen dejarse vistas una vez terminado el puente, aunque también se puede proceder a su tapado después del paso de la cimbra.

Las pilas deben ser capaces de soportar los esfuerzos a que las somete la cimbra –pesos verticales y empujes horizontales–. Estos esfuerzos deben tenerse en cuenta en el cálculo de las pilas, sobre todo en aquellas muy esbeltas o de gran altura y aunque no suelen ser condicionantes sí producen movimientos de cierta importancia en las fases de avance de la cimbra.

Como requisitos de obra cabe desta-

car únicamente las necesidades de montaje propias de un sistema de gran tamaño compuesto por elementos que necesitan transportes especiales y medios potentes de izado y maniobra.

3. EL DESARROLLO DEL SISTEMA MECANOTUBO

3. 1. Definición del problema. Soluciones adoptadas

El planteamiento de comienzo en el desarrollo de la cimbra fue la necesidad de concebir una herramienta de producción que mejorase de forma importante los sistemas empleados hasta la fecha. Para ello se apuntó a cubrir los siguientes objetivos principales:

Por una parte la cimbra debía ser capaz de hacer vanos de hasta 60 m de longitud ya que los sistemas conocidos en el momento tenían una capacidad para vanos más pequeños.

Además la cimbra debía ser “estáticamente limpia”, esto es, en un tipo de estructuras donde las cargas actuantes son reales y de gran importancia no debía de haber duda de sus repartos ni de los valores de salidas en apoyos. Este aspecto redundaba en su comportamiento en deformaciones para poder conocerlas con la mayor exactitud posible y aplicar las contraflechas necesarias.

Debería permitir unos rendimientos determinados ya que los ciclos de trabajo están marcados en el mercado de forma clara.

Todo ello debería ser fácilmente transportable evitando desmontajes y montajes innecesarios en los trasiegos entre obras.

Deberíamos diseñar un sistema que nos permitiera no necesitar acceso a las bases de las pilas. Esto nos obligaba a hacer autolanzables las ménsulas de apoyo entre pilas, maniobra que supone un mayor riesgo y de gran espectacularidad pero que nos permitía una solución óptima para viaductos que salvan ríos o brazos de mar. Esta idea básica, ya preconcebida, se ha descrito en el apartado 2.1.

Obviamente el sistema debía ser económico de fabricación y montaje.

Con estas bases de partida, y fijando como inamovible la penúltima condición, enseguida nos dimos cuenta de que tendríamos que sacrificar algunos puntos en beneficio de otros, los que consideramos más importantes.

En efecto, una solución estática que permitiera vanos tan grandes nos obligaba a ir a cantos de viga importantes, que no eran fácilmente transportables. Esta era la solución más económica y la técnicamente más limpia puesto que doblar el número de vigas era más caro y añadía un peso propio muy importante que la cimbra parecía que no sería capaz de salvar en alguna de sus fases de trabajo. Por ello decidimos diseñar una viga con un canto entre ejes de cordones de 3.3 m. Esto nos supuso aceptar mayor gasto de transporte y perder algo de agilidad en el mismo traspasando de alguna manera un pequeño problema a nuestros compañeros de logística.

Por otro lado, para poder cumplir los requisitos de cálculo tuvimos que contar con la utilización de algunos materiales difícilmente disponibles en el mercado español, problema que resolvimos acudiendo a suministradores extranjeros, donde esta materia prima está más extendida. Este material era algo más caro pero nos permitía conseguir unos pesos propios muy reducidos, aspecto tremendamente importante en este tipo de estructuras.

El último problema importante a resolver era el de las uniones entre vigas principales. Debían asegurar la transmisión de los esfuerzos y además debían ser de fácil manipulación. Por ello optamos por aplicar barras de alta resistencia, descartando uniones con tornillos porque el número necesario por unión era muy elevado, lo que suponía una solución antieconómica. Estas uniones llevan chapa de testa, sin necesidad de cubrejuntas y no van pretensadas por las barras de alta resistencia, maniobra engorrosa para hacer en obra y que necesita de equipos hidráulicos muy delicados y caros.

El verdadero problema de estas uniones fue su encaje físico en los extremos de las vigas, lo que nos obligó a ejercer un férreo control de calidad sobre las fabricaciones y exigir perfiles con las tolerancias más ajustadas de suministrador. Además se diseñó un sis-

tema de pretensado mediante cables de acero y cuñas de anclaje, que aplicado a parte de los cordones de la cimbra permitía aplicarles una precompresión importante que contrarrestaría las fuertes tracciones a que se ven sometidos en alguna fase de trabajo y que no era posible transmitirlos en las uniones mediante las simples barras de empalme. Este pretensado permite también corregir positivamente la deformación de peso propio de la cimbra, efecto importante en las fases de movimiento del sistema.

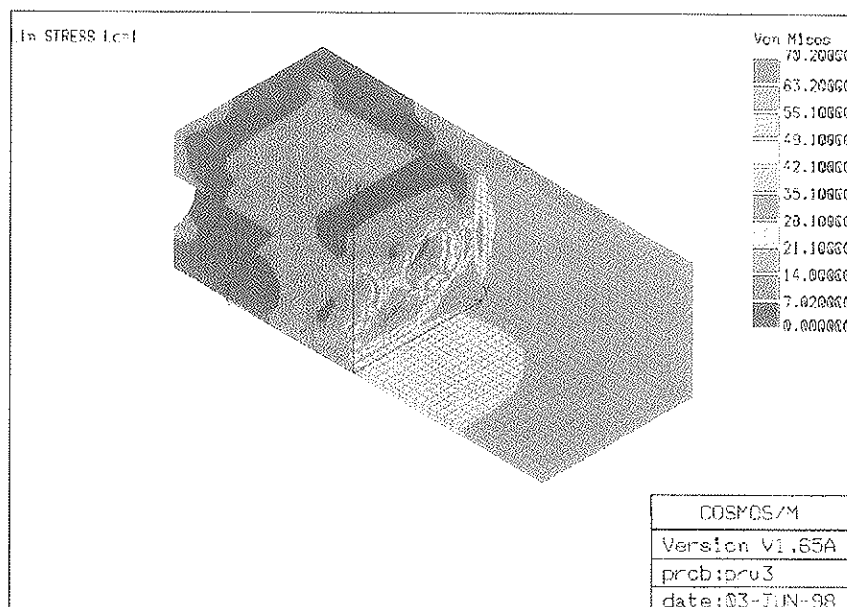
El diseño del resto de elementos del sistema no nos supuso esfuerzos extraordinarios, resolviéndolos con bastante simplicidad. Cabe hacer mención especial a los conjuntos de apoyo de la cimbra sobre las pilas, que denominamos "ménsulas", y que por el grado de cargas que reciben y la complejidad de movimientos que permiten nos obligaron a dedicarles mayores esfuerzos de diseño y fabricación.

Los encofrados metálicos o de madera, mecanismos hidráulicos y mecánicos, automatismos, instalaciones, elementos auxiliares y resto de estructura fueron también diseñados íntegramente por la ingeniería de MECANOTUBO dentro del espíritu general descrito en líneas anteriores.

3.2 Descripción del proceso de diseño

Antes de comenzar el diseño de una estructura tan compleja y conociendo la necesidad de cumplir unos plazos estrictos, realizamos la planificación de las diferentes tareas a acometer, contemplando los trabajos de los distintos talleres y demás actividades posteriores para asegurar los cumplimientos de fechas de entrega en obra tal y como teníamos comprometido.

Cabe destacar una primera división en el tiempo de ingeniería. Una primera fase de investigación, desarrollo de ideas, maduración y asimilación de las mismas que duró aproximadamente seis meses, desde enero de 1998 hasta el verano de dicho año. En este período no hubo compromiso de ejecución. La segunda fase fue la de diseño y comenzando en Septiembre terminó en Febrero de 1999, con la necesidad real del cumplimiento de plazos. Aquí se aplicó la planificación nombrada



Dibujo nº 4. Análisis mediante M.E.F. unión vigas.

anteriormente para asegurar el cumplimiento de plazos.

El sistema elegido de análisis de la estructura fue múltiple:

Por una parte se utilizó un programa de cálculo matricial disponible en el mercado que permitió el estudio de todas las fases de trabajo de la cimbra. Este programa comprobó las barras y redimensionó de forma muy eficiente. Se realizó un análisis estático de primer orden sin tener en cuenta efectos dinámicos ya que las velocidades de los movimientos del sistema son muy pequeñas. Los posibles efectos de fatiga de ciertos elementos sometidos a carreras de tensiones importantes -aunque de ciclos no muy grandes- si se han considerado en el dimensionado.

Por otra se realizó un análisis mediante el método de los elementos finitos de ciertas partes estructurales de difícil comprobación con los sistemas tradicionales de la mecánica clásica y de gran responsabilidad en su resolución como fueron las uniones entre vigas principales. Este sistema de cálculo, de enorme potencia pero muy laborioso, resultó más bien el certificado de los resultados que el ingeniero proyectista creía obtener pero que no conseguía demostrar. (Ver dibujo nº 4).

Las acciones consideradas en el cálculo fueron:

Pesos propios de estructura.

Sobrecargas de acciones de hormigonado.

Sobrecargas de viento.

Sobrecargas de nieve.

Sobrecargas de trabajo.

El factor de seguridad resultante de las diferentes combinaciones de las sobrecargas fue de 1.5, valor que aplicado al nivel de esfuerzos que implica el cálculo supone una seguridad suficiente para la estructura.

3.3. Descripción del proceso de fabricación.

La fabricación de la cimbra se acometió siguiendo unos criterios fundamentales:

Debía ser una fabricación con la calidad contrastada por tratarse de elementos de alta responsabilidad.

Debíamos cumplir unos plazos de entrega muy estrictos.

Debía permitirnos posiblemente la inclusión de modificaciones debidas al propio desarrollo del proyecto.

Debía ser una actividad económica.

Por todo ello se optó por:

Fraccionar la fabricación de los diferentes elementos para conseguir solape de actividades y contar con precios competitivos asignando a diferentes talleres los trabajos para los que estaban mejor preparados.

Establecer rigurosos planes de puntos de inspección y contratar a una empresa de control de calidad de prestigio reconocido para el seguimiento de los objetivos marcados en plazos y aseguramiento de calidad.

Afortunadamente no nos vimos obligados a modificar significativamente las fabricaciones en curso por correcciones del diseño lo que nos permitió no perder la agilidad establecida en los trabajos. Todas las fabricaciones se realizaron en un tiempo aproximado de 4 meses, contando incluso con el acopio de todos los materiales.

Cabe hacer mención especial a la inspección que desde dirección técnica se estableció en este proyecto. En efecto, dada la responsabilidad de los elementos a fabricar se decidió imponer a los talleres rigurosos condicionantes a cumplir en sus trabajos.

Se establecieron ensayos no destructivos de las soldaduras:

Líquidos penetrantes o partículas magnéticas en las soldaduras en ángulo.

Ultrasonidos o radiografías en las soldaduras a tope.

Se exigieron expedientes de calidad en los que se debía incluir:

Certificados de calidad de las materias primas.

Certificados de calidad de los materiales de aportación.

Homologación de los procedimientos de soldadura a emplear.

Homologaciones de los soldadores de acuerdo a dichos procedimientos.

Trazabilidad de los materiales.

Análisis dimensional de los materiales manufacturados.

Certificados de los resultados de los ensayos no destructivos.

Otros.

3. 4. Descripción de los montajes.

Hasta la fecha hemos realizado el montaje de la cimbra de dos formas diferentes:

La primera consiste en hacer una gran plataforma por detrás del estribo de arranque que permite el montaje completo de la cimbra. Esta plataforma debe tener una longitud mínima del vano tipo del puente lo que permite alojar el montaje completo del encofrado, pudiendo "enchufar" las longitudes de "nariz" y "cola" necesarias conforme se realiza el avance de la cimbra. Además debe incluir una pareja de vigas de cimentación transversales al puente sobre las que se realizan los apeos de montaje. Asimismo debe llevar la pendiente longitudinal del puente para permitir el mencionado avance. Supone un ahorro de medios de montaje contra un gasto de movimiento de tierras.

La segunda consiste en montar la cimbra "en posición" con apeos provisionales para tal fin, lo que conlleva mayor gasto de grúas y cimentaciones provisionales pero no supone hacer movimientos importantes de tierras, idóneo para terrenos de difícil manipulación.

En cualquiera de los dos casos se deben construir los estribos en dos fases, la primera consiste en el muro principal restringido al ámbito del fondo del tablero, y la segunda, una vez hormigonado el primer vano del puente y habiendo avanzado la cimbra, en la terminación del resto de dicho estribo.

Respecto al control de calidad en los montajes cabe mencionar:

Se redacta un plan de puntos de inspección del montaje que asegura una correcta ejecución del mismo. Este documento contempla especialmente aquellos puntos que consideramos más delicados, tales como uniones de vigas o colocación de bulones y seguridades.

Se procede, una vez montada completamente la cimbra, al "pesado hidráulico" de la misma, al objeto de comprobar la exactitud de los cálculos efectuados en oficina técnica tanto en la magnitud de la resultante de los pesos propios como de su posición. Esta actuación es fundamental para acometer con completa seguridad las maniobras de avance de la cimbra.

Respecto a la seguridad cabe mencionar que el sistema lleva incorporados todos aquellos elementos necesarios

para trabajar en las condiciones de mínimo riesgo posible, tales como plataformas, barandillas con rodapié, líneas de vida y redes. La implementación de estos elementos se ha efectuado después de realizar el análisis de riesgos necesario por un técnico de seguridad especializado.

Podemos decir con orgullo que no hemos encontrado problemas de montaje importantes, sólo aquellos -menores- derivados del encaje de algunas piezas que se fabricaron con tolerancias estrictas, y que, en cualquier caso, se resolvieron en obra con bastante fortuna.

4. TRES APLICACIONES

A continuación se describen brevemente tres obras realizadas con el sistema de cimbra MECANOTUBO.

4.1. Viaducto 607+0 Autovía del noroeste. Tramo Ambasmestas - Castro Lamas

4.1.1. Descripción del puente

Se trata de un viaducto de dos calzadas y doble tablero resuelto con pila única, y vanos $32 + 6 \times 46 + 32$. La altura máxima sobre el suelo es de aproximadamente 60 m. Tiene una pendiente longitudinal constante de un 4.8 % y en planta se ha resuelto con alineación recta, clotoide y curva de radio 600 m. El peralte varía de un 0 a un 8%. Cada uno de los dos tableros tiene un ancho de 12.5 m y un peso por metro de 18.9 T.

4.1.2. Descripción de la ejecución.

En este caso se ha ejecutado el puente sin realizar los "cuelgues" de la cimbra ya que la curvatura así lo impedía. Se han montado ménsulas por delante de la cimbra mediante grúa para realizar los avances. Se han cumplido ciclos de trabajo de dos semanas y el montaje de la cimbra se ha realizado "en posición". El hormigonado se ha realizado en dos fases y el tesado en una única.

4.1.3. Fotografías.



Fotografía 4.1.3-1 Vista del estribo de arranque.



Fotografía 4.1.3-2 Vista general del viaducto en ejecución.



Fotografía 4.1.3-3 Vista de la posición de montaje.



Fotografía 4.1.3-4 Vista de la "nariz" de la cimbra entrando en pila.

4.2. Viaducto de Dúrcal. Autovía Bailén- Motril. Tramo Alhendín – Dúrcal.

4.2.1. Descripción del puente.

Se trata de un viaducto doble de directriz recta en planta, 305 m de largo y vanos $45.5 + 4 \times 53.5 + 45.5$. La pendiente longitudinal es de un 2

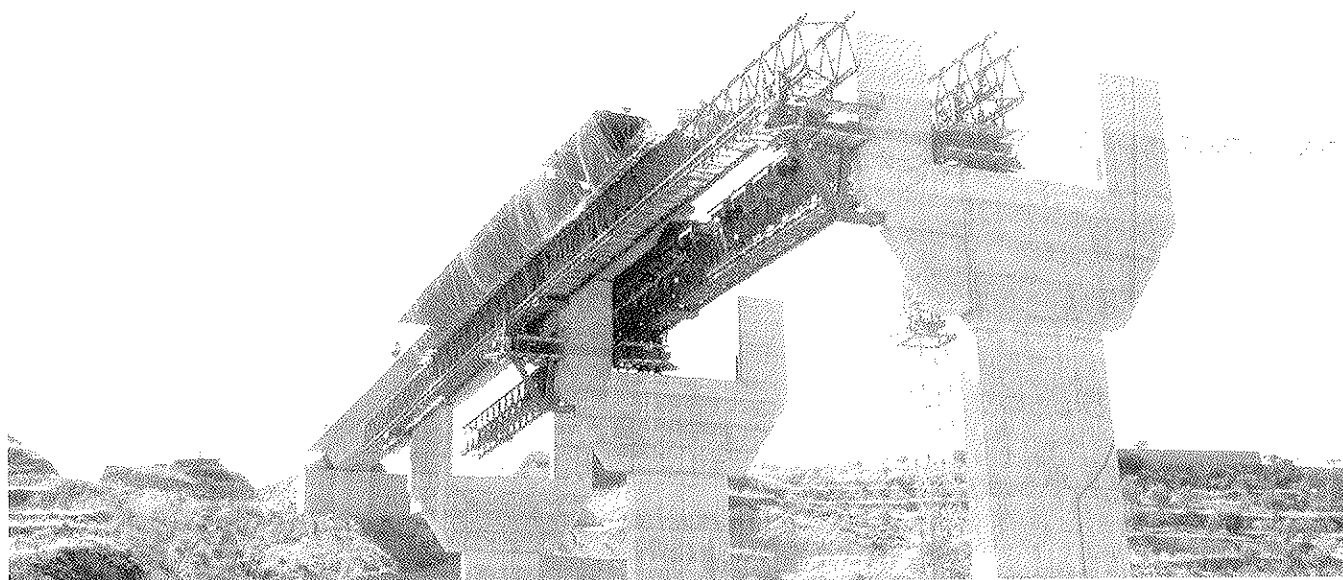
% y tiene un bombeo también del 2%. Está resuelto con pila única y su máxima altura sobre el suelo es de aproximadamente 80 m. Cada tablero tiene una anchura de 13.5 m y pesa 18.6 T / m

4.2.2. Descripción de la ejecución.

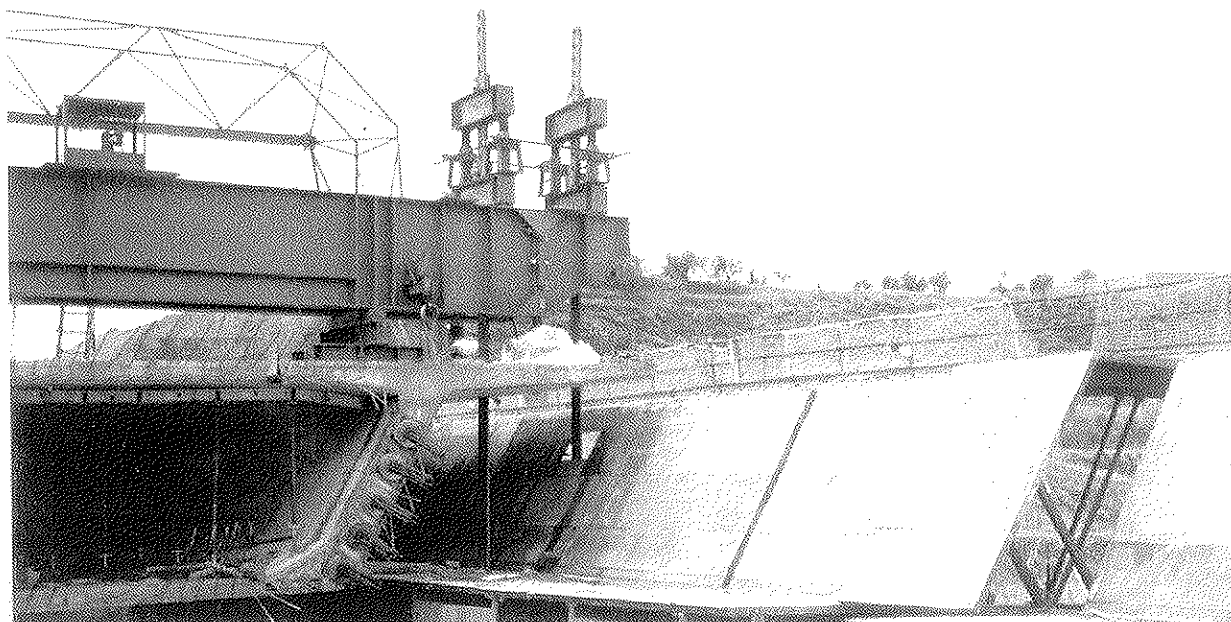
Este puente se ha ejecutado con el sistema de avance de ménsulas por la cim-

bra, sin necesidad de operar desde el suelo. La cimbra se ha montado en plataforma detrás del estribo y se ha realizado el ripado de calzadas también en plataforma. Se han cumplido ciclos de 2 semanas e incluso de 3 vanos al mes en los últimos ejecutados.

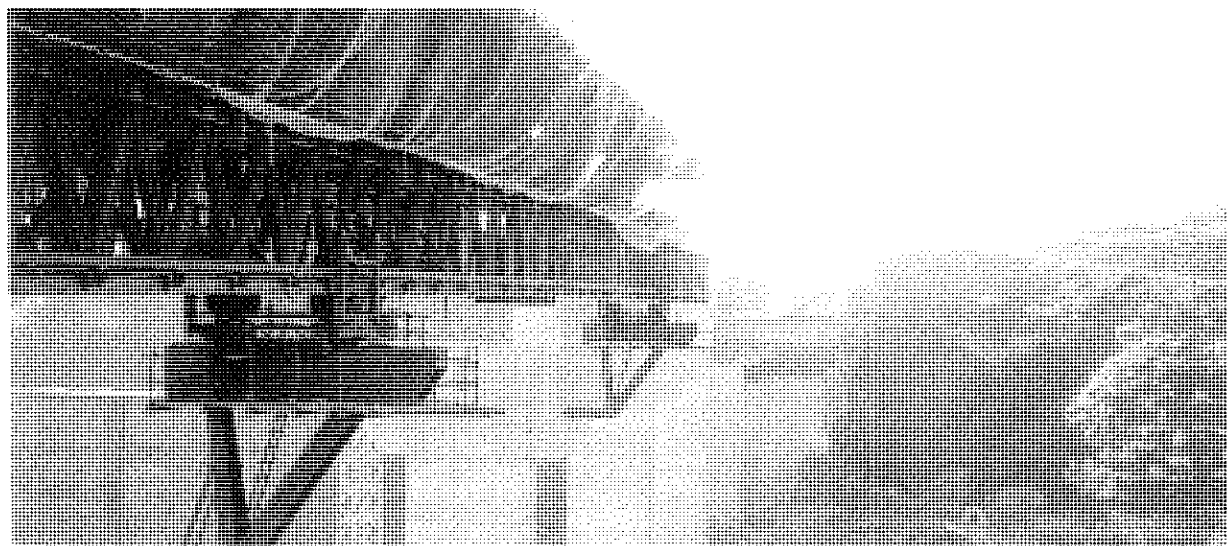
4.2.3. Fotografías.



Fotografía 4.2.3-1 Vista del segundo avance.



- Fotografía 4.2.3-2 Detalle del encofrado abierto en posición de cuelgue.



Fotografía 4.2.3-3 Vista del avance de ménsulas.



Fotografía 4.2.3-4 Vista aérea del inicio del segundo tablero.

4.3. Viaducto del Cinca. Variante de Fraga en Ctra. N- II

4.3.1. Descripción del puente.

Este es un viaducto de dos calzadas y tablero doble de vanos $45 + 6 \times 60 + 45$.

Está resuelto con pilas dobles de aproximadamente 15 m de altura sobre el suelo. Tiene un peralte y una pendiente longitudinal del 2 % y el trazado en planta corresponde a una clotoide y alineación curva de gran radio. Cada tablero tiene una anchura de 12 m y un peso de 20 T / m.

4.3.2. Descripción de la ejecución.

En el momento de escribir estas líneas, este puente está en ejecución habiéndose realizado 4 vanos completos. Se contempla una ejecución mixta montando ménsulas de apoyo con grúa en las zonas de la ribera del Cinca y pasando el río mediante el lanzamiento de las ménsulas por la cimbra. Se están realizando ciclos de dos semanas hormigonando en dos fases e incluyendo un tesado parcial entre ellas. El montaje de la cimbra se ha realizado en posición y se contempla el ripado entre calzadas mediante plataforma detrás del estribo.

4.3.3. Fotografías.



Fotografía 4.3.3-1 Vista lateral en posición hormigonado.



Fotografía 4.3.3-2 Vista frontal de la "nariz".



Fotografía 4.3.3-3 Vista del primer vano de 60 m ejecutado.

5. AGRADECIMIENTOS

A Enrique Vivó por su confianza y apoyo.

A todo el equipo de MECANOTUBO por su implicación en el proyecto.

A Javier Ripoll de MK4 y Javier Pascual de IDEAM por su colaboración en la redacción de este artículo.

Reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono

Repair and strengthening segmental bridges using carbon fiber

A. Alarcón

Ingeniero Civil

Doctorando del Departamento de Ingeniería de la Construcción

ETSI de Caminos, Canales y Puertos, UPC

G. Ramos, J.R. Casas

Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería de la Construcción

ETSI de Caminos, Canales y Puertos, UPC

RESUMEN

Este artículo muestra el comportamiento estructural de sistemas de refuerzo basados en fibras de carbono (CFRP) utilizados como refuerzo en estructuras de dovelas. Se presenta un estudio detallado de los trabajos de investigación experimentales realizados en la Universidad Politécnica de Cataluña basándose en la máxima deformación admisible. El estudio experimental comprende ensayos a tracción directa y de adherencia en probetas y ensayos a nivel estructural con vigas de dovelas. El objetivo principal de este artículo es mostrar los resultados obtenidos en el proyecto de investigación así como proponer los ensayos de adherencia realizados como una alternativa para la caracterización de estos nuevos productos con el fin de utilizarlos como refuerzo de estructuras de dovelas.

SUMMARY

This paper shows the structural behavior of Carbon Fiber Reinforced Plastics (CFRP) when strengthening segmental structures. A detailed experi-

mental research work carried out at the Technical University of Catalonia is presented. It is based on the CFRP ultimate strain. The experimental work was achieved through the use of tensile and bonding tests on specimens and structural tests using segmental beams. The overall objective of this paper is to show the results obtained in this research project as well as to propose the mentioned bonding test as an alternative for characterization of these new products in order to use them in the strengthening of segmental structures.

1. INTRODUCCIÓN

En el campo de la construcción los materiales compuestos han tenido, desde su aparición, una atención especial debido a su eficiente comportamiento bajo esfuerzos de tracción, su gran resistencia frente a agentes externos y la sencillez de su puesta en obra entre otras características ventajosas. Estas características han conducido a que estos materiales se hayan implementado como medios de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón [1, 2].

Al ser productos relativamente nuevos en el campo de la construcción, existe poca investigación sobre su comportamiento, y las especificaciones técnicas proporcionadas por los fabricantes son limitadas para el campo de aplicación de estos productos, por lo que es necesario establecer los criterios de fallo para sistemas de refuerzo basados en láminas de FRP [9, 18].

En el laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC se han realizado pruebas de caracterización y comportamiento de materiales compuestos. Estos ensayos comprenden pruebas a nivel probeta y estructural [1, 8, 11].

En los ensayos realizados se ha observado el comportamiento de este tipo de materiales y se han comparado los resultados obtenidos en el laboratorio con los datos proporcionados por los fabricantes [1, 8, 10]. También se han realizado comparaciones entre la capacidad portante de las estructuras en estado original y tras la correspondiente reparación en estructuras monolíticas [12].

Dentro de los distintos mecanismos de rotura que se presentaron, se observó

que las estructuras de hormigón reforzadas con tejidos formados por fibras de carbono fallan antes de llegar a la resistencia teórica de diseño en aquellas zonas en las que se presenta una fisura importante. Por este hecho ha nacido el interés de observar el comportamiento del CFRP (Carbon Fiber Reinforcement Plastics), en puentes de dovelas con juntas secas, en los que se tiene una junta localizada que se abrirá simulando una fisura abierta.

Por tanto, el objetivo fundamental del proyecto de investigación que se presenta en este artículo es el estudio del comportamiento de los CFRPs en estructuras de hormigón en las que existen juntas secas, así como proponer un modelo experimental para cuantificar la resistencia de este tipo de materiales cuando se aplican a las estructuras de hormigón anteriormente descritas.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL, METODOLOGÍA

El programa experimental de este estudio se llevó a cabo en tres fases:

- Caracterización de los sistemas de reparación
- Ensayos de adherencia con probetas de 15x15x60 cm
- Ensayos con vigas de dovelas de 7,20 m de luz

Se utilizaron dos sistemas de refuerzo de fibras de carbono; el primero basado en un tejido bidireccional aplicado con el procedimiento TFC de Freyssinet y el segundo formado por láminas de fibra de carbono unidireccionales CFK fabricadas por S&P, adheridas por el sistema MBrace de Bettor; en ambos casos la preparación de la superficie del hormigón se llevó a cabo mediante acción mecánica (abujardado), retirando 2 mm de la superficie del hormigón para asegurar la adhesión de la fibra de carbono en una capa resistente.

2.1. Caracterización de los CFRPs

El módulo de elasticidad de los sistemas de reparación se obtuvo a partir de ensayos a tracción directa conforme a la norma ASTM D 3039 "Standard

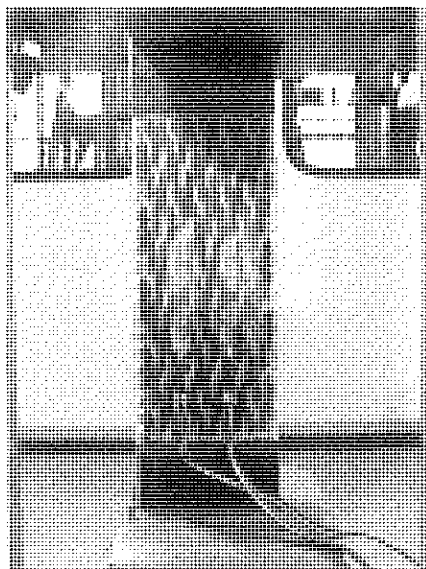


Figura 1. Probeta colocada en la prensa para el ensayo ASTM D 3039.

Test Method for Tensile Properties of Fiber – Resin Composites" [3], utilizando probetas como las que se muestran en la Figura 1.

Para la caracterización se fabricaron 5 probetas de cada sistema de refuerzo, reforzando los extremos con láminas de fibra de carbono para evitar la rotura en

la zona de mordazas. En la Tabla 1 se muestran las dimensiones de las probetas para cada CFRP según el esquema de la Figura 2.

El control del ensayo fue por desplazamiento del pistón de la prensa a una velocidad de 0,03 mm/seg dentro del rango que marca la normativa ASTM.

2.2 Ensayos de adherencia

Para poder comprender el comportamiento de la fibra de carbono, así como el mecanismo de rotura de las vigas de dovelas, se optó por simular la zona de junta entre dovelas con probetas menores.

En la Tabla 2 se muestran las medidas de los especímenes de fibra de carbono adheridos a las probetas según la Figura 4.

Se fabricaron 8 probetas para cada tipo de fibra de 15x15x60 cm constituidas por dos bloques paralelepípedicos de hormigón armado con una resistencia característica a compresión de 40 MPa, unidos en su parte central por una rótula metálica para conocer la posición del

Tabla 1. Dimensiones de la probeta según CFRP

Dimensión	TFC mm	CFK mm
Ancho	50,0	10,0
Longitud	110,0	150,0
Espesor	0,4	1,4
Refuerzo	70,0	50,0

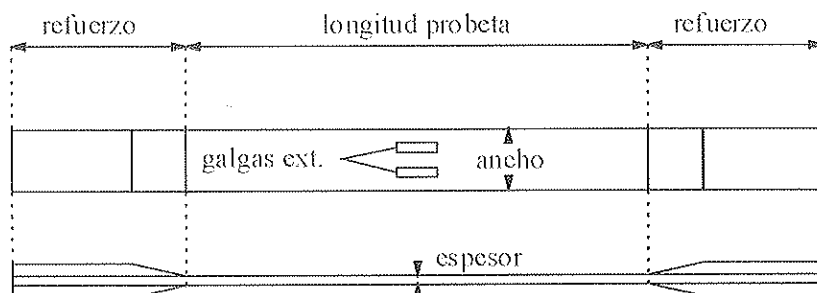


Figura 2. Dimensiones y colocación de galgas extensométricas.

Tabla 2. Dimensiones del CFRP en los ensayos de adherencia

Dimensión	TFC mm	CFK mm
Ancho	80,0	100,0
Longitud	450,0	450,0
Espesor	0,4	1,4
Número de especímenes	8	8

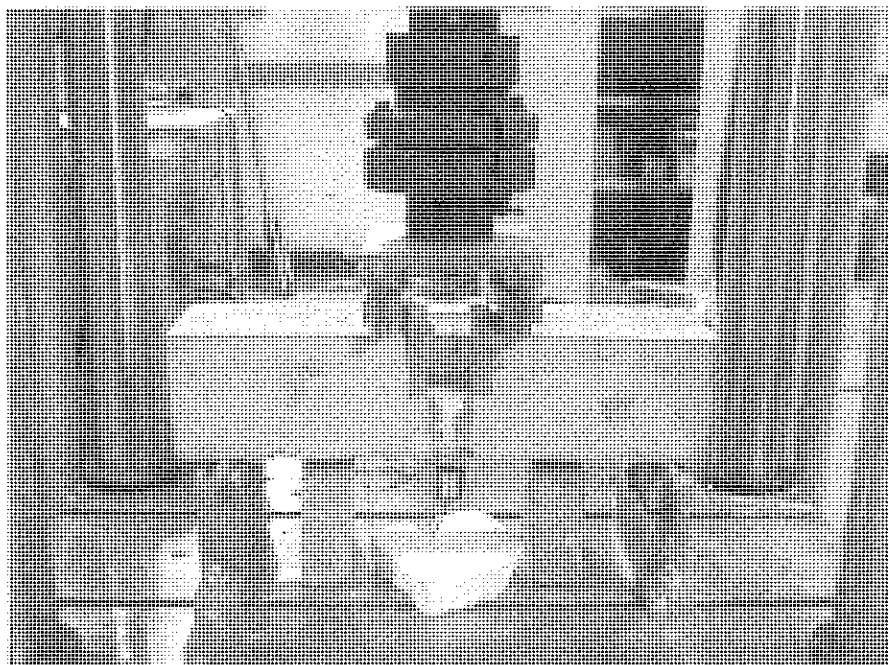
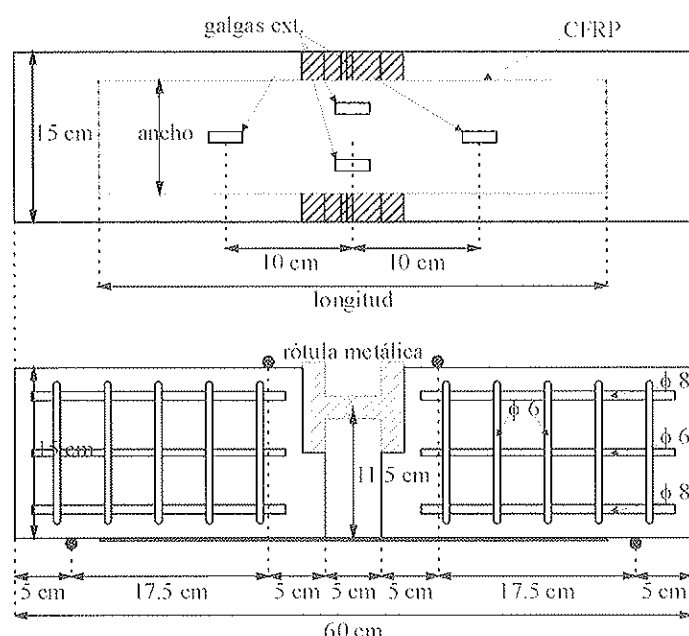


Figura 3. Ensayo de adherencia colocado en la prensa.

Figura 4. Dimensiones, refuerzo y posición de las galgas.
Vista inferior (arriba). Vista lateral (abajo).

eje neutro en todo momento y poder calcular la tracción en la fibra. En la parte inferior de la probeta se aplicaron los sistemas de refuerzo de fibra de carbono. El refuerzo de acero utilizado en cada bloque estaba conformado por 8 barras longitudinales; 4 ϕ 8 mm y 4 ϕ 6 mm y cercos de cortante ϕ 6 colocados a cada 4,5 cm (Figura 4); el límite elástico del acero utilizado fue $f_y = 500$ MPa.

La fibra de carbono se instrumentó con dos galgas extensométricas en la zona central, ya que en este punto se presenta la máxima tensión de la fibra y dos galgas más, colocadas a 10 cm del centro para controlar el despegue de la fibra. La disposición de las galgas se muestra en la Figura 4. La probeta se apoyó sobre dos rodillos metálicos separados 50 cm uno del otro a 5 cm del borde de la probeta. Para llevar acabo el ensayo se utilizó una prensa de 1.000 kN controlando el ensayo por desplazamiento del pistón a una velocidad de 0,01 mm/seg. Esta velocidad de carga se eligió debido a la naturaleza frágil del mecanismo de rotura cuando se presenta el despegue del sistema de refuerzo [5].

2.3 Ensayos en vigas de dovelas

Esta tercera serie de ensayos se realizó utilizando dos vigas de dovelas previamente ensayadas [4, 7]. Presentan 7,20 m de luz y una sección transversal en cajón. Están configuradas por 7 dovelas prefabricadas; 5 centrales de 1,20 m de longitud y 2 en los extremos de 0,825 m, con juntas secas conjugadas y llaves de cortante múltiples como se puede observar en la Figura 5. Se utilizó un hormigón con resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica de 40 MPa para su fabricación.

Primeramente se repararon las juntas dañadas con un micro-hormigón de reparación, después se pretensó con dos tendones ϕ 0,6" y se colocó en dos apoyos metálicos bajo un pórtico de carga con dos gatos de 600 kN (Figura 6). Las fuerza P de pretensado para el caso de la viga reforzada con el sistema TFC fue de 152 kN y 258 kN para la viga reforzada con CFK.

Las vigas se reforzaron con ambos sistemas de refuerzo. Para la primera

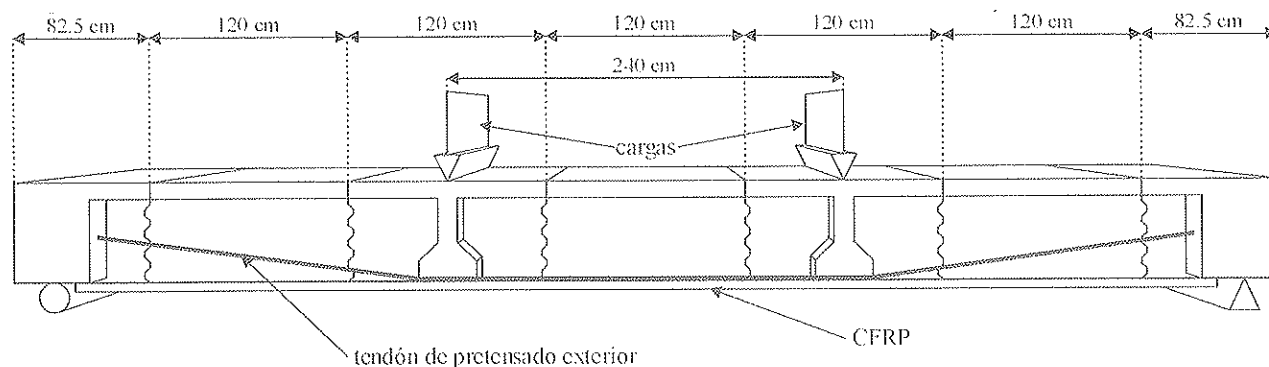


Figura 5. Dimensiones y método de carga en los ensayos de las vigas de dovelas.

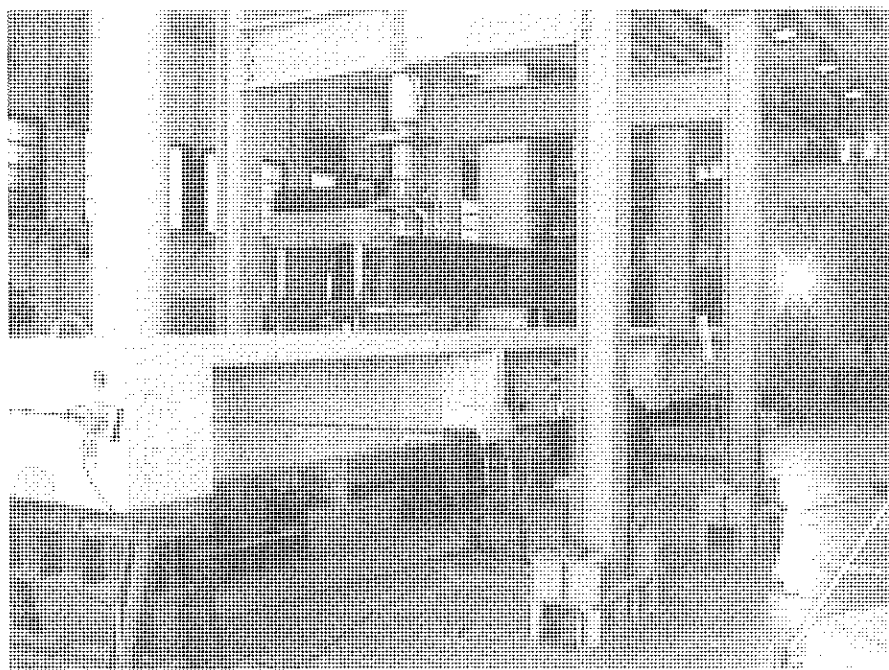


Figura 6. Viga de dovelas y pódium de carga.

viga se utilizaron 3 bandas de 20 cm de ancho de TFC. La segunda viga se reforzó con 5 láminas de 5 cm de ancho de CFRP. En ambos casos se utilizó abujardado como método de preparación de la superficie del soporte para la fibra. Se aplicaron dos cargas centradas, separadas 2,40 m una de otra. En este ensayo se instrumentó la zona central de la viga, midiendo la apertura en las juntas centrales, flecha en el centro del vano, deslizamiento de tendones de pretensado en la zona de desviadores, deformaciones en el acero pasivo, acero activo, hormigón y fibra de carbono. Se emplearon escalones de 10 kN de carga en cada gato hasta el desprendimiento de la fibra, después se descargó para revisar los daños y por último se llevó en una segunda fase hasta rotura.

2.4 Descripción del Procedimiento CFRP MBrace

El procedimiento CFRP MBrace consiste en láminas fabricadas por el método de extrusión constituidas por fibras de carbono unidireccionales impregnadas por resina epóxica y parcialmente pretensadas, con un módulo de elasticidad muy similar al del acero. Al tener un módulo de elasticidad mucho mayor que los sistemas formados por tejidos de fibras de carbono, la superficie del soporte a preparar se reduce significativamente, además de ser más homogéneo debido a su fabricación, aunque cualquier imperfección en la superficie del soporte causa una concentración de esfuerzos que puede originar el despegue de la fibra, por lo que el control de calidad en la colocación tiene que ser mayor.



Figura 7. Aplicación de la resina epóxica sobre el laminado CFRP.

2.4.1 Características Mecánicas de la Sección

La Tabla 3 muestra las características mecánicas proporcionadas por el fabricante del sistema de refuerzo CFK 150/2000 [16].

2.4.2 Reglas de diseño del CFK

Dentro de las recomendaciones del fabricante encontramos las siguientes reglas de diseño [17]:

Se deberá de verificar que:

$$V = \frac{M_v}{M_0} \leq 2$$

Donde:

M_v : Valor de cálculo del momento de rotura a flexión de la parte reforzada de la estructura.

M_0 : Valor de cálculo del momento de rotura a flexión de la parte de obra sin refuerzo alguno.

Se verificará la sección reforzada a cortante para evitar el fallo por esta sollicitación, teniendo en cuenta que el refuerzo a flexión aplicado no incre-



Figura 8. Aplicación de la resina epóxica sobre el tejido TFC.

menta la capacidad a cortante de la estructura.

Utilizando el diagrama de momentos se obtendrá la tensión del CFK y se seleccionará la longitud de anclaje según la Tabla 4.

2.5 Descripción del Procedimiento TFC

El procedimiento TFC es un procedimiento de refuerzo estructural mediante

una adhesión de fibras de carbono en una matriz ligante de resina epóxica bicomponente. Este procedimiento se basa en el principio de adición de un material resistente a los esfuerzos de tracción, pegado sobre las superficies de la pieza que debe ser reforzada para aumentar su capacidad portante.

Su fabricación directamente sobre el soporte tiene la ventaja de poder moldear la forma exacta de la pieza que debe ser reforzada, además de no tener otra interfaz de adherencia que la misma matriz del material compuesto y, por consiguiente, no generar concentraciones de esfuerzo rasante que provoquen el despegue en zonas de poco espesor de la resina.

El tejido del TFC está formado por fibras de carbono orientadas a 90° en la cadena y en la trama con el fin de obtener una armadura flexible y deformable que pueda seguir las formas del soporte. El tejido es un satén de 8 conforme a la norma ISO 7211.

El tejido es bidireccional con mayor resistencia en sentido longitudinal (cadena). Está formado por un 70 % de fibras en el sentido de la cadena y de un 30 % de fibras en el sentido transversal (trama).

Tabla 3. Propiedades del sistema de refuerzo CFK [16]

CFK 150/2000		
Espesor Medio	mm	1,4
Tensión de Rotura	MPa	2.200-2.500
Modulo E	GPa	> 150
Deformación a Rotura	%	1,3
Tensión de Diseño	MPa	1.340 / 1.790
Para $\epsilon = 0,6 / 0,8 \%$		

Tabla 4. Fuerzas de anclaje

Longitud de anclaje mm	Fuerza KN
300	144
240	100
200	75
150	57

2.5.1 Características Mecánicas de la Sección Total

La Tabla 5 muestra las características mecánicas proporcionadas por el

Tabla 5. Propiedades del sistema de refuerzo TFC

TFC		
Espesor Medio	mm	0,43
Tensión de Rotura	MPa	1.400
Modulo E	GPa	105
Deformación a Rotura	%	1,3
Tracción a Rotura 1 cm de ancho cadena	N	6.000
Tracción a Rotura 1 cm de ancho trama	N	250

fabricante del sistema de refuerzo TFC [6].

Composición	65% fibras 35% matriz
Tejido	70% de fibras en la cadena 30% de fibras en la trama

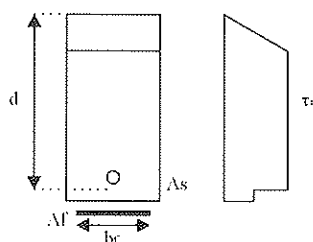


Figura 9. Diagrama de esfuerzo rasante.

donde

b_f : Ancho de encolado.

V_u : Esfuerzo cortante máximo en ELU.

F_f y F_s : Solicitaciones respectivas en el TFC y la armadura longitudinal existente.

Hay que comprobar que $\tau_u < \tau' = 1,5$ MPa.

2.6 Galgas extensométricas

En el caso de los ensayos realizados con el sistema de refuerzo TFC, se eligieron galgas extensométricas de 60 mm de largo para evitar medir deformaciones entre fibras, debido a la morfología del tejido, además, teniendo en cuenta el sistema de colocación del tejido se optó por embeber las galgas dentro de la propia resina del material compuesto tomando en cuenta las experiencias anteriores con este tipo de materiales [13, 14, 15]. Para los ensayos realizados con CFK se eligieron tres tipos diferentes de galgas 60 mm, 10 mm y 5 mm, obteniendo los

mismos resultados en las tres; para su pegado se utilizó una resina epóxica bicomponente.

2.7 Hipótesis de Diseño a Flexión

2.7.1 E.L.S.

Flexión Estado Limite de Servicio (ELS)

El momento M aplicado a una sección dada se descompone en:

– Un momento M_1 antes del refuerzo y del pegado de CFRP.

– Un momento M_2 después del refuerzo.

Tenemos que $M = M_1 + M_2$ (Figura 10)

El estado de tensión total en los materiales es el resultado de la combinación de las tensiones debidas a la sollicitación M_1 sin el refuerzo de fibra de carbono y de las tensiones debidas a la sollicitación M_2 con el refuerzo de CFRP.

Hay que comprobar que:

$$\sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_{b1} + \sigma_{b2} \leq \sigma_b'$$

$$\sigma_f \leq \sigma_f'$$

Donde:

σ_s' : Tensión admisible en los aceros existentes según la norma EHE en función del estado de fisuración y limitada a $0,8 f_y$

σ_b' : Tensión admisible en el hormigón igual a $0,6 f_{cj}$

σ_f' : Tensión admisible en el CFRP igual al 25 % de la tensión de rotura en el caso del TFC debido a problemas de cansancio en la fibra [6].

Cálculo de las tensiones en un caso general (Figura 11)

Donde:

M : Momento solicitante

F_b : Resultante de las compresiones en el hormigón

F_f : Tensión en el CFRP multiplicada por el área de la sección

2.5.2 Reglas de diseño del TFC

Existen ciertas reglas de diseño proporcionadas por el fabricante para la aplicación del TFC como sistema de refuerzo a flexión, por lo que se deberán verificar ciertos aspectos como se muestra a continuación [6]:

La longitud de anclaje del TFC, L , es al menos igual a 100 mm para un hormigón sano ($f_{ck} = 30$ MPa), para un hormigón de menor resistencia ($f_{ck} = 20$ a 25 MPa), se tomará $L = 150$ mm.

El TFC debe ser prolongado, más allá de la sección reforzada a la flexión, con una distancia mínima de seguridad igual a 20 cm.

Hay que comprobar que la tensión rasante τ_u en la interfaz TFC - hormigón sea inferior a la tensión admisible en el hormigón recomendada por Freyssinet $\tau' = 1,5$ MPa.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_f \cdot d} \cdot \frac{F_f}{F_s + F_f}$$

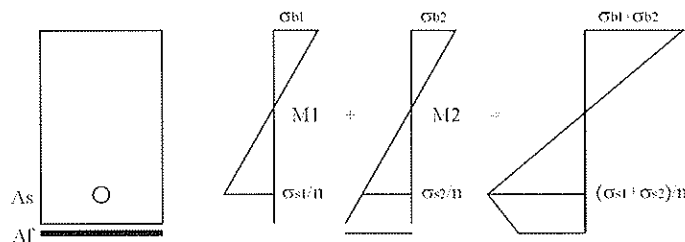


Figura 10. Diagrama de esfuerzos en la sección ELS.

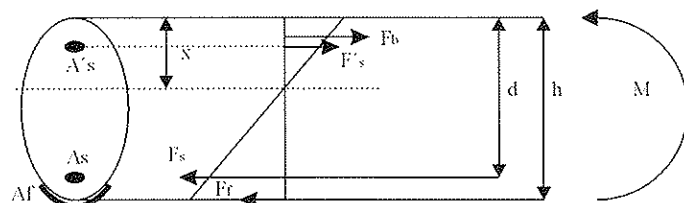


Figura 11. Diagrama de esfuerzos para el caso general ELS.

realizó según las reglas y los principios de la EHE, además de seguir las recomendaciones del fabricante. La verificación se apoya en las hipótesis fundamentales del cálculo del hormigón armado, es decir:

1. El hormigón a tracción no se tiene en cuenta en el equilibrio de las secciones.
2. Las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
3. No hay deslizamiento del acero y del CFRP respecto al hormigón (adherencia perfecta).

Las verificaciones y los cálculos deben respetar las reglas de los pivotes de la EHE.

La deformación última del TFC y del CFK es igual a 1,3 % [6, 16], que es superior a la correspondiente al pivote "A" según la EHE aunque para su dimensionamiento se utilice una deformación menor a la de rotura debido a los mecanismos de fallo observados en la fibra. En la Tabla 6, se muestran los parámetros de diseño de ambos sistemas de refuerzo proporcionados por los fabricantes, en donde:

- γ_f es el coeficiente parcial de seguridad del CFRP
- ϵ_{uf} es la deformación máxima permisible del CFRP
- σ_{uf} es la tensión máxima permisible del CFRP

El dimensionamiento frente al E.L.U., en caso de flexión simple, se obtiene dividiendo el momento flector de cálculo por el brazo Z de la sección. La fuerza obtenida debe ser equilibrada con las armaduras existentes y el CFRP:

- F_s : Tensión en el acero traccionado multiplicada por el área de la sección
- F'_s : Tensión en el acero comprimido multiplicada por el área de la sección
- A_s : Sección del acero en la zona traccionada
- A'_s : Sección del acero en la zona comprimida
- A_f : Sección del CFRP
- x : Profundidad de la fibra neutra

Donde:

- σ'_s : tensión en el acero comprimido
- σ_b : tensión en la fibra superior del hormigón
- σ_s : tensión en el acero traccionado
- σ_f : tensión de tracción en el CFRP
- n : coeficiente de equivalencia entre acero y hormigón
- n' : coeficiente de equivalencia entre el CFRP y el hormigón
- y : distancia a la fibra neutra
- I : Inercia total = I_b (hormigón) + I_s (acero) + I_f (CFRP), teniendo en cuenta que la inercia del CFRP, I_f , es despreciable [6]

La sección está en equilibrio cuando:

$$F_b + F_s + F'_s + F_f = 0$$

Con:

$$F_b = \int_0^x y \frac{\sigma_b}{x} \cdot b(y) \cdot dy$$

$$F_s = A_s \sigma_s$$

$$F_f = A_f \sigma_f$$

$$F'_s = A'_s \sigma'_s$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I}$$

$$\sigma_s = n \cdot M \cdot \left(\frac{x-d}{I} \right)$$

$$\sigma_f = n' \cdot M \cdot \left(\frac{x-h}{I} \right)$$

2.7.2 E.L.U.

Flexión Estado Límite Último (ELU)

El método de cálculo utilizado para la verificación a flexión en E.L.U. se

$$F_u = \frac{M_u}{z}$$

$$F_u = F_s + F_f$$

Tabla 6. Parámetros de dimensionamiento

	TFC	CFK
γ_f	1,15	1,25
$\epsilon_{uf}(\%)$	0,6 – 0,8	1
$\sigma_{uf}(\text{MPa})$	957 – 1.276	1.050

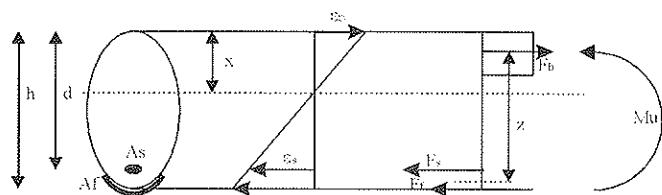


Figura 12. Diagrama de esfuerzos para el caso general ELU.

La sección necesaria para asegurar el equilibrio es:

$$A_f = \gamma_f \frac{F_f}{\sigma_{uf}}$$

3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

3.1 Caracterización de los CFRPs

En la Tabla 7 se muestra el promedio obtenido de los ensayos de tracción directa realizados conforme a la norma ASTM D 3039.

Como se puede observar en ambos casos el módulo de elasticidad fue muy parecido al proporcionado por los fabricantes de los sistemas de refuerzo.

3.2 Ensayos de adherencia

El mecanismo de rotura observado en esta serie de ensayos fue el conocido con el nombre de "peeling". El proceso comienza cuando la concentración de esfuerzos en el centro de la probeta hace que se generen empujes al vacío en el hormigón en la zona próxima a la junta, produciendo en un principio fisuras diagonales en el hormigón (Figura 13), ocasionando un desprendimiento de éste y propagando la fisura hacia ambos lados a través de la interfaz hormigón-fibra, produciendo el despegue del CFRP (Figura 14).

El mecanismo de rotura en ambos sistemas estructurales se presentó muy por debajo de las recomendaciones de los fabricantes, ya que para el TFC y el CFK se estableció que la deformación para dimensionamiento sería 1 y 0,6 % respectivamente según las recomendaciones de los fabricantes. En la siguiente tabla se muestran la carga de rotura Q_{max} y la deformación del CFRP en el momento de rotura ϵ_{uf} de los ensayos en las probetas de adherencia.

En las Figuras 15 y 16 se muestra el comportamiento de las galgas extensométricas de las probetas TFC7 y CFK4 respectivamente.

La deformación registrada por la galga colocada en el centro de la probeta muestra un comportamiento elástico perfecto desde el inicio, hasta rotura, mientras que la otra galga situada a 10 cm del centro muestra una curva no lineal debido al despegue secuencial de la fibra por la concentración de esfuerzos en la zona adyacente, además, se puede identificar el cambio de pendiente en esta curva que representa el momento en el que el CFRP comienza a despegarse.

De los ensayos de adherencia se obtienen dos valores importantes: la deformación registrada en la fibra al iniciarse la fisuración, y la deformación en el momento de rotura. Estos valores se compararán con los resultados de los ensayos de las vigas de dovelas para comprobar la fiabilidad de los ensayos de adherencia.

En la Tabla 9 se muestran los promedios de las deformaciones y tensiones obtenidas en los ensayos de adherencia tanto al inicio del despegue de la fibra, como en el momento de rotura.



Figura 13. Detalle de la fisuración en la zona central.

Tabla 7. Resultados ensayo ASTM D 3039

	Tensión de rotura MPa	Módulo E GPa
TFC	1.892	103
CFK	2.240	149

3.3 Ensayos en vigas de dovelas

El mecanismo de rotura que se observó fue muy similar al de las probetas de adherencia y aunque la rigidez se incrementó significativamente en comparación con los ensayos realizados con esta clase de vigas anteriormente

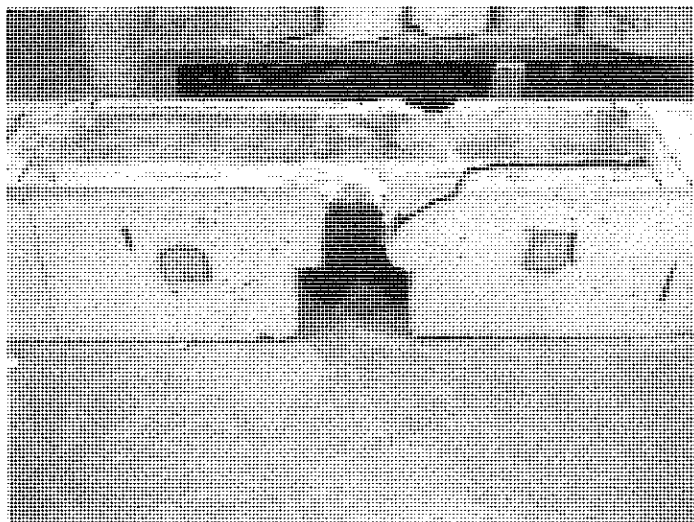


Figura 14. Mecanismo de rotura en una probeta de TFC.

Tabla 8. Resultados de los ensayos de adherencia

Probeta	Q_{max} kN	ϵ_{uf} $\mu\epsilon$
TFC1	35,0	-
TFC2	33,3	-
TFC3	39,3	-
TFC4	35,9	4.200
TFC5	30,8	4.300
TFC6	39,9	4.000
TFC7	39,2	5.000
TFC8	39,2	5.000
CFK1	63,4	2.000
CFK2	64,3	2.200
CFK3	58,2	2.000
CFK4	66,7	2.400
CFK5	64,8	2.700
CFK6	72,1	2.800
CFK7	63,3	2.400
CFK8	62,5	2.500

[4, 7], la carga última no aumentó. Esto se debió principalmente al aumento de rigidez producido por el CFRP. En un principio las fuerzas de tracción fueron absorbidas casi en su totalidad por el CFRP y aunado a esto, el incremento de tensión en el acero activo DP característico en puentes con pretensado exterior fue mínimo hasta el despegue del CFRP, debido al aumento de rigidez en la sección en el centro del vano.

Las Figuras 17 y 18 muestran la deformación del CFRP en zona central

de las vigas a distintos niveles de carga en el TFC y CFK correspondientemente. Se observa la concentración de esfuerzos en las zonas próximas a las juntas y el despegue de la fibra hacia ambos extremos con un comportamiento muy similar al que se había registrado en los ensayos realizados en las probetas de adherencia.

El mecanismo de rotura se inició con una fisura diagonal localizada en la zona próxima a la junta de dovelas, propagándose a través de la interfaz hormi-

gón-fibra causando el despegue de la fibra por el proceso denominado "peeling". Una de las cosas interesantes que se pudieron constatar en los ensayos de las vigas, fue que la deformación registrada en la fibra en el momento del despegue fue similar a la registrada anteriormente en los ensayos de adherencia.

Las Figuras 19 y 20 muestran las gráficas carga - deformación de la fibra de carbono para ambos sistemas de refuerzo; en cada una de las gráficas se pueden observar tres líneas diferentes

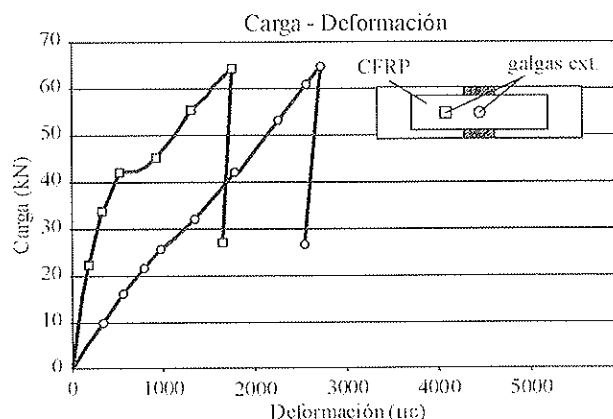


Figura 15. Gráfica carga - deformación probeta reforzada con TFC.

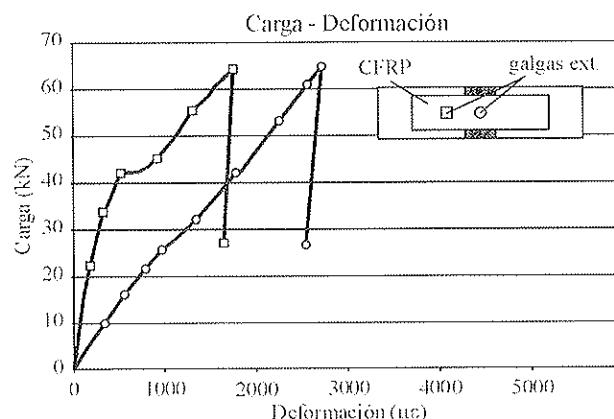


Figura 16. Gráfica carga - deformación probeta reforzada con CFK.

Tabla 9. Resultados de los ensayos de adherencia

CFRP	Inicio del despegue		Rotura	
	ϵ_f $\mu\epsilon$	σ_f MPa	ϵ_{uf} $\mu\epsilon$	σ_{uf} MPa
TFC	400	41,21	4.900	504,7
CFK	450	67,05	2.800	417,2

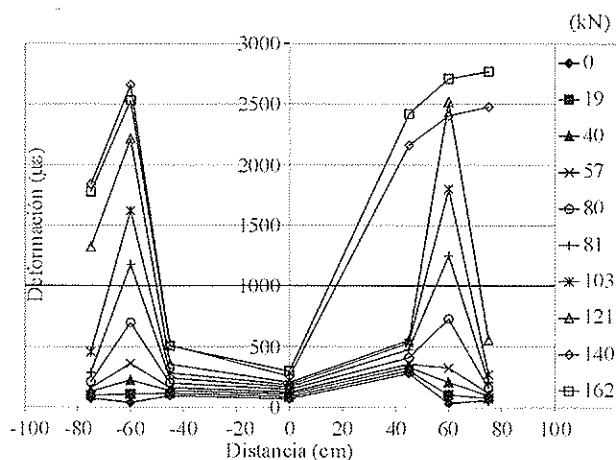


Figura 17. Deformación en TFC para distintos niveles de carga.

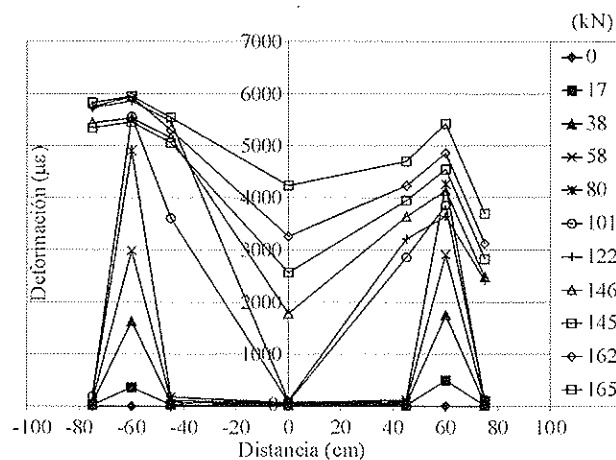


Figura 18. Deformación en CFK para distintos niveles de carga.

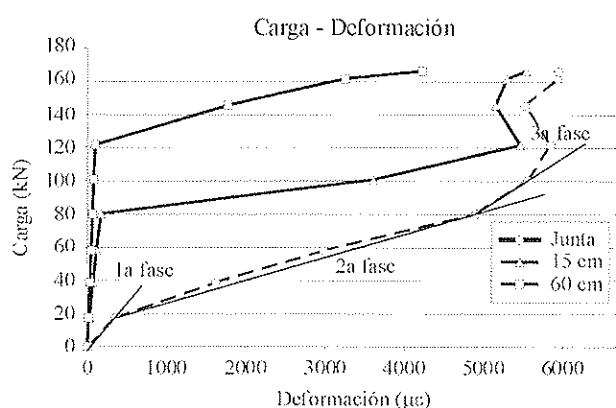


Figura 19. Gráfica carga - deformación viga reforzada con TFC.

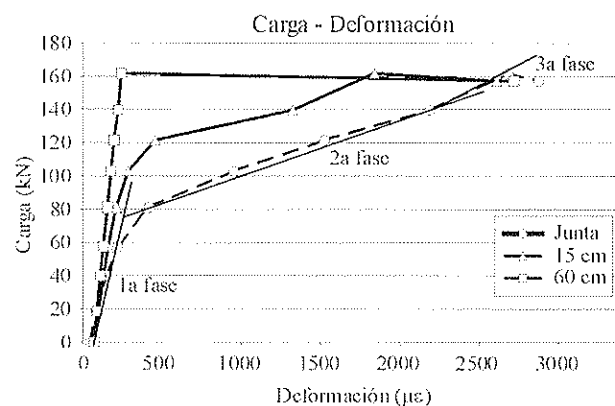


Figura 20. Gráfica carga - deformación viga reforzada con CFK.

correspondientes a las galgas extensométricas situadas: sobre la junta, a 15 cm y a 60 cm de ésta, pudiéndose determinar el despegue gradual del CFRP gracias al cambio de pendiente de las respectivas líneas.

En la línea descrita por la galga colocada sobre la junta, se pueden diferenciar tres fases principales: la primera, cuando la junta se encuentra comprimida y en consecuencia cerrada, en donde la deformación registrada sobre la junta presenta la misma tendencia que en las galgas situadas más allá de ésta. La segunda fase que puede visualizarse por el cambio notorio de pendiente de la línea, cuando la junta se descomprime y la concentración de esfuerzos sobre la junta se hace evidente, comenzando la fisuración diagonal del hormigón en la zona de junta y posteriormente una tercera fase, en la que se observa un cambio de comportamiento denotado por el incremento en la pendiente de la línea, marcando la pro-

pagación de la fisura a través de la interfase formada por el hormigón y el CFRP, originando el despegue del sistema de refuerzo.

En las Figuras 21 y 22 se puede apreciar la similitud del mecanismo de rotura de los sistemas de refuerzo de las vigas con los obtenidos en las probetas de adherencia, en donde se presenta un desprendimiento de una capa de hormigón llegando hasta el acero de refuerzo en la zona próxima a la junta, originándose a partir de las fisuras diagonales formadas durante el proceso de carga.

En ambos sistemas de refuerzo en el momento de iniciarse la fisuración del hormigón cerca de las juntas de las dovelas, se comenzó a escuchar un crujido gradual, posiblemente relacionado con la propagación de las fisuras a través de la interfase hormigón-fibra. Y en el caso del TFC fue posible observar como se iba desprendiendo el CFRP por "peeling", generándose pequeñas grietas

diagonales en la resina circundante y posteriormente saltando pequeños trozos de la resina epóxica para posteriormente desprenderse totalmente el tejido del hormigón con un estallido súbito mucho antes de haber alcanzado la resistencia teórica de los CFRPs.

4 CONCLUSIONES

1. El mecanismo de rotura en estructuras de dovelas reforzadas con CFRP responde a la concentración de esfuerzos en la zona de junta entre dovelas, originando un empuje al vacío del hormigón al descomprimirse causando fisuración en el hormigón que posteriormente se propaga a través de la interfase hormigón - fibra, produciendo el efecto llamado "peeling".

2. La predicción mediante métodos analíticos del mecanismo de rotura denominado "peeling" es muy difícil y siempre ocurre antes de que la resistencia característica de diseño del CFRP

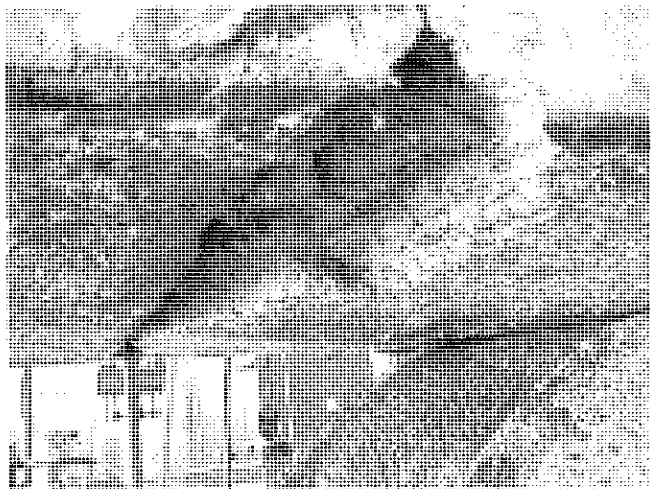


Figura 21. Detalle de junta de dovelas después del ensayo TFC.

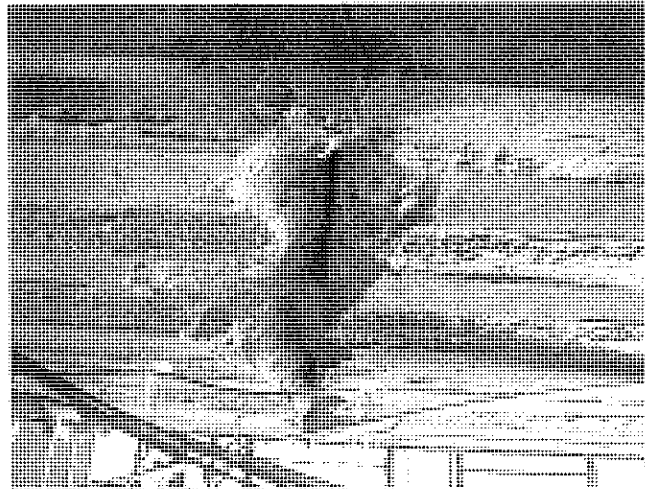


Figura 22. Detalle de la junta de dovelas después del ensayo CFK.

sea alcanzada, como se demuestra a lo largo de este artículo.

3. Aunque existen modelos de predicción para el despegue de láminas adheridas al hormigón, son muy complejos para utilizarse en el diseño práctico; además, hay muchas variables a considerar en el refuerzo con CFRP, como es el caso del tipo de estructura, tipo de fibra, sistema de pegado, preparación de superficie, entre otros.

4. Es necesario establecer métodos de diseño basados en ensayos experimentales cuando se apliquen sistemas de refuerzo basados en CFRP a estructuras formadas por dovelas, debido a la incertidumbre que existe respecto a tensión de diseño del CFRP a utilizar.

5. Los resultados experimentales mostrados en este documento demuestran la precisión de los ensayos de adherencia para predecir la deformación máxima del CFRP en estructuras formadas por dovelas. Asimismo, las tensiones de rotura obtenidas en los ensayos de adherencia podrían ser utilizados en los métodos de diseño tradicionales sustituyendo a las tensiones recomendadas por los fabricantes y aplicando los factores parciales de seguridad aconsejados por los mismos. No hay que olvidar que una estructura de dovelas es similar a una estructura convencional con fisuras abiertas.

6. Por último, no cabe duda que la implementación de estos nuevos sistemas estructurales ha revolucionado la ingeniería estructural, sin embargo, se

necesita aún más investigación para conocer a fondo el comportamiento de los mismos.

5. AGRADECIMIENTOS

Se agradece especialmente al Ministerio de Educación y Ciencia por la ayuda económica recibida a través del proyecto de investigación PB98-0927 para la realización de los diferentes ensayos que se mencionan a lo largo del documento. Asimismo se agradece a Freyssinet, Bettor y Fosroc por su colaboración aportando los materiales de reparación utilizados en los ensayos experimentales.

6. BIBLIOGRAFÍA

- 1) Alarcón, A., *Estudio teórico experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono*, Ph. D. Thesis on process, research conducted under supervision of Casas J. R. & Ramos G., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, Barcelona, Spain, (2001)
- 2) Alarcón, A., Ramos G. & Casas J.R., *The segmental effect on shear and flexural strengthening using CFRPs*, Third international conference on concrete under severe conditions, Vancouver, Canada, (2001)
- 3) American Society for Testing and Materials, *Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber-Resin Composites*, D 3039 -76, (1989)
- 4) Anllo, M., *Análisis experimental hasta rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior*, Speciality thesis, research conducted under supervision of Aparicio A. C., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, Barcelona, Spain, (1996)
- 5) Buyukozturk, H., *Failure Behavior of Precracked Concrete Beams Retrofitted with FRP*, J. of composites for Const., Aug., 138 - 144, (1998)
- 6) Freyssinet, *Refuerzo del hormigón por encolado de tejido de fibras de carbono procedimiento TFC*, Pliego de cláusulas técnicas, Freyssinet, France, (1998)
- 7) Gómez, D., *Ensayos a rotura de vigas de hormigón con pretensado exterior*, Speciality Thesis, research conducted under supervision of Aparicio A. C., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, Barcelona, Spain, (1995)
- 8) Landa, G., *Modelos de comportamiento de puentes reparados a cortante mediante láminas de materiales compuestos*, Ph. D. Thesis on process, research conducted under supervision of Casas J. R., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, Barcelona, Spain, (2001)
- 9) Saadatmanesh, H. & Ehsani, M. R., *Application of fiber composites in civil engineering*, Structural materials, J. Orofino ed., (1989)
- 10) Salaverria, J. & Casas, J. R., *Aramid fibers used for bridge repair*

and strengthening. Symposium on long-span and high-rise structures., Kobe, Japón. (1998)

11) Salaverría, J., *Utilización de nuevos materiales para la reparación y refuerzo de puentes*, Ph. D. Thesis on process, research conducted under supervision of Casas J. R. & Aparicio A. C., E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona, Barcelona, Spain, (2001)

12) Salaverría, J., Casas, J. R. & Aparicio, A. C., *Estudio experimental sobre el uso de fibras aramidas para reparación y refuerzo de puentes existentes*, CONPAT -97, IV Congreso Iberoamericano de Patología das Construções, Porto Alegre, Brasil, (1997)

13) Salaverría, J., Casas, J. R. & Aparicio, A. C., *Experimental Study on the Use of Aramid Composites for Repair and Strengthening of existing bridges*, Structural Faults and Repair 97, Edinburgh, UK, (1997)

14) Salaverría, J., Casas, J. R., Ramos, G. & Aparicio, A., *Refuerzo a flexión de puentes mediante encolado de bandas flexibles de fibra de carbono. Verificación experimental*, Jornadas sobre nuevas técnicas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras., Madrid, Spain, (1999)

15) Salaverría, J., Casas, J. R., Ramos, G. & Aparicio, A., *Refuerzo a flexión de puentes mediante pretensado exterior y encolado de bandas rígidas de*

aramida. Verificación experimental, Jornadas sobre nuevas técnicas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras, Madrid, Spain, (1999)

16) Scherer J., *Sistema de refuerzo de estructuras con laminados de fibra de carbono S&P*, Pliego de cláusulas técnicas, S&P Cleaver Reinforcement Company, Brunnen, Suisse, (1998)

17) Scherer, J., *Fibre reinforced polymer (FRP) systems for externally strengthening concrete structures*, ACI spring convention, Chicago, USA, (1999)

18) Triantafillou, T. & Deskovic, N., *Innovative prestressing with FRP sheets: Mechanics of short-term behavior*; J. Engrg. Mech., 117 (7), 1652-1672, (1991).

Manual de Ejemplos de Aplicación de la EHE a la Edificación

Monografía N.º 4 de A.CHE

Hugo Corres Peiretti
Coordinador del Grupo de Trabajo

Después de la aparición de la nueva Instrucción EHE, dentro de la Comisión 5 "Estructuras y Elementos Estructurales" se formó este grupo de trabajo con el encargo de elaborar una Monografía en la que se abordaran algunos ejemplos de edificación, aplicando la EHE de forma que se pudieran valorar, al menos parcialmente, las implicaciones económicas y posibles problemas de aplicación de la nueva Instrucción. Esta Monografía se ocupa, por tanto, de estudiar la aplicación de la EHE al proyecto de estructuras de hormigón armado de edificación.

Se han analizado dos ejemplos proyectados inicialmente con la EH-91 y que se han vuelto a analizar con la EHE. Este doble estudio ha permitido valorar, para los casos analizados, las diferencias de aplicación de las distintas Instrucciones y estimar las diferencias económicas derivadas.

Las dudas de aplicación o interpretación que han surgido en algún artículo de la EHE se han reflejado en una serie de comentarios, en los que, o bien se manifiesta esta duda o se propone una posible interpretación.

Los ejemplos elegidos recogen elementos estructurales de tipologías muy comunes en el campo de la edificación.

El **primer ejemplo** es un pórtico de un edificio de viviendas resuelto con forjados unidireccionales que se apoyan en pórticos de hormigón armado, formados por vigas planas (de canto igual al canto del forjado).

El edificio, situado en Madrid, está formado por módulos separados por juntas de dilatación cada 25,0 m, lo que permite no considerar acciones térmicas y reológicas, y tiene 10 plantas.

Frente a carga vertical, los pórticos están situados cada 5,0 m, por lo que el canto de forjado y de las vigas, de anchuras variables, es de 0,30 m. La dimensión máxima de los pilares en los sótanos es de 0,35 x 0,55 m².

Desde el punto de vista de las cargas horizontales, la estructura resistente está resuelta con los mismos pórticos utilizados para la carga vertical, en una dirección, y con pantallas de los núcleos de escalera en la otra. Por esta razón, el pórtico estudiado está sometido a las cargas horizontales correspondientes.

La cimentación es directa mediante zapatas aisladas.

El edificio elegido como **segundo ejemplo** es un hospital situado en Madrid. Tiene cinco niveles y está resuelto, también, con forjados unidireccionales que se apoyan en pórticos de hormigón armado. En este caso, las luces y las cargas, determinadas por el uso hospitalario, son mayores por lo que las vigas resultantes son descolgadas.

Las luces son de 7,25 m y la distancia entre pórticos de 6,30 m. Estas dimensiones obligan a utilizar vigas de 0,40 m de canto y 0,50 m de ancho. Los pilares tienen una escuadría constante de 0,40 x 0,40 m². Estas dimensiones tan estrictas obligaron a emplear hormigón HA-35. Los pilares y las vigas son prefabricados.

Las pantallas de hormigón armado para los cierres de cajas de escaleras y ascensores, son los elementos resistentes frente a las acciones horizontales.

Debido a las características del terreno existente, se ha diseñado una cimentación profunda mediante pilotes.

La metodología empleada ha sido la misma en los dos casos. En primer lugar, se han definido las bases de cálculo y criterios de proyecto de cada análisis: coeficientes de seguridad, hipótesis y combinaciones de acciones, consideraciones adicionales en relación con la resistencia al fuego y condiciones de durabilidad. A continuación, se ha hecho un cálculo de esfuerzos mediante un modelo de barras y, con los esfuerzos obtenidos, se han ido estudiando los ELU y los ELS, estableciendo comparaciones entre los resultados obtenidos de la aplicación de la EHE y la EH-91.

Las **conclusiones** más importantes obtenidas en la comparación de resultados son dos:

En el dimensionamiento a flexión, el hecho de emplear la EHE con control de ejecución normal conduce a cuantías menores de armado en los casos en que existe sólo un tipo de acción variable. Si hay varios tipos de sobrecargas, los resultados dependerán de las relaciones entre estas cargas variables y las permanentes. En cualquier caso, el cálculo con control intenso que permite la EHE, conducirá, en general, a cuantías menores de armado, al ser claramente inferiores los valores de cálculo de los esfuerzos.

Respecto a los armados de cortante, la EHE proporciona menores cuantías en el caso de piezas muy solicitadas, si se emplea $\theta = 30^\circ$. Si se toma $\theta = 45^\circ$, los resultados son muy similares a los de la EH-91, puesto que lo que se gana al emplear coeficiente de seguridad menores, se pierde con la menor contribución del hormigón a cortante.

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A conti-

nuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos o croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1.75mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja

de que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desca más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

☐ desca hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....



MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

- COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.**—José Abascal, 20-1º. 28003 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL·LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.**—Arcs, 1-3. 08002 Barcelona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Marqués de Murrieta, 71. 26071 Logroño.
- DRACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.**—Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores, 2.ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid)
- DYWIDAG - SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, S.A.**—Avda. de la Industria, 4. Polígono Industrial La Cantueña. 28947 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.
- FERROVIAL AGROMAN, S.A.**—Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**—Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.
- FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.**—ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- G.O.C., S.A.**—Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Ctra. de la Esclusa, s/n. Pol. Ind. Torrecuellar. 41011 Sevilla.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01083 Vitoria.
- INGENIERÍA IDOM INTERNACIONAL, S.A.U.**—José Abascal, 4. 28003 Madrid.
- JOSÉ A. TORROJA OFICINA TÉCNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.
- JULIÁN ARUMI, S.L.**—Figueres, s/n. 08500 Vic (Barcelona).
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Can Pantiquet, 47 - 3.ª-1.ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- O.H.L.**—Gobelás, 35-37. 28023 Madrid.
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Ap. 11. Polígono Industrial Las Gándaras. 36080 Porriño (Pontevedra).
- PREVALESA, S.L.**—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.
- SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.**—Manuel Tovar, 1-6º. 28034 Madrid.
- TECPRESA, S.A.**—Sector 30C - Parcela 5. Pol. Ind. Mapfre. 28806 Alcalá de Henares (Madrid).
- TIERRA ARMADA, S.A.**—Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.
- TREZZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBÉRICA, S.A.**—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**Asociación
Científico-técnica
del Hormigón
Estructural**

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid. Tlf.: 91 766 07 03. Fax: 91 766 26 00 ♦ **N.I.F.:** G-28813442
Secretaría Técnica: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02