

HORMIGÓN *y acero*

nº 230

Cuarto trimestre de 2003



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

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, S.A.—José Echegaray, 14. P.E. Las Rozas. 28230 Las Rozas (Madrid).
ANEFHOP.—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).—
Pº de la Castellana, 226 - Entreplanta A. 28046 Madrid.
ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.—Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus. 08034 Barcelona.
CALIDAD SIDERÚRGICA.—Orense, 58 - 10 C. 28020 Madrid.
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEDEX (Laboratorio Central).—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.—Avda. Iparaguirre, 82, 1º. 48940 Leioa (Vizcaya).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.—Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.
CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.—P.º de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.
CYPE INGENIEROS, S.A.—Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
DRAGADOS OBRAS Y PROYECTOS, S.A.—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
ESTEYCO, S.A.—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
EUROCONSULT, S.A.—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.—Acanto, 22. 28045 Madrid.
FUNDACIÓN LABEIN.—Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.
HILTI ESPAÑOLA, S.A.—Isla de Java, 35. 28034 Madrid.
IECA.—José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.—Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INTEINCO.—Serrano, 85. 28006 Madrid.
INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.—Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja. 28108 Alcobendas (Madrid).
PRAINSA.—Madrado, 86 - Entlo. 1ª. 08021 Barcelona.
S.G.S. TECNOS, S.A.—C/Trespaderne, 29. 28042 Madrid

MIEMBROS PROTECTORES

ALVI, S.A.—Travesía de Téllez, 4. 28027 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.
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE FABRICANTES DE ARMADURAS PASIVAS CERTIFICADAS PARA HORMIGÓN (AEFACER).—C/ Cañada Real de las Merinas, 18. Avda. Eisenhower, Edif. 1 - of.2 - 3. 28042 Madrid.



Foto de portada: Puente de Öresund. Vista general del puente central atirantado y del puente de aproximación oeste durante su pavimentación.

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 en funciones:
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: INVOPRINT

HORMIGÓN y acero

ARTÍCULO CENTRAL

- Fabricación de tableros para el puente de Öresund entre Dinamarca y Suecia** 3-42
Manufacture of spans for the Öresund bridge between Denmark and Sweden.
G. Serrano Sánchez; J. Obregón Cobos; J. Rodríguez Santiago;
P. Trigo Tomey; F. Hué García y L. Peset González

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

- Estudio de la rotura de la fábrica de ladrillo bajo solicitaciones de tracción y cortante** 43-55
Study of the brickwork masonry failure under tensile/shear loading
E. Reyes Pozo; M. J. Casati Calzada y J. C. Gálvez Ruiz

- Ensayo ECADA para la caracterización de la adherencia de armaduras de pretensado** 57-69
ECADA test for the characterization of the bond of prestressed reinforcement
J. R. Martí Vargas; P. Serna Ros; M. A. Fernández Prada y P. Miguel Sosa

- Viga híbrida de 8 metros fabricada de hormigón y materiales compuestos** 71-79
Hybrid beam of 8 meter manufactured with concrete and composites materials
J. M. Mieres; E. Rodríguez; S. Bautista e I. Calvo

- Algunos aspectos críticos en la comparación del diseño a corte y punzonamiento de zapatas con los códigos EC-2, Model Code 90 y ACI 318-00** 81-84
Comparison of Eurocode 2, Model Code 90 and ACI 318-00 with regard to shear and punching provisions for footings
J. Calavera

- Factor β para el cálculo de secciones rectangulares de hormigón de alta resistencia sometidas a esfuerzos de flexo-compresión esviada, mediante reducción a flexo-compresión recta** 85-96
 β coefficient for analysis of RC rectangular sections of HSC under axial load and biaxial bending by reduction to one uniaxial bending
J. L. Bonet Senach; M. A. Fernández Prada y P. F. Miguel Sosa

- Estudio de efectos diferidos en los viaductos de Espiñero, Ferreiras del Acebo y del Sella** 97-113
Long term effects in Espiñero, Ferreiras, Acebo and Sella Viaducts
L. Fernández Troyano; C. Iglesias Pérez y J. I. González Esteban

RINCÓN DE ACHE

- Hormigones de ejecución especial (seis tipos). Recomendación E-9 de Ache Y CICCIP** 115-116
F. Hué García

- NORMAS DE PUBLICACIÓN DE ARTÍCULOS** 117-118

CONSTRUYENDO EMOCIONES



Dragados
Obras y Proyectos

Donde surgen las necesidades de la sociedad.

*Con respuestas innovadoras,
soluciones del futuro para la sociedad de hoy.*

*Consolidados, con cultura de calidad
y respeto al medio ambiente.*

*Un equipo de profesionales preparados para
llevar a cabo todos los trabajos y un solo proyecto,
el proyecto de hacer un mundo mejor.*

*Así es Grupo Dragados,
un grupo internacional de servicios
y construcción con vocación de liderazgo.*

>> www.dragados.com

Fabricación de tableros para el puente de Öresund entre Dinamarca y Suecia

Manufacture of spans for the Öresund bridge between Denmark and Sweden

Guillermo Serrano Sánchez y Joaquín Obregón Cobos.

Dragados Obras y Proyectos, S.A. (DRAGADOS)



Jesús Rodríguez Santiago. Geotecnia y Cimientos, S.A. (GEOCISA)



Pedro Trigo Tomey, Fernando Hué García y Luis Peset González.

Construcciones Especiales y Dragados, S.A. (DRACE)

RESUMEN

En Julio del año 2000 se inauguró el Enlace de Öresund, una doble vía terrestre de comunicación, ferrocarril y carretera, entre Dinamarca y Suecia a través del estrecho de Öresund, haciendo realidad un sueño de ya más de 100 años. Para este enlace el Grupo Dragados, S.A. suministró los tableros de los dos puentes de aproximación al puente central atirantado, 6,7 km en 42 tramos de 140 m de longitud y 7 de 120 m. Se trata de una estructura mixta de celosía de acero y tablero de hormigón pretensado. Para el diseño y la construcción se implantaron novedosos ensayos y la última y más avanzada tecnología para garantizar una durabilidad superior a 100 años en condiciones ambientales muy severas. Los trabajos de construcción se iniciaron en 1995. Este enlace está compuesto de dos niveles, el superior es una autopista para el tráfico rodado con dos carriles de circulación más uno de emergencia en cada sentido y el inferior una doble vía para el ferrocarril con una pasarela peatonal de servicio a cada lado. La longitud total del enlace es de algo más de 16 km, extendiéndose desde la costa danesa en Kastrup cerca del aeropuerto de Copenhague hasta la costa

sueca en Lernacken en las proximidades de la ciudad de Malmö. Los tableros se fabricaron en Cádiz y se llevaron por mar a pares sobre una barcaza hasta Malmö, donde el contratista principal los colocó en su posición sobre las pilas. El problema crucial del desarrollo de un tipo de hormigón adecuado para este proyecto sin precedentes en España, se resolvió satisfactoriamente por un equipo de expertos en tecnología del hormigón que se formó con este propósito.

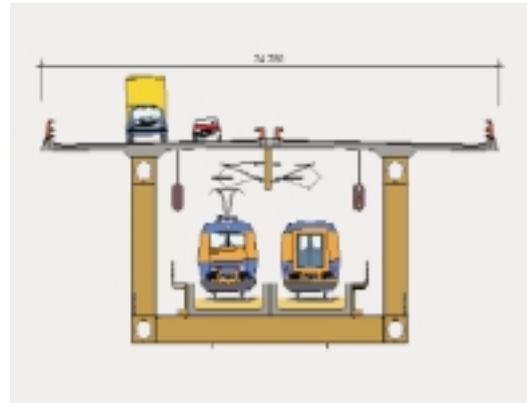
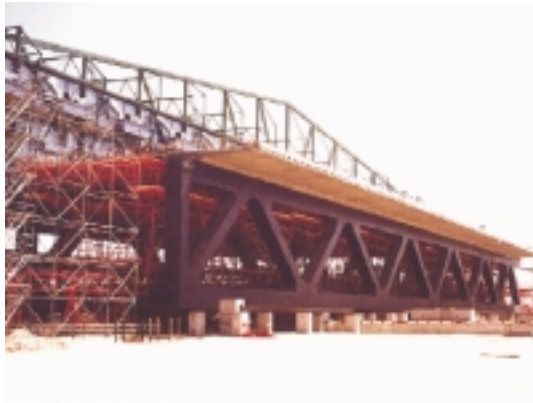
1. INTRODUCCIÓN

En Julio del año 2000 se inauguró el Enlace de Öresund, una doble vía terrestre de comunicación, ferrocarril y carretera, entre las ciudades de Copenhague de Dinamarca y Malmö de Suecia a través del estrecho de Sund, haciendo realidad un sueño de ya más de 100 años.

Anteriormente, la comunicación que existía entre esas dos ciudades era principalmente mediante barcos transbordadores como también entre otros puntos de las costas próximas de ambos países. También existía un servicio de helicóp-

SUMMARY

The Öresund Link a double link, road and rail, over the Straits of Öresund between Denmark and Sweden, was inaugurated in July of 2000, making a reality a long dream of more than 100 years. Grupo Dragados, S.A. supplied the spans of the two approach bridges to the cable stayed main one, 6,7 km of total length by means of 42 spans 140 m long and 7 spans 120 m long. The bridge is a composite structure of a steel truss and a prestressed concrete deck. Innovated tests and the latest and most advanced technology was applied in the design and construction to guarantee durability longer than 100 years in very severe climatic conditions. Construction was started in 1995. Traffic will flow on two levels: the upper one for road vehicles is a four-lane motorway with two extra emergency lanes, and the lower level a double rail track with a service footpath at each side. The total link length is a little over 16 km long, from the Danish coast at Kastrup near the Copenhagen Airport to the Swedish coast at Lernacken near Malmö. The spans were constructed in Cadiz in the south coast of Spain



near the Gibraltar Strait and were transported by sea in pairs over a big barge to Malmö, where the main contractor placed them in position over the pylons. The crucial problem of developing a type of concrete suitable for this project without precedents in Spain was satisfactorily solved by a team of experts in concrete technology that was formed for this purpose.

1. INTRODUCTION

In July 2000 the Öresund Link was opened, a dual land-communications route (road and railway) between the cities of Copenhagen in Denmark and Malmö in Sweden, across the Sund strait, thereby making a dream that was over a century old finally come true.

Previously, communications between these two cities has largely depended on the use of ferries, as between other points on the nearby coastlines between the two countries, as well as a helicopter service. However, bad weather and rough seas often impeded these connections. This link supplements the one opened a few years earlier across

the Great Belt strait, establishing a more direct land link between Sweden and central Europe via the Sjaelland Island, where Copenhagen is located, and Fyn Island and the Jutland peninsula. The only previous alternative available for travel by land was to follow the entire coastline of the Baltic Sea. A further link is planned to make communications between Copenhagen and Germany more direct via the island of Lolland.

The original idea of building a permanent communications route between Sweden and Denmark can be traced back to 1872. Since then, several preliminary studies have been carried out, culminating in March 1991, when the Danish and Swedish governments signed an agreement for the construction, financing and operation of this fixed link, called the "Öresund Link". Each of the two governments set up its own national company as well as holding a 50% stake in the consortium Öresundskonsortiet. Each national company was responsible for the works in its own territory as far as the coast, with the consortium handling the works between the two coastlines, as well as the overall funding and operation of the link.

El mal tiempo y el estado de la mar impedía muchas veces alguna de estas conexiones. Este enlace complementa al realizado pocos años antes sobre el estrecho de Gran Belt. Así se establece una conexión terrestre continua más directa entre Suecia y Centro-Europa a través de la isla de Sjaelland, donde está Copenhagen, de la isla de Fyn y de la península de Jutlandia. La alternativa terrestre anterior requería el rodeo de todo el mar Báltico. En un futuro está prevista la construcción de un enlace más directo entre Copenhagen y Alemania a través de la isla de Lolland.

La idea primitiva de la construcción de una vía permanente de comunicación entre los países de Suecia y Dinamarca se remonta a 1872. Desde entonces distintos estudios preliminares se han ido sucediendo hasta que finalmente, en marzo de 1991, los gobiernos danés y sueco subscribieron un acuerdo para la construcción, financiación y explotación de este enlace fijo, el llamado Enlace de Öresund. Para ello cada gobierno creó una empresa nacional y, de forma paritaria entre las dos, la empresa Öresundskonsortiet. Cada empresa se encargó de las obras dentro de su país hasta la línea de costa y el consorcio de la obra entre



Fig. 1: Situación del Enlace de Öresund entre Copenhague (Dinamarca) y Malmö (Suecia).
Fig. 1: Location of the Öresund Link between Copenhagen (Denmark) and Malmö (Sweden).

costas, de la financiación total y de la explotación.

Los trabajos de construcción se iniciaron a finales de 1994 y se inauguró en Julio de 2000. La obra se dividió en varias partes o lotes que incluían proyecto y construcción, uno de los cuales, el puente sobre el estrecho del Sund, se adjudicó al consorcio Sundlink Contractors formado por una empresa sueca, dos danesas y una alemana. Para este puente, el Grupo Dragados, S.A. suministró los tableros de los dos puentes de aproximación al puente central atirantado, 42 tramos de 140 m de longitud y 7 de 120 m, con un total de 6,7 km. Los tableros se fabricaron en las instalaciones que la empresa Dragados Off-Shore, S.A. posee en la bahía de Cádiz y participaron en su construcción, además de esta empresa, Dragados, Obras y Proyectos, S.A., Construcciones Especiales y Dragados, S.A. y Geotecnia y Cimientos, S.A., todas ellas empresas del Grupo Dragados.

Esta vía de comunicación supondrá una magnífica plataforma para el enriquecimiento de los dos países y para el fortalecimiento de las relaciones políticas, sociales y económicas entre ellos,

relaciones que ya anteriormente eran muy fuertes. Las exportaciones e importaciones entre ambos constituían un porcentaje superior al 10% de sus mercados internacionales. Suecia es el camino de paso de las exportaciones danesas a otros países escandinavos y Dinamarca constituye el camino de paso de las exportaciones suecas a Europa. Dado que los mercados actuales demandan una incesante especialización, investigación, rapidez de servicio y niveles de costes competitivos, el Enlace de Öresund se ajustará a las necesidades futuras, permitiendo la

The construction work began in late 1994 and the link was opened in July 2000. The works were divided into several parts or lots, including project design and construction. The contract for one of these lots, the bridge over the Sund strait, was awarded to the Sundlink Contractors consortium, composed of a Swedish company, two Danish companies and a German firm. For this bridge, Grupo Dragados, S.A. supplied the spans for the two approach bridges to the central cable-stayed bridge, in 42 spans 140 m long plus seven spans 120 m long, making a total of 6.7 kilometres. The spans were manufactured at the facilities of Dragados Off-Shore, S.A., in Cadiz bay (Spain), in partnership with three other Dragados Group companies: Dragados, Obras y Proyectos, S.A.; Construcciones Especiales y Dragados, S.A.; and Geotecnia y Cimientos, S.A.

This fixed link will provide a magnificent platform to enrich the two countries that it connects, further strengthening their already strong political, social and economic relations. Exports and imports between the two countries account for over 10% of their international trade. Sweden lies en route for Danish goods being exported to other Scandinavian countries while Swedish exports destined for Europe pass through Denmark. Since today's markets call for unceasing specialisation, research, swift-response service and competitive cost levels, the Öresund Link will meet the needs of the future, enabling the two countries' business relations to expand, as it brings toget-



Fig. 2: Vista aérea del Enlace de Öresund entre Malmö (izqda.) y Copenhague (dcha.).
Fig. 2: Aerial view of the Öresund Link between Malmö (left) and Copenhagen (right).

her two areas with thriving economies: Copenhagen on one side of the link and southern Sweden, led by Malmö, on the other.

2. DESCRIPTION OF THE ÖRESUND LINK

This link consists of a motorway for road traffic with each carriageway having two lanes and an emergency lane, plus a two-way railway line. The total length is slightly over 16 kilometres, stretching from the Danish coast at Kastrup (Copenhagen airport) to the Swedish coast at Lernacken (near the city of Malmö).

The main elements comprising this structure are:

- A 430 m long section on an artificial peninsula on the Danish coast at Kastrup
- A tunnel, 4050 m long, with a 3510-metre underwater section under the Drogden channel, built with 20 prefabricated sections 176 m long, with two 270-m onsite access points
- A 4055-m section on an artificial island to the south of Saltholm Island, with front embankments designed to enable free access to

the waters of the Drogden and Flinterenden channels

- A bridge with a total length of 7845 m, composed of a main central cable-stayed bridge, 1092 m long, with a 490-metre central span and a clearance of 57 m above the Flinterenden navigation channel, with two approach bridges to the cable-stayed bridge, one to the west, 3014 m long, and the other to the east, 3739 m long



Fig. 3: Planta del Enlace de Öresund entre Copenhague (izqda.) y Malmö (dcha.).
Fig. 3: Plan of the Öresund Link between Copenhagen (left) and Malmö (right).

expansión de las relaciones comerciales en ambos países al unirse directamente dos zonas de gran prosperidad económica, Copenhague por un lado y la zona sur de Suecia liderada por Malmö por otro.

2. DESCRIPCIÓN DEL ENLACE DE ÖRESUND

Este enlace está compuesto de una autopista para el tráfico rodado con dos carriles de circulación más uno de emergencia en cada sentido y una doble vía para el ferrocarril. La longitud total es de algo más de 16 km, extendiéndose desde la costa danesa en Kastrup (aeropuerto de Copenhague) hasta la costa sueca en Lernacken (proximidades de la ciudad de Malmö).

Los elementos principales que componen esta construcción son:

- Un tramo de 430 m en una península artificial en la costa danesa en Kastrup.
- Un túnel de 4050 m de longitud, con una parte sumergida de 3510 m bajo el canal de Drogden, hecha con 20 elementos prefabricados de 176 m y con dos accesos "in situ" de 270 m de longitud.
- Un tramo de 4055 m en una isla artificial al sur de la isla de Saltholm, donde se disponen diques frontales diseñados para permitir el

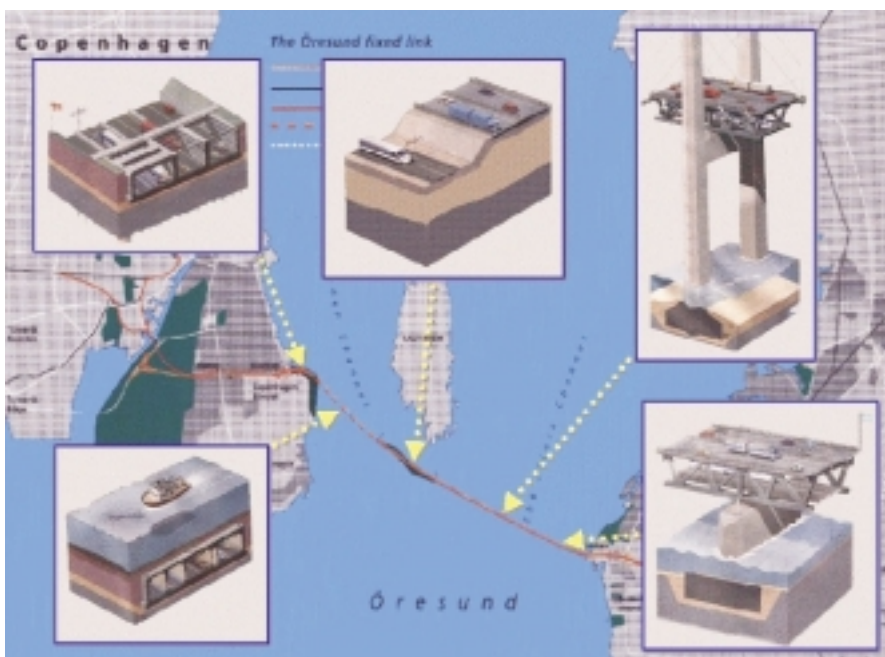


Fig. 4: Esquema de los elementos principales que componen el Enlace de Öresund.
Fig. 4: Diagram of the main elements making up the Öresund Link.

acceso libre de las aguas en los canales de Drodgen y Flinterenden

- Un puente de 7845 m de longitud total, formado por un puente central atirantado de 1092 m de longitud, con un vano central de 490 m y un gálibo en alzado de 57 m sobre el canal de navegación de Flinterenden, y por dos puentes de aproximación al puente atirantado, el oeste de 3014 m de longitud y el este de 3739 m
- Una estación de peaje con el centro de control en la costa sueca en Lernacken

El diseño y construcción de esta obra se realizó bajo la premisa de que con las condiciones ambientales donde está ubicada, temperaturas por debajo de los -20°C , ambiente marino, posible colisión de buques, impactos de masas de hielo, etc., la durabilidad del proyecto fuera superior a los 100 años, plazo que condicionó en gran medida los criterios de diseño de las estructuras y de los materiales empleados. Para el control de calidad se implantaron novedosos métodos de ensayo para garantizar esta durabilidad.

También el impacto medioambiental fue estudiado con mucho detalle para reducirlo al mínimo. Durante la fase del proyecto básico se redujo el bloqueo al paso de los flujos de agua en los dos canales de un 2,3% al 0,5%, proyectando dragados en los canales para reducir a cero este impacto. Para los trabajos de tierras, dragados, terraplenados, isla artificial y puertos provisionales se impuso la condición de vertidos inferiores al 5%. A este mínimo impacto ambiental también ha contribuido el diseño de gran parte de la obra, puente y túnel, mediante elementos prefabricados en instalaciones fijas especiales, evitando al mínimo el hormigonado 'in situ' y el riesgo de vertidos de hormigón al mar.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ISLA ARTIFICIAL Y DEL DRAGADO

La ubicación en planta de la isla fue muy estudiada para minimizar cualquier impacto medioambiental, en particular se intentó preservar la fauna y la flora. El flujo de agua a través del estrecho no se verá mermado y las zonas anteriores

de sedimentación no se verán modificadas. El 30% del volumen de agua transferida al mar báltico se realiza a través del estrecho de Sund, el resto se realiza por el Gran Belt. Con el diseño de la construcción se previó una obturación del 0,5% del volumen de agua y salinidad total. Para paliar este efecto y buscando una solución de efecto cero, se diseñaron dragados de compensación. Para la confirmación de los datos reseñados se llevaron a cabo un gran número de estudios tridimensionales y de modelos a escala reducida.

Los 4055 m de isla artificial acaban en sendos diques de protección en forma de "martillo" que minimizan el impacto visual de la construcción, permiten el confinamiento de los materiales procedentes del dragado y absorben los esfuerzos del oleaje en las rampas del túnel sumergido y los vanos de aproximación. La altura máxima sobre el nivel del mar es de 5,00 m con una pendiente que se reduce gradualmente hasta 1,50 m. Los más de 3,3 millones de m^3 de material usado para el relleno provenían del dragado. Distintos métodos de sobreconsolidación fueron empleados, en particular se realizó una precarga por medio de un exceso de varios metros de altura de material de relleno, que fue posteriormente vuelto a perfilar. El tiempo mínimo que se planeó para su consolidación y la adecuación al paisaje es de 5 años.

Los 7,8 millones de m^3 de volumen de material dragado se desglosan como sigue:

- 800000 m^3 de excavación desde tierra en rampas del túnel.
- 1300000 m^3 en canales de acceso y trabajos en puerto.
- 2300000 m^3 en zanjas para el túnel.
- 1300000 m^3 en el canal navegación (Flinterenden).
- 300000 m^3 en pilas y pilares del puente.
- 1800000 m^3 en dragados de compensación de salinidad.

El lecho marino del Öresund está compuesto por caliza y flint que proporciona las condiciones portantes adecuadas para una cimentación superficial de las pilas y pilares. El dragado fue realizado con la draga "Chicago", dipper con 21 m^3 de capacidad de

- A toll area with a control centre on the Swedish coast at Lernacken

The design and construction of these works were based on the premise that given the environmental conditions of the location, with temperatures under -20°C , a marine environment, possible ship collisions, impact from blocks of ice, etc., the durability of the project should be over 100 years, and this objective therefore had a considerable influence on the design criteria for the structures and materials used. For quality control new testing methods were implemented in order to guarantee that durability requirements would be fulfilled.

The environmental impact of the project was also assessed in great detail in order to reduce it to a minimum. During the basic project design stage the blockage of the water flow in the two channels was reduced from 2.3% to 0.5%, with dredging works in the channels designed to reduce this impact to zero. For the earthworks, dredging, bank construction, artificial islands and provisional harbors, a condition of under 5% waste was imposed. The environmental impact was further minimised by much of the works, bridge and tunnel being designed to use parts prefabricated at special fixed facilities, thereby reducing on-site concrete-pouring and the risk of concrete being dumped into the sea to the absolute minimum.

3. DESCRIPTION OF THE ARTIFICIAL ISLAND AND DREDGING WORKS

The location of the island was studied carefully in order to minimise any environmental impact, particularly insofar as conservation of the flora and fauna was concerned. The flow of water through the strait would not be hindered, nor would the previous sedimentation areas be altered. 30% of the volume of water transferred to the Baltic Sea was achieved via the Sund strait, with the remainder passing through the Great Belt. In the construction design a stopping-up of 0.5% of the total water volume and salinity was planned. In order to relieve this effect and seek a zero-effect solution, compensatory dredging work was designed. A large number of three-dimensional studies

and reduced-scale models were used to confirm the data recorded.

The 4055 m of artificial island ends with hammer-shaped breakwaters that minimise the visual impact of the structure, enable the dredged materials to be confined and absorb the effects of waves on the ramps of the underwater tunnel and approach spans. The maximum height above sea level is 5.00 m, with a slope that gradually levels out to 1.50 m.

The over 3.3 million m³ of material used for backfilling was obtained from dredging. Different over-consolidation methods were used, with a preloading method being used in particular, involving a surplus of backfill material, several metres high, which was subsequently reshaped. The minimum time planned for consolidation and adjustment to the landscape is five years.

The volume of dredged material, 7.8 million cubic metres, breaks down as follows:

- 800000 m³ of excavation from land in tunnel ramps
- 1300000 m³ for access channels and port works
- 2300000 m³ for trenches for the tunnel
- 1300000 m³ for the navigation channel (Flinterenden)
- 300000 m³ for bridge piers and pillars
- 1800000 m³ for dredging to compensate for salinity

The seabed at Öresund is composed of limestone and flint and is thereby adequate to support surface foundations for the piers and pillars. The dredging work was carried out using the dredger "Chicago", a dipper with a 21-cubic-metre scoop capacity, 68x23x45 m in size and with a daily dredging capacity of 2000-8000 m³, and the cutter dredger "Castor", 78x18x5.5 m in size, with a total power rating of 19000 CV, 5000 CV for the cutter and 2x3800 CV for the suction pumps. Throughout the dredging operations the quantities of material spilled onto the seabed were monitored in not to exceed the permitted maximum of 5%.

4. DESCRIPTION OF THE UNDERWATER TUNNEL

The Drogden channel was crossed via a concrete tunnel under the seabed. The tunnel has a multi-cellular cross-section with four spaces, two 9.7-metre ones for road traffic and two 6.5-metre ones for railway traffic, with a total exterior width of 38.8 m and height of 8.6 m. Between the two gaps for each carriageway of the motorway there is a service gallery sized for emergency functions and to service the tunnel itself.

Lengthwise, the tunnel is made up of three parts:

- Western approach from the artificial peninsula at Kastrup to the underwater tunnel
- Underwater tunnel composed of 20 elements 176 m long
- Eastern approach to the artificial island

The entrance structures on the approaches serve to cater for the tunnel services, such as the power supply for lighting, traffic lights and ventilation, communications, safety systems, drainage, etc.

The 20 tunnel elements were prefabricated in a closed shed and later assembled in a dry dock that was built specially close to the route. The elements were then towed to their positions and fitted into the previously dredged trench. Each tunnel element consists of eight 22-metre sections connected with watertight joints, permitting lengthwise movements and turns and allowing for heat stresses and a certain degree of seabed movement. The sections were joined together with provisional prestressing to hold the element together until it was in its final position in the trench.

The elements were prefabricated by pouring the concrete all at once, in order to minimise heat stresses during setting and also increase the production rate. They were manufactured in two parallel lines, each with its own formwork. The sections were monitored at all times during the setting process with heat sensors, to ensure that there was no risk of cracking (the traction stresses at each point and maturity status were lower than those that the concrete could withstand in the same state at the same

cuchara, 68x23x45 m de dimensiones y una capacidad diaria de dragado de 2000 a 8000 m³ y la draga cortadora "Castor", de dimensiones 78x18x5,5 m, 19000 CV de potencia total, 5000 en el cortador y 2x3800 en las bombas de succión. Durante todas las operaciones de dragado se monitorizaron las cantidades de material derramado al lecho marino, no excediendo el máximo permitido del 5%.

4. DESCRIPCIÓN DEL TÚNEL SUMERGIDO

El canal de Drogden se cruzó mediante un túnel de hormigón situado por debajo del lecho marino. La sección transversal del túnel es multicelular de cuatro espacios, dos para el tráfico rodado de 9,7 m cada uno y otros dos para el ferrocarril de 6,5 m. La anchura total exterior es de 38,8 m y la altura de 8,6 m. Entre los dos espacios para cada sentido de la autopista hay una galería de servicio dimensionada para funciones de vía de emergencia y de servicio del propio túnel.

Longitudinalmente el túnel está compuesto de tres partes:

- Aproximación oeste desde la península artificial en Kastrup al túnel sumergido
- Túnel sumergido compuesto de 20 elementos de 176 m
- Aproximación este hasta la isla artificial

Las estructuras de entrada en las aproximaciones sirven para acomodar los servicios del túnel, como instalaciones de suministro eléctrico para la iluminación, señalización y ventilación, comunicaciones, sistemas de seguridad, drenajes, etc.

Los 20 elementos de túnel fueron prefabricados en una nave cerrada y colocados después en un dique seco, que fue específicamente construido en los alrededores de la traza para su construcción. Fueron remolcados a su punto de colocación y después fondeados en la zanja previamente dragada. Cada elemento de túnel está compuesto de 8 secciones de 22 m conectadas con juntas estancas, que permiten los movimientos longitudinales entre ellos y el giro, admitiendo

con ello los esfuerzos térmicos y determinados movimientos del lecho marino. Las secciones se unían entre ellas mediante un pretensado provisional, para formar el elemento hasta su colocación definitiva en la zanja.

Su prefabricación se realizó hormigonando las secciones de una sola vez, para minimizar las tensiones por efectos térmicos durante el fraguado y aumentar el ritmo de producción. Se fabricaron en dos líneas en paralelo, cada una con su propio encofrado. Las secciones durante el proceso de fraguado fueron completamente monitorizadas con termo-sensores, para garantizar que no existía riesgo de fisuración (las tensiones de tracción en cada punto y estado de madurez eran inferiores a las que podía resistir el hormigón en ese punto y estado) y la temperatura máxima no excedía de 50 °C. Para conseguirlo se dispusieron tuberías de refrigeración en las zonas requeridas. Cada sección se hormigonó contra la precedente.

Una vez completados los elementos se instalaron en el interior de la sección tanques de agua para el lastrado y se sellaron con unas tapas frontales de acero. Los tanques de lastrado fueron calculados para que los elementos se mantuvieran en el fondo una vez inundado el dique seco. Después se abrían las compuertas del dique seco y se remolcaban a su lugar final de ubicación en la zanja dragada. Para el remolque se vaciaban parte de los tanques de lastrado.

La zanja se dragó a una profundidad que asegurase un apoyo de al menos 0,75 m de espesor de capa de arena y se colocó posteriormente al menos una capa de escollera de 1,5 m de espesor sobre la clave, para prevenir contra los golpes de anclas, posibles hundimientos y colisiones de barcos, aparte de contribuir a evitar la flotación de los elementos, sí bien no se tuvo en cuenta en el dimensionado de la sección. En el canal de navegación de Drogden la profundidad libre es de 10 m.

Como mediciones más relevantes se tienen:

- 650000 m³ de hormigón estructural
- 40000 m³ de hormigón pobre
- 65000 t de acero corrugado en armaduras

Los espacios de autopista están equipados con barreras de seguridad tipo New Jersey, paneles en las paredes y sumideros de drenaje. La iluminación es continua con zonas de transición en las entradas y salidas para la adaptación entre la luz exterior y la interior. Los techos y paredes de todos los espacios están protegidos con aislamiento antiincendios y poseen instalaciones de emergencia con equipos de lucha contra incendios y teléfonos cada 100 m. Hay puertas de emergencia cada 50 m entre los dos espacios de ferrocarril y cada 100 m entre ellos y los espacios de autopista y entre éstos y la galería de emergencia.

5. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE PRINCIPAL Y DE LOS PUENTES DE APROXIMACIÓN

El puente completo tiene 7845 m de longitud total. El trazado en planta es curvo en forma de “C” con un radio mínimo de 12400 m y ha sido integrado en el medio ambiente circundante. En alzado presenta una curvatura con 65000 m de radio, lo que permite un gálibo en alzado de 57 m sobre el canal de navegación de Flinterenden en el punto más alto del puente central principal. El conjunto está formado por un puente central atirantado de 1092 m de longitud, con un vano central de 490 m, y por dos puentes de aproximación al puente atirantado, el oeste de 3014 m de longitud y el este de 3739 m.

El puente oeste de aproximación al puente atirantado está formado por 18 tramos de 140 m y 4 de 120 m y el puente este por 24 de 140 m y 3 de 120 m. Se dispusieron juntas de dilatación en estribos, conexiones con el puente atirantado y cada 6 vanos aproximadamente.

El puente principal se dividió para su fabricación en ocho tramos, seis de 140 m y dos de 120 m que se unieron en el montaje. El vano central se formó con dos tramos laterales de 140 m, de los que 20 m de cada uno pertenecen a los vanos de acompañamiento, y dos tramos centrales de 120 m. Cada vano de acompañamiento se formó con dos tramos de 140 m más los 20 m del tramo lateral del vano central.

La sección estructural es mixta acero-hormigón. El tráfico discurre en dos

point) and the maximum temperature did not exceed 50°C. To achieve this, cooling pipes were placed in the relevant areas. Each section was poured against the preceding one.

Once the elements had been completed, water tanks were installed inside the section as ballast and sealed with steel front covers. The ballast tanks were calculated in order for the elements to remain on the seabed after the dry dock was flooded. The gates of the dry dock were then opened, the ballast tanks were partially emptied and the elements were towed to their final position in the dredged trench.

The trench was dredged to a depth to assure the support of a layer of sand at least 0.75 m thick, with a layer of rock fill then being laid at least 1.5 metres above the keystone, in order to protect the pieces anchor collisions and possible vessel collisions or sunken vessels, as well as contributing towards preventing the pieces from floating upwards, although this was not taken into account in the sizing of the sections. The free depth in the Drogden navigation channel is 10 m.

The major quantities were:

- 650000 m³ of structural concrete
- 40000 m³ of lean concrete
- 65000 tonnes of corrugated steel for reinforcement

The motorway spaces are equipped with New Jersey type safety barriers, wall panels and drainage outlets. The lighting is continuous with transitional areas at the entrances and exits in order for users to adapt to the interior and exterior light. The walls and ceilings of all the spaces are fireproofed and equipped with emergency facilities with fire-fighting equipment and telephones every 100 m. There are also emergency doors every 50 m between the railway spaces and every 100 m between the railway spaces and the motorway spaces, as well as between the alter and the emergency gallery.

5. DESCRIPTION OF THE MAIN BRIDGE AND APPROACH BRIDGES

The bridge as a whole has a total length of 7845 m. The ground plan is



Fig. 5: Vista general del Puente de Öresund, puente principal y vanos de aproximación.
Fig. 5: General view of the Öresund Link, main bridge and approach spans.

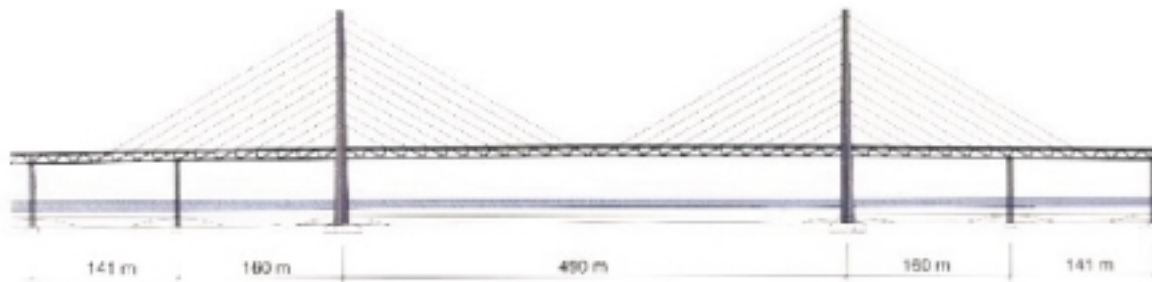


Fig. 6: Alzado del puente principal atirantado del Puente de Öresund.
Fig. 6: Side view of the main cable-stayed bridge of the Öresund Link.

curved in a "C" shape with a minimum radius of 12400 m and has been integrated into the surrounding environment. The elevation presents a curve with a radius of 65000 m, enabling a free height of 57 m above the Flinterenden navigation channel at the highest part of the main central bridge. The whole structure is composed of a main central cable-stayed bridge, 1092 m long, with a 490-metre central span, and two approach bridges to the cable-stayed bridge, the western approach 3014 m and the eastern one 3739 m in length.

The western approach to the main central bridge is composed of eighteen 140-metre spans and four 120-metre spans, and the eastern bridge by twenty-four 140-metre spans and three 120-

metre spans. Expansion joints were fitted at the abutments, connections to the cable-stayed bridge and approximately every six spans.

The main bridge was divided for construction purposes into eight sections (six 140-metre and two 120-metre sections), which were joined during assembly. The central span was built with two 140-metre side sections, of which 20 m of each corresponds to the accompanying spans, and two 120-metre central sections. Each accompanying span was built with two 140-m sections plus the 20 m of the side section of the central span.

The structural section is mixed steel/concrete. The traffic runs on two levels. On the upper level, on a trans-

niveles. En la parte superior, sobre una losa de hormigón pretensado transversalmente de 24,8 m de anchura, se disponen cuatro carriles más dos de emergencia para el tráfico por carretera. En la parte inferior, en una estructura metálica de 12 m de gallo horizontal libre, se colocan dos vías de ferrocarril con una pasarela de servicio en cada extremo.

El vuelo de la losa de hormigón es de 4,9 m y su espesor variable con 0,75 m en las conexiones con la estructura metálica, 0,25 m en los extremos y 0,35 m en el centro. Transversalmente se disponen cada 0,40 m vainas planas de pretensado con anclajes pasivo-activo en cada extremo. Longitudinalmente sólo hay armadura pasiva.

La estructura metálica, de calidades S 460 ML y M, está formada por dos celo-



Fig. 7: Tramo de 140 m de aproximación al puente principal del Puente de Öresund.
Fig. 7: Span 140 m long for the approach bridge to the main one of the Öresund Link.

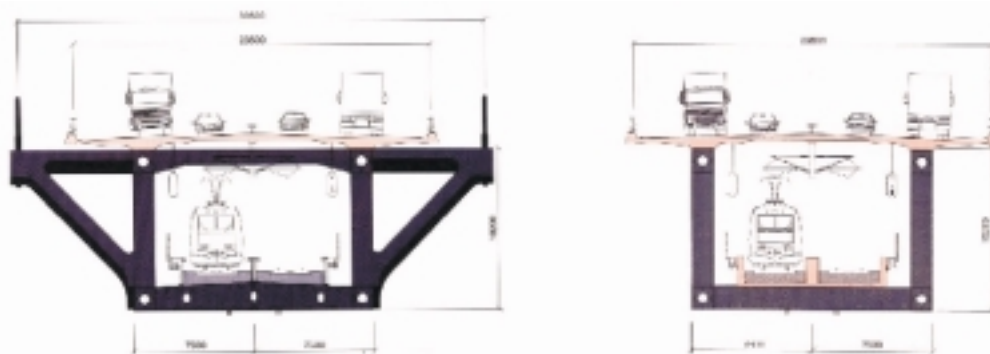


Fig. 8: Esquemas de las secciones transversales del puente principal y de aproximación.
 Fig. 8: Diagrams of cross-sections of the main bridge and approach bridge.

sías tipo Warren paralelas, unidas en su nivel inferior cada 20 m por vigas transversales. El canto total de la estructura es de 10,2 m. La conexión con el hormigón se realiza mediante pernos Nelson de distintas longitudes, ubicados en el cordón superior de la estructura. En el puente atirantado la estructura metálica se prolonga hacia ambos lados con triángulos. En su vértice exterior superior cada uno de ellos tiene el anclaje del correspondiente par de cables de atirantamiento. Las celosías de los tableros de aproximación están formadas por triángulos isósceles, siete en los vanos tipo de 140 m y seis en los vanos cortos de 120 m. Los ángulos que forman las diagonales con la horizontal son próximos a 45°.

Por el contrario, las celosías del puente atirantado están formadas por triángulos escalenos, ya que tienen la mitad de las diagonales inclinadas en la dirección de los correspondientes cables de atirantamiento. Éstos son paralelos y forman con la horizontal ángulos próximos a 30°.

Cada pila principal está formada por dos fustes independientes huecos de hormigón armado contruidos "in situ", uno a cada lado del tablero, de 204 m de altura sobre el nivel del mar. En el interior, cada fuste lleva un ascensor y una escalera para acceso a los anclajes de los cables y facilitar su inspección. Los 80 pares de cables, 10 por cada lado y fuste, están anclados a intervalos de unos 12 m, en casi toda la altura de los fustes sobre el tablero. Están situados en dos planos verticales separados 30,50 m entre sí, lo que permite evitar vigas de arriostamiento entre los fustes. Cada cable está formado por entre 68 y 73

monocordones de 15,7 mm de diámetro, galvanizados, autoprotectidos con polietileno de alta densidad y rellenos de cera, colocados dentro de una vaina de protección de polietileno.

Los vanos laterales del puente atirantado tienen pilas de soporte intermedias para disminuir las deflexiones en el vano central. Estas pilas, así como las que soportan los tableros de aproximación, son prefabricadas, de fuste único hueco de hormigón armado, de sección hexagonal, y llevan en su parte superior los apoyos de los tableros. Los apoyos intermedios de los vanos laterales del puente atirantado están diseñados para poder soportar fuerzas de tracción hacia arriba.

Las cimentaciones de todas las pilas, incluidas las principales, son cajones prefabricados de hormigón armado que descansan en la caliza de Copenhague, a una profundidad entre 14 y 17 m bajo el nivel del mar. Los calados de agua en el estrecho varían de 2,5 a 9,5 m. Los cajones se fondearon previamente y sobre ellos se colocaron las pilas. La unión entre ambos elementos se realizó por medio de una junta húmeda. La conexión de los cajones a la cama de escollera que le sirve de base se realizó por medio de inyecciones de mortero. Cada cimentación de las pilas principales e intermedias del puente atirantado y las próximas a éste de los puentes de aproximación, está rodeada por una escollera sumergida de protección, para reducir las elevadas fuerzas de impacto que podrían actuar sobre las pilas en caso de una colisión de un barco contra una de ellas.

Todos los elementos prefabricados, pilas, cajones y artesas para el confina-

versally prestressed concrete slab 24.8 m wide four road-traffic lanes plus two emergency lanes are laid out, while on the lower level two railway tracks with a service walkway at each side rest on a steel structure with a free horizontal clearance of 12 m.

The projecting part of the upper concrete slab is 4.9 m and its thickness varies from 0.75 m at the points of connection to the steel structure to 0.25 m at the slab edges and to 0.35 m in the slab centre. Transversally, every 0.40 m flat pre-stressing sheaths are set out with passive/active anchors at each end. Lengthwise there is only passive reinforcement.

The steel structure, of S 460 ML and M quality, is composed of two parallel Warren-type lattices, joined below with cross beams every 20 m. The total height of the structure is 10.2 m. The connection with the concrete is achieved with Nelson studs of different lengths, located on the upper chord of the structure. On the cable-stayed bridge, the steel structure is prolonged on both sides with triangles. Each cable of paired stays is anchored on the corresponding upper exterior vertex of each triangle. The latticework of the approach spans is composed of isosceles triangles, seven on the 140-metre spans and six on the short 120 m spans. The angles forming the diagonals with the horizontal are nearly 45 degrees.

On the contrary, the latticework of the cable-stayed bridge is composed of scalene triangles, since they have half the diagonals sloping in the direction of the corresponding stay cables, which are parallel and form angles of approximately 30 degrees to the horizontal.

Each main pier is composed of two separate, hollow, reinforced-concrete column shafts built on site, one on each side of the deck, 204 m high above sea level. Inside, each column shaft has a lift and a stairway for access to the stay cable anchors and inspection purposes. The 80 pairs of cables, ten for each side and column shaft, are anchored at approximately 12-metre intervals along almost the entire height of the column shafts over the deck. They are located in two vertical planes 30.50 m apart, thereby making connection beams between the column shafts unnecessary. Each cable is composed of 68-73 single strands, 15.7 mm in diameter, galvanised, self-protected with high-density polyethylene and wax filling, fitted inside a protective polyethylene sheath.

The side spans of the cable-stayed bridge have intermediate support piers to reduce deflection on the central span. These piers are prefabricated, as are those supporting the approach spans, with a single reinforced-concrete column shaft and a hexagonal cross-section, and bear the deck supports on the top. The intermediate supports of the side spans of the cable-stayed bridge have been designed to withstand upward-traction stresses.

The foundations for all the piers, including the main piers, are prefabricated reinforced-concrete caissons resting on the Copenhagen limestone, at a depth of 14-17 m. The depth of the sea in the strait varies between 2.5 and 9.5 m. The caissons were sunk previously before the piers were positioned on top of them. The connection between the two items was achieved with a wet joint. The joint between the caissons and the rockfill bed that acts as the base was achieved with mortar injections. Each foundation of the main and intermediate piers of the cable-stayed bridge and the approach-bridge foundations near the cable-stayed bridge are surrounded by protective underwater rockfill, to reduce the high impact stresses that the piers could suffer in the event that a ship collided with one of them.

All the prefabricated items, piers, caissons and troughs to confine the ballast of the road superstructure, were manufactured at specially built facilities on the Swedish coast. It was decided to prefabricate these items in order to ensure that the works deadlines would

be met, since during certain months of the year the climate is so severe, with even the waters of the strait freezing over, that it is impossible to carry out work on site.

In order to offer an idea of the size of these works, the approximate quantities for the structural materials used were as follows:

- 280000 cubic m of high-performance structural concrete
- 82000 tonnes of structural steel
- 60000 tonnes of corrugated and prestressing steel
- 2000 tonnes of steels for the stay cables

6. FACILITIES FOR THE CONSTRUCTION OF THE SPANS FOR THE APPROACH BRIDGES

In March 1996 Dragados Off Shore was awarded the contract by Sundlink Contractors to deliver the 49 spans comprising all the spans for the approach to the cable-stayed bridge to their facilities in the Swedish city of Malmö. The delivery was completed in late Spring 1999. The premises where the spans were built have a total surface area of 480000 m², of which nearly 25000 m² corresponds to covered manufacturing workshops.

The major quantities for this delivery were:

- 64000 cubic m of high-performance structural concrete
- 67000 tonnes of structural steel
- 16000 tonnes of corrugated steel
- 1600 tonnes of prestressing steel

The degree of complexity of the steel structure was high, and the production rates required meant that over 3000 tonnes would have to be manufactured each month. The weight of the steel structure for each span was about 1500 tonnes. The logistics of the steel materials and production systems had to be studied carefully and optimised, calling for the handling of over 120000 plates

miento del balasto de la superestructura de la vía, se realizaron en unas instalaciones específicamente construidas para este propósito en la costa sueca. La decisión de prefabricar se tomó para garantizar los plazos de la obra, ya que en algunos meses del año la climatología impide el desarrollo de los trabajos 'in situ', e incluso se congelan las aguas del estrecho.

Para dar una idea de la magnitud de la obra las mediciones aproximadas de los materiales estructurales utilizados son las siguientes:

- 280000 m³ de hormigón estructural de altas prestaciones.
- 82000 t de acero estructural.
- 60000 t de acero corrugado y de pretensar.
- 2000 t de acero en los cables de atirantado.

6. INSTALACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TABLEROS DE LOS PUENTES DE APROXIMACIÓN

En marzo de 1996 Sundlink Contractors adjudicó a Dragados Off Shore el suministro en sus instalaciones, en la ciudad sueca de Malmö, de los 49 tableros que constituyen la totalidad de los vanos de aproximación al puente atirantado. El suministro se terminó a finales de la primavera del año 1999. Las instalaciones donde se fabricaron los tableros tienen una superficie total de 480000 m² de los cuales casi 25000 m² corresponden a talleres cubiertos para fabricación.

Las mediciones más relevantes de este suministro fueron:

- 64000 m³ de hormigón estructural de altas prestaciones.
- 67000 t de acero estructural.
- 16000 t de acero corrugado.
- 1600 t de acero de pretensado.

La complejidad en la estructura metálica era alta y los niveles requeridos de producción suponían la necesidad de fabricar mensualmente más de



Fig. 9: Vista y esquema de las instalaciones de fabricación de los tableros de aproximación.
 Fig. 9: View and diagram of the approach-spans manufacturing facilities.

3000 t. El peso de la estructura metálica de cada vano era de unas 1500 t. La logística de los materiales metálicos y los sistemas productivos tuvieron que ser estudiados cuidadosamente y optimizados, pues era necesario manipular más de 120000 planchas de chapa de hasta 75 mm de espesor, de calidades S 460 ML y M, que se recibían por barco de Inglaterra y de Alemania. La soldadura necesaria alcanzaba un volumen de 80 millones de cm^3 . Toda la estructura metálica se realizó con unos estándares muy altos de calidad, que requerían una completa trazabilidad de materiales y soldadura. Al objeto de mejorar la competitividad y la productividad se instalaron dos robots para la ejecución de soldaduras, los cuales disponían de seis grados de libertad.

La estructura metálica se protegió mediante pintura. Las especificaciones de ésta eran muy exigentes, tanto en los componentes como en la ejecución,

para garantizar una duración superior a los 30 años. Para el pintado de la estructura metálica se hacía una primera limpieza con desengrasante y después un chorreado con arena hasta un grado Sa 2,5 con una rugosidad entre 50 y 85 micras. Después se aplicaba una capa de imprimación rica en zinc de 40 micras (INTERZINC 72), después dos capas de pintura epoxy tipo MIO de capa gruesa de 125 micras cada una (INTERCURE 420) y finalmente dos capas de acabado de pintura de poliuretano de 50 micras cada una. Para ello se instaló una nave de pintura, donde se introducía entero el tramo de 140 ó 120 m de longitud. Para el transporte de la estructura metálica de un tramo completo dentro de las instalaciones de fabricación, desde la zona de montaje hasta la zona de hormigonado de la losa, pasando por la nave de pintura, se utilizaron cuatro plataformas autopropulsadas de 17 a 21 ejes y 500 t de capacidad de carga cada una.

of steel up to 75 mm thick, of S 460 ML and M quality, which were delivered by ship from the UK and Germany. The welding necessary reached a volume of 80 million cm^3 . The entire steel structure was built according to extremely high quality standards, requiring the full traceability of materials and welds. In order to improve competitiveness and productivity, two robots with six degrees of freedom were installed for the welding work.

The steel structure was painted to protect it. The specifications for the steel structure were very demanding, for both its components and its execution, in order to ensure that it would last over 30 years. The steel structure painting process began degreasing it and then sand-blasting it until Sa 2.5 degree with a roughness of 50-85 microns was reached. After cleaning, first a rich in zinc primer coat 40 microns thick (INTERZINC 72), then two heavy coats of MIO



Fig. 10: Vistas generales de las instalaciones de hormigonado y embarque de los tableros.
 Fig. 10: General views of the concrete facilities and embarking of the spans.

type epoxy paint 125 microns thick each one (INTERCURE 420) and finally two finish coats of polyurethane paint 50 microns thick each one was applied. For this process a paint shop was installed, where the entire 140- or 120-metre span was brought. For the transport of the steel structure of a full span inside the manufacturing facilities, from the assembly area to the area for the concrete-mixing for the slab, passing through the paint shop, four self-propelled platforms with 17-21 axles and each with a 500-tonne load capacity were used.

There were two vital factors for the execution of the concrete slab in order to comply with a set of Specifications that in many aspects went beyond the state of the art to ensure the durability of the design: on the one hand, the properties required for the materials used and mix when both fresh and hardened, and, on the other, a highly detailed study of the site planning, which called for a considerable amount of investment. For the choice of materials and the design of the concrete mix, a preliminary test phase was applied (see below), lasting over 15 months, where a series of characterisation tests were carried out, many of them quite special. The target production of two spans (2 x 140 m) per month, together with the strict requirements of the Specifications, led to the study and implementation of new, advanced concrete-mixing facilities.

The concrete mixing and placing facilities consisted of the following items:

- Steelwork prefabrication and prestressing area

- Mobile frame crane with a 29-metre span, 19 m clearance and a 90-tonne load capacity for the transport and assembly of prefabricated steelwork and prestressed items
- Sets of inner and outer formwork for the steel structure with displacement, positioning, blocking, formwork-removal and withdrawal systems
- Two identical concrete plants to work at a rate of 60 cubic metres per hour with a 2-cubic-metre reverse mixer, one operational and the other on standby in the event of any breakdowns, working less than 40 hours continuously every two weeks to pour the concrete for one section
- Aggregate-storage silo equipment with a capacity of 3000 tonnes (i.e. sufficient for one span), with heat insulation to prevent heating from sun
- Liquid-nitrogen cooling equipment for the concrete components in the plant's silos and tanks
- Concrete-mixing shed with 150 m free clearance, 32 m wide, closed from the top to below the level of the concrete slab, cooled by 28 units, each with a rating of 100000 negative kilo-calories per hour
- Concrete-transport equipment with two automated overhead skips on a 670-metre overhead monorail, with a backup skip in case of breakdowns
- Machinery for distributing, spreading and finishing the concrete

Para la ejecución del tablero de hormigón dos aspectos eran vitales para el cumplimiento de un Pliego que en muchos aspectos pretendía ir más allá del “estado actual del arte” y que se justificaba en la durabilidad de diseño. Por un lado, las propiedades exigidas a los materiales constitutivos y la mezcla, tanto fresca como fraguada. Por otro lado, un estudio muy detallado de la puesta en obra, que generó importantes inversiones. Para la elección de los materiales y el diseño de la dosificación del hormigón, se llevó a cabo la fase de ensayos previos que se describirá más adelante, con una duración superior a los 15 meses, en donde se realizaron una serie de ensayos de caracterización, algunos muy especiales. La necesidad productiva de realizar dos vanos (2 x 140 m) al mes, unida a los estrictos requerimientos del Pliego, ocasionó el estudio e implantación de unas novedosas y avanzadas instalaciones de hormigonado.

Las instalaciones de hormigonado constaban de los siguientes elementos:

- Parque de prefabricados de ferralla y pretensado.
- Pórtico móvil de 29 m de luz, 19 m de gálibo y 90 t de capacidad de carga para transporte y montaje de los elementos prefabricados de ferralla y pretensado.
- Conjuntos de encofrados interiores y exteriores a la estructura metálica con sistemas de desplazamiento, posicionado, bloqueo, desencofrado y retirada.
- Dos plantas iguales de hormigón de 60 m³/h con amasadora a contracorriente de 2 m³, una en operación y otra en reserva para prevenir fallos, que operaban menos de 40



Fig. 11: Detalle de la nave de hormigonado y de las plantas de producción de hormigón.
Fig. 11: Detail of the concrete-placing shed and concrete-production plants.



Fig. 12: Detalle de los encofrados interiores y exteriores en la nave de hormigonado.
Fig. 12: Detail of the inner and outer formwork in the concrete-placing shed.

h seguidas cada dos semanas para el hormigonado de un tramo.

- Instalación de ensilado de áridos con capacidad para 3000 t, lo necesario para un tramo, con aislamiento térmico para evitar su calentamiento por soleamiento.
- Instalación de refrigeración con nitrógeno líquido de los componentes del hormigón en los silos y depósitos de las plantas.
- Nave de hormigonado de 150 m de luz libre y 32 m de anchura, cerrada en la parte superior hasta por debajo del nivel de la losa de hormigón, refrigerada con 28 aparatos de 100000 frigorías/h cada uno.
- Instalación de transporte del hormigón con dos cazos automáticos aéreos de 2 m³ en monorraíl aéreo de 670 m de desarrollo, teniendo un cazo más en reserva para averías.
- Maquinaria de distribución, de extendido y de terminación del hormigón.
- Sistema de medición y control de temperaturas de los componentes del hormigón antes del amasado y del hormigón de la losa durante el fraguado.

La protección de la losa durante el hormigonado frente a los agentes atmosféricos, soleamiento, viento y lluvia, exigió la instalación de una nave que cubriera un vano completo. La necesidad de introducir el tramo de costado en la nave y sacarlo de la misma manera por el lado opuesto y el desplazamiento de los encofrados internos por los lados frontales, obligó a que la nave tuviera diáfanos sus cuatro lados y se

apoyara únicamente en sus cuatro esquinas. La nave tenía unas dimensiones de 150 m de luz libre, 32 m de anchura y 26 m de altura total, con 15 m de altura libre. La estructura principal estaba compuesta por dos celosías paralelas tipo Pratt, pretensadas en el cordón inferior, y convenientemente rigidizadas entre sí. Se ensambló a nivel del terreno y se izó con 4 grandes grúas. Tenía tres niveles de carriles que recorrían toda la nave y que daban soporte a un puente grúa de 5+5 t, a un pórtico transversal de distribución de hormigón y al monorraíl para las vagonetas de transporte. El cerramiento se realizó con paneles tipo “sandwich” y en el techo se dispuso poliuretano proyectado como aislamiento térmico. La necesidad de limitar las temperaturas y el riesgo de fisuración durante el fraguado del hormigón y en edades tempranas, como se describirá posteriormente, impuso, además del enfriamiento de los componentes del hormigón, la refrigeración del aire interior de la nave, cosa insólita en una nave de prefabricación y además de unas dimensiones tan elevadas.

Debido a la forma de la sección transversal y al sistema de ejecución elegido, se diseñaron de forma separada los encofrados exteriores para el voladizo de la sección, con 4,25 m de vuelo aproximadamente, y los interiores para la parte central de la sección, con 15 m de separación entre bordes de celosías. Ambos tipos se modularon en carros individuales de 20 m de longitud, la misma que el módulo de las celosías metálicas del puente. Los encofrados eran metálicos, tanto su estructura principal como la accesoria de los paneles.

- System for measuring and controlling the temperatures of concrete components before mixing and the slab concrete during setting

The need to protect the slab during concreting from atmospheric agents, sunlight, wind and rain, led to the installation of a shed to cover the entire span. The need to bring the section into the shed sideways and remove it the same way from the opposite side and the displacement of the interior formwork from the front sides meant that all four sides of the shed had to be diaphanous, resting only on the four corners.

The dimensions of the shed were 150 m of free span, a width of 32 m and a total height of 26 m, with 15 m of free height. The main structure was composed of two Pratt-type parallel lattices, prestressed on the lower chord, appropriately stiffened together. It was assembled at ground level and hoisted with four big cranes. It had three track levels running along the whole length of the shed to support a 5+5-tonne bridge crane, a transversal concrete-distribution frame crane and a monorail for the transport trucks. The walls were built with sandwich panels and the ceiling was sprayed with polyurethane to provide heat insulation. The need to keep temperatures down and minimise the risk of cracking while the concrete was setting and still young (see below) meant not only the concrete components but also the air inside the shed had to be cooled, an unusual procedure in any prefabrication shed and especially in one so large.

Owing to the shape of the transversal section and the execution system decided upon, the outer formwork for the cantilever of the slab, with a projection of approximately 4.25 m, and the interior formwork for the central part of the slab, with a 15-metre gap between latticework edges, were designed separately. The modules for both types were carried out on individual trucks 20 m long, of the same length used for the module of the steel latticework of the bridge. The formwork was steel, both for the main structure and for the accessory panels. The total weight of the complete unit was about 1400 tonnes.

In order to adapt to the construction camber between the nodes of the structure, each 20-metre module was divided into three parts (6.5 m, 7.0 m and 6.5 m), articulated together but with each being separately controllable. The height adjustment was achieved with a dual system: on the one hand, four hydraulic cylinders, one for each support leg, to bring the module to the desired level, with the cylinders being unloaded with four manually operated heavy-duty screws, supporting their own weight, and the concrete-mixing load; and, on the other, 12 manually operated tools (four for each 6.5-, 7.0- and 6.5-metre section) were used for the fine-tuning of the formwork panels. Each module was equipped with its own hydraulic unit and corresponding lines and auxiliary facilities, such as walkways, ladders for access to each level, and lighting.

All the trucks for the outer formwork included the formwork for the side kerbs, which was adjusted with 12 hydraulic cylinders, and the rails for the finishing machine, which was independently regu-

lated. The rolling of the formwork was carried out with steel wheels along the length of the rails. The total formwork operation for the section was carried out over two working days and the formwork removal in one day. There were two sets of interior formwork, so that while the formwork of one span was being fitted, that of another could be removed. These operations lasted two days and one day, respectively. The trucks for this interior formwork rested on the lower cross beams of the steel structure of the span. For the formwork removal the trucks were moved using hydraulic jacks and bars sliding on skates, which rested on rollers built into removable structures at ground level.

The tolerance for the positioning of the reinforcing bars was ± 10 mm. This, together with the need to carry out the assembly of the reinforcement on the span in three days, made it advisable to pre-assemble the reinforcement in cages 20 m long and with the full width of the slab, including all the transversal prestressing of the slab, anchors included. The weight of the cage reached up to 70 tonnes. The reinforcement cover varied between different zones, depending on their location on the slab, ranging between a minimum of 50 mm and a maximum of 75 mm. The assembly of the reinforcement was carried out on steel beds that mirrored the shape of the slab and were fitted with end buffers for the positioning of the bars. Two sets of reinforcement beds were installed, 14 modules 20 m long. The handling of reinforcing bars was carried out using three tower cranes, two for the two beds and the third for unloading trucks and transporting materials from the manufacturing and cutting workshop to the beds.

El peso total del conjunto era de unas 1400 t.

Para adaptarse a la contraflecha de construcción entre nudos de la estructura, cada módulo de 20 m se dividió en tres partes de 6,5 m, 7,0 m y 6,5 m, que se articulaban entre sí y disponían de una regulación independiente entre ellos. El ajuste en alzado se conseguía con un doble sistema. Por un lado había 4 cilindros hidráulicos, uno para cada pata de apoyo, que acercaban el módulo a la cota deseada. Con 4 tornillos de accionamiento manual, aptos para grandes cargas, se descargaban los cilindros, soportando el peso propio y las cargas de hormigonado. Por otro lado 12 husillos de accionamiento manual, 4 para cada tramo de 6,5 m, 7,0 m y 6,5 m, se utilizaban para el ajuste "fino" de los paneles de encofrado. Cada módulo iba equipado con un grupo hidráulico y sus correspondientes conducciones e instalaciones auxiliares, como pasarelas, escaleras de acceso a cada nivel e iluminación.

Todos los carros de los encofrados exteriores llevaban incorporados los encofrados de los bordillos laterales, los cuales se ajustaban por medio de 12 cilindros hidráulicos, y de las carrileras para la máquina de terminación, que tenían regulación independiente. La rodadura de los encofrados se realizaba por medio de ruedas metálicas a lo largo de carrileras. La operación total de encofrado de la sección se realizaba en dos jornadas de trabajo y el desencofrado en una. Se dispuso de un doble juego de encofrados interiores. Mientras se estaba encofrando en un tablero se estaba desencofrando en otro. Estas operaciones duraban dos días y un día res-



Fig 13: Vista de la zona de montaje de ferralla y pórtico sobre neumáticos para su traslado.
Fig 13: View of the reinforcement assembly area and frame crane on tyres used to transport it.



Fig. 14: Detalle de la vagoneta de hormigonado y de la máquina de acabado.
 Fig. 14: Detail of the concrete skip and finishing machine.

pectivamente. Los carros de estos encofrados interiores se apoyaban sobre las vigas transversales inferiores de la estructura metálica del tablero. Para el desencofrado se realizaba el arrastre de los carros mediante gatos hidráulicos y barras, deslizándolos sobre patines, que se apoyaban en unos rodillos incorporados en unas estructuras abatibles ubicadas a nivel del terreno.

La tolerancia de colocación de las barras de armadura de ± 10 mm, unida a la necesidad de realizar el montaje de la ferralla en el tablero en tres días, aconsejó el premontaje de la misma en jaulas de 20 m de longitud y de sección completa en anchura, incorporando todo el postensado transversal de la sección, incluidos los anclajes.

El peso de la jaula llegaba hasta las 70 t. Los recubrimientos de las armaduras variaban de unos componentes a otros según su ubicación en el tablero, con un mínimo de 50 mm y un máximo de 75 mm. El montaje de la armadura se realizaba en bancadas metálicas, que reproducían la forma de la sección y disponían de topes para el posicionado de las barras. Se instalaron dos juegos de bancadas de ferralla, 14 módulos de 20 m de longitud. La manipulación de la ferralla se realizaba por medio de tres grúas torre, dos de ellas para cada una de las bancadas y la tercera para la descarga de camiones y transporte del material, del taller de elaboración y corte a las bancadas.

Las jaulas de ferralla disponían de una celosía interior, que quedaba embebida en el hormigón, y actuaba como elemento de rigidización y separación de capas. Para reducir la flecha cuando se colocaban sobre el encofrado interior (4,25 m

de voladizo), y para rigidizarlas durante el transporte, se colocaban unas celosías exteriores que, una vez colocados los encofrados exteriores dentro de la nave, eran retiradas y reutilizadas.

El transporte de las jaulas completamente terminadas al tablero (500 m de distancia), se realizaba por medio de un pórtico móvil sobre neumáticos de 29 m de luz, que izaba directamente éstas desde las bancadas de prefabricación. Disponía de cuatro ganchos de 25 t de capacidad cada uno y una altura bajo gancho de 17 m. El motor era diesel de 200 CV y el radio mínimo de giro de 18 m. Los cuatro trenes de ruedas estaban sincronizados, dos de ellos eran tractores. Mediante un sistema auxiliar de gatos existía la posibilidad de giro de los cuatro trenes 90°, para posibilitar un desplazamiento transversal al normal de la marcha. Las operaciones se dirigían mediante un sistema electro-hidráulico gobernado por un autómata programable.

El transporte de hormigón desde las plantas hasta la nave se realizaba mediante 3 vagonetas de 2 m³ de capacidad cada una, que circulaban sobre un monorraíl en circuito cerrado de 670 m de longitud, que partía de la cota +3 m en las plantas hasta la cota +27 m dentro de la nave. Todo este sistema de transporte del hormigón fresco estaba informatizado. Se controlaba mediante sensores de posición a lo largo de todo el circuito y mediante la comunicación entre los PLC's de cada uno de las vagonetas y el PLC central, de manera que el sistema conocía la posición y el status de cada vagoneta.

Desde el laboratorio se transmitía la orden de conformidad de la amasada, que recibida por el PLC de la vagoneta

The reinforcement cages were fitted with an interior lattice, which became embedded in the concrete and helped to stiffen the structure and separate the layers. To reduce the deflection when they were being placed over the interior formwork (4.25 m of cantilever), and to keep them rigid during transport, outer latticework was fitted, which, once the outer formwork was in place inside the shed, was then removed and reused.

The fully finished cages were transported to the span (500 m away) by a mobile frame crane on wheels with a 29-metre span, which hoisted the cages directly from the prefabrication beds. It had four hooks, each with a capacity of 25 tonnes and an under-hook height of 17 m. The crane, powered by a 200-CV diesel engine, had a minimum turning radius of 18 m. The four sets of wheels were synchronised, two of them being powered. Thanks to an auxiliary jack system the four sets of wheels could be turned 90 degrees, making it possible to achieve displacement crosswise to the normal direction of travel. The operations were controlled by an electric/hydraulic system governed by programmable automated system.

The concrete was transported from the plants to the shed in three skips, each with a capacity of 2 m³, running along a monorail in a closed circuit 670 m long, which led from the +3-metre level at the plants to the +27-metre level inside the shed. The entire system for transporting the fresh concrete was computerised, controlled by position sensors placed along the circuit and with communications between the PLCs on each of the skips and the central PLC, so that the system was

aware of the position and status of each skip at all times.

The conformity order for the mix was transmitted from the laboratory and received by the PLC of the skip, triggering its stop motor and pouring the concrete when the proximity sensor detected the transversal distribution frame. This frame, which had a 2-cubic-metre hopper, was used for pouring along the entire length of the span. It also had a 360-degree turning capacity and a vertical-adjustment mechanism of up to 1500 mm, which had the function of reducing the pouring height, adapting to the different heights along the cross-section and adapting lengthwise to the camber.

The strict construction tolerances, in particular insofar as the thickness, width and curvature of the span were concerned (± 5 mm), together with the texture and flatness requirements, made it advisable to install a machine for the surface levelling and finishing of the deck. This machine moved along rails 29 m apart, which mirrored the camber and curvature of the span, located on each of the outer formwork structures. The machine was equipped with a truck that moved crosswise over the load-bea-

ring latticework. This truck had two screws that spread the concrete, a vibration tray and two smoothing cylinders. Two 17.2-kilowatt motors powered it and the lengthwise advance between cycles was up to 25 cm.

Finally, after the concrete-pouring inside the shed, the span was moved outside for the injection of the transversal prestressing for the deck slab, the installation of auxiliary items and positioning on the transport pontoons. All this movement, from the position before the concrete-mixing shed, where the reinforcement was assembled, was carried out on two lines of skids 100 m apart. Movements between these positions were carried out by means of eight skates, with hydraulic cylinders with a capacity of 1000 tonnes, which ran along the skids with push-pull jacks, advancing on racks. The maximum weight of a span after the concrete-pouring of the deck slab was 5500 tonnes.

7. CONSTRUCTION PROCESS FOR THE SPANS

Of the 480000 m² of facilities used for the manufacture of the bridge, 80000 m²

activaba su motor de paro y volteo del hormigón, cuando el sensor de proximidad detectaba al pórtico transversal de distribución. El vertido a lo largo del tablero se realizaba con este pórtico que tenía una tolva de 2 m³, una capacidad de giro de 360° y un mecanismo de ajuste en vertical de hasta 1500 mm, que tenía la función de reducir la altura de vertido, al poderse adaptar a las distintas cotas a lo largo de la sección transversal y a la contraflecha longitudinalmente.

Las estrictas tolerancias de construcción, y en particular las referidas al espesor, anchura y curvatura del tablero de ± 5 mm, unido a los requerimientos de textura y planicidad, aconsejó la instalación de una máquina para la nivelación y acabado superficial del tablero. Esta máquina rodaba sobre unos carriles separados 29 m, que reproducían la contraflecha y curvatura del tablero, y que se ubicaban sobre cada uno de los encofrados exteriores. La máquina disponía de un carro que se trasladaba transversalmente sobre la celosía portante. Este carro disponía de dos rodillos sin fin que distribuían el hormigón, una bandeja vibrante y dos cilindros alisadores. Tenía dos motores de 17,2 kW y el avance longitudinal entre pasadas era de hasta 25 cm.

Por último, después del hormigonado dentro de la nave, el tramo se desplazaba al exterior donde se inyectaba el pretensado transversal de la losa de tablero, se instalaban elementos auxiliares y se colocaban sobre las pontonas de transporte. Todo este desplazamiento, desde la posición anterior a la nave de hormigonado, donde se montaba la ferralla, se hacía sobre dos líneas de imadas separadas 100 m. Los movimientos entre estas posiciones se realizaban por medio de ocho patines, con cilindros hidráulicos de 1000 t de capacidad, que se desplazaban a lo largo de las imadas con gatos "push-pull", avanzando sobre cremalleras. El peso máximo de un tramo después de hormigonada la losa de tablero era de 5500 t.

7. PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE LOS TABLEROS

De los 480000 m² de las instalaciones empleados para la fabricación del puente, 80000 m² estaban directamente



Fig. 15: Prefabricación en taller de componentes metálicos elementales: nudos y barras.
Fig. 15: Workshop prefabrication of basic steel components: joints and bars.



Fig 16: Vista general y detalle de la zona de montaje y ensamblaje de la estructura metálica.
 Fig 16: General view and detail of the steel-structure assembly area.

relacionados en actividades del hormigón y 40000 m² para el taller de prefabricación de ferralla y postensado.

Las fases de fabricación de la estructura metálica eran:

- Prefabricación en taller de componentes metálicos elementales: nudos y barras.
- Montaje y ensamblaje de cuchillos laterales al aire libre.
- Montaje y ensamblaje de la estructura metálica completa al aire libre.
- Comprobación de coincidencia de cordones superior e inferior con tramo anterior.
- Pintado en nave cerrada de la estructura metálica.

Las fases de construcción de la losa de hormigón eran:

- Prefabricación al aire libre de ferralla y postensado
- Colocación del encofrado interior y de la ferralla y postensado en la posición 5 antes de la nave de hormigonado
- Colocación del encofrado exterior, hormigonado, tensado del postensado transversal y retirada del encofrado exterior en la posición 4 dentro de la nave de hormigonado
- Retirada del encofrado interior, inyección de las vainas y relleno de cajetines del postensado y operaciones de terminación en la posición 3 después de la nave de hormigonado

- Acopio de dos tableros en las posiciones 2 y 1 antes del embarque en la pontona

En la posición 5 la estructura metálica se depositaba sobre cuatro gatos hidráulicos de 500 t de capacidad. Unos gatos de empuje “push-pull” la deslizaban unos 30 m hasta unas imadas continuas de hormigón de 3,50 m de ancho, separadas 100 m entre ellas, dispuestas perpendicularmente al cantil del muelle y que se prolongaban hasta dentro de la pontona de transporte. En esta posición se colocaban y nivelaban los encofrados interiores, 7 módulos de 20 m, apoyando sobre las vigas transversales inferiores de la estructura. Después se ponían sobre estos encofrados las jaulas prefabricadas de ferralla y pretensado, 7 módulos de 20 m de longitud y de sección completa, por medio de un pórtico sobre neumáticos de 29 m de luz. Las jaulas de ferralla volaban en esta fase 4,25 m al exterior de la estructura metálica. La duración de los trabajos en esta posición era de 8 días.

En la posición 4, dentro de la nave, la estructura se colocaba sobre las imadas y sobre apoyos pilotados en cada nudo de las dos celosías. Los apoyos reproducían la contraflecha requerida (unos 250 mm). Los dos encofrados exteriores se colocaban en su posición, desplazándolos por rodadura sobre unos carriles, arrastrándolos por medio de cabrestantes. Se nivelaban todos los elementos, ajustándose los encofrados exteriores, los bordillos y los carriles de la máquina de nivelación, a las curvaturas en planta y en alzado requeridas. Después se procedía al hormigonado de la losa en una operación continua de 35 a 40 h.

was directly related to concrete tasks, with 40000 m² for the reinforcement manufacture and prestressing workshop.

The stages in the manufacture of the steel structure were:

- Workshop manufacture of basic steel components: joints and bars
- Assembly of side lattices in the open air
- Assembly of the entire steel structure in the open air
- Checking the match of upper and lower chords with the previous span
- Painting the steel structure in a closed shed

The stages in the construction of the concrete slab were:

- Prefabrication of reinforcement and prestressing in the open air
- Placing of the interior formwork and reinforcement and prestressing at position 5 before the concrete-placing shed
- Placing of the exterior formwork, concrete-pouring, transversal prestressing and removal of the exterior formwork at position 4 inside the concrete-placing shed
- Removal of the interior formwork, injection of the sheaths and filling of prestressing boxes, plus finishing operations at position 3 after the concrete-placing shed

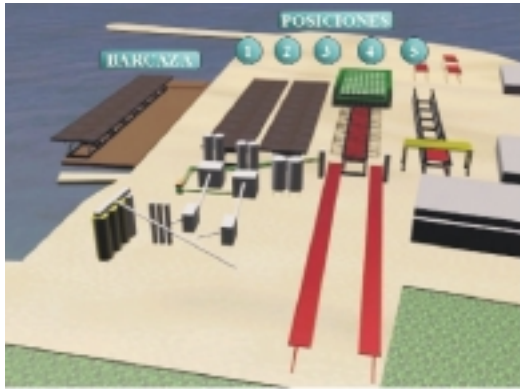


Fig 17: Vista general de posiciones del tramo y detalle de traslado de encofrado interior.
Fig 17: General view of span positions and detail of moving the inner formwork.

- Stockpiling of two spans at positions 2 and 1 before loading onto the pontoon

In position 5 the steel structure was deposited on four hydraulic jacks with a 500-tonne capacity. Push-pull jacks slid about 30 m to continuous concrete skids, 3.50 m wide and 100 m apart, arranged perpendicular to the quayside and running inside the transport pontoon. In this position the interior formwork was placed and levelled, with seven 20-metre modules resting on the lower cross beams of the structure. Then, the prefabricated reinforcement cages and prestressing was placed on this formwork, with seven full-section modules, 20 metres long, by means of a frame crane on wheels with a 29-metre span. During this stage, the reinforcement cages jutted 4.25 m outside the steel structure. Works in this position lasted eight days.

At position 4, inside the shed, the structure was placed on the skids and on supports pile-driven into each of the nodes of the two lattices. The supports mirrored the required camber (about

250 mm). The two exterior formwork sections were placed in position, moving along rails and pulled by winches. All the items were levelled, with the exterior formwork, kerbs and rails of the levelling machine being adjusted to the required horizontal and vertical curvature. The concrete for the slab was then poured in a continuous operation lasting 35-40 hours.

24 hours after the end of pouring the concrete, when the characteristic strength of the concrete was over 40 MPa, the transversal prestressing cables were stressed with an individual jack. This operation lasted one day with four work teams. The sheaths were flat, housing four strands 15.7 mm in diameter, and were placed every 0.40 m, with active anchorage at one end and passive at the other. The reason for using a flat sheath was to minimise the thickness of the slab and thereby reduce the total weight. Before the structure was moved to the next position, the exterior formwork was removed and taken away on the rails. This stage at this position lasted 12-13 days.

A las 24 h de la finalización del hormigonado, cuando la resistencia característica del hormigón era superior a 40 MPa, se procedía al tensado de los cables del postensado transversal, operación de un día de duración con 4 equipos de trabajo. El tensado se realizaba con gato individual. Las vainas eran planas y alojaban 4 cables f15,7 mm de diámetro. Estaban colocadas cada 0,40 m y presentaban un anclaje activo en un extremo y otro pasivo en el opuesto. El objeto de utilizar vaina plana era minimizar el espesor de la losa, ganando en esbeltez y sobre todo en peso total. Antes de mover la estructura a la siguiente posición se retiraba el encofrado exterior desplazándolo sobre los carriles. La estancia en esta posición era de 12 a 13 días.

En la posición 3 se retiraba el encofrado interior por medio de barras de tiro "Dywidag". Previamente habían sido bajados los paneles del encofrado, con los gatos hidráulicos incorporados en el propio encofrado. Para la rodadura había unas estructuras metálicas con rodillos de apoyo y guiado, que



Fig 18: Vista de la estructura metálica en posición 5 y montaje de la ferralla sobre tablero.
Fig 18: View of the steel structure at position 5 and assembly of reinforcement on the slab.



Fig 19: Vista del tramo hormigonado en posición 3 y dos tramos embarcados en la pontona.
Fig 19: View of the concreted span at position 3 and two spans embarked on the pontoon.

se abatían durante el movimiento entre posiciones para evitar interferencias. Simultáneamente a la operación anterior se inyectaban los tendones. Se ejecutaba un tratamiento de agua a presión a 900 bar a las superficies de los cajetines de postensado, al objeto de garantizar una buena superficie de contacto y el cumplimiento de los ensayos de “pull-out” prescritos. Se procedía al relleno de los cajetines con mortero. También se ejecutaban taladros en la mediana, que servirían como alojamiento de los anclajes de las protecciones antichoque, y taladros en la parte inferior para la electrificación de la catenaria. En esta posición el tramo permanecía de 10 a 12 días.

Las posiciones 2 y 1 eran las zonas de acopio previas al embarque. En ellas se realizaban los últimos retoques a los tableros.

8. HORMIGONADO DE LAS LOSAS DE TABLERO

El proceso de hormigonado era una operación continua de duración entre 35 a 40 horas con un rendimiento medio de 35 a 40 m³/h. Al objeto de minimizar la posibilidad de una “junta fría” y basado en un análisis de riesgos, se desarrollaron e implantaron planes de contingencia para dar respuesta a cualquier situación que pudiera presentarse durante este proceso. Como consecuencia de ellos, cada instalación tenía su “reserva” si el tiempo de respuesta para resolver la disfunción excedía al admisible. Por ejemplo, había una segunda planta de hormigón sólo por si fallaba la primera, grupos electrógenos de emergencia, un

sistema alternativo al transporte automático de hormigón, repuestos de todos los componentes, etc. Se definió que debía ejecutarse una junta fría cuando el flujo de hormigón en una sección se interrumpiese por un periodo superior a una hora.

Los silos de los componentes del hormigón: áridos, cemento, microsílíce y aditivos, estaban dimensionados para una capacidad mínima de un vano (alrededor de 1500 m³). Previamente al hormigonado, se comprobaba tanto la cantidad como la temperatura del material almacenado, al igual que todos los elementos o instalaciones principales y de contingencia que intervenían en el hormigonado. Las temperaturas de los componentes del hormigón, en todas y cada una de las fases, se monitorizaban y se registraban en un ordenador. La temperatura previsible de la masa de hormigón, a la salida de la planta de hormigón, no debía exceder en verano de los 20 °C, incorporando el aporte calórico de la amasadora y otros. Función de esta estimación se regulaba el proceso de enfriamiento de los componentes o el de climatización de la nave.

Los áridos eran graníticos y provenían de la provincia de Madrid, de las canteras de la Pola para los tamaños 2-6, 6-12 y 12-25 mm y de la cantera de Jaramasa para la arena 0-2 mm. Los lotes una vez aprobados eran lavados y se depositaban en contenedores que eran precintados. Eran transportados por ferrocarril hasta la estación del Puerto de Santa María y mediante camiones plataforma a las instalaciones de fabricación en Cádiz.

At position 3 the interior formwork was removed with “Dywidag”-type pull bars. The formwork panels had previously been taken down with the hydraulic jacks built into the formwork itself. For the rolling, steel structures were used with support rollers and guides, which were withdrawn during movements between positions to avoid any interference. At the same time as this operation was being carried out, the tendons were injected. Water at a pressure of 900 bars was applied to the surfaces of the prestressing anchor boxes in order to ensure an adequate contact surface and comply with the compulsory pull-out tests. The boxes were then filled with mortar. The central reservation was also drilled to house the anchorages for the crash barriers, with holes also being drilled on the bottom for the electrification of the railway line. The section remained at this position for 10-12 days.

Positions 2 and 1 were the stockpile areas prior to shipment, where any final modifications were made to the spans.

8. CONCRETE-POURING FOR THE DECK SLABS

The concrete-pouring process was a continuous operation lasting 35-40 hours, with an average performance rate of 35-40 m³ per hour. In order to minimise the possibility of any “cold joints” and based on the risk-analysis work carried out, contingency plans were developed and implemented in order to be able to respond to any situation that might arise during this process. As a result, each facility had its own backup if the response time to solve



Fig 20: Vista general y de detalle del hormigonado de la losa mediante el puente repartidor.
Fig 20: General view and detail of concreting of the slab using the distribution bridge.

any malfunction exceeded the acceptable limit. These contingencies included a second concrete plant to be used only if the first failed, emergency power generators, an alternative to the automatic concrete-transport system, spares for all components, etc. It was defined that a cold joint should be carried out if the concrete flow for a span was interrupted for longer than one hour.

The silos for the concrete components, aggregate, cement, micro-silica and additives, were sized for a minimum capacity of one span (about 1500 m³). Before the concrete was mixed, both the quantity and temperature of the stored materials were checked, as were all the items or main and backup facilities involved in the concrete-mixing process.

The temperatures of the concrete components during all the stages were monitored and recorded by a computer. The forecast temperature of the concrete mass on exiting the concrete plant was not to exceed 20°C in summer, including the heat supply of the mixer and others. The process for cooling the components or air-conditioning the shed was regulated based on this estimate.

The aggregate used was granite originating from the province of Madrid, from the Pola quarries for the 2-6, 6-12 and 12-25 mm sizes and from the Jaramasa quarry for the 0-2 mm sand. Once approved, the lots were washed, deposited in sealed containers, and transported by rail to Puerto de Santa María station and from there by platform trucks to the manufacturing facilities in Cadiz.

The containers were unloaded into four main silos with heat insulation, one for each size, with a total capacity of 3000 tonnes, equivalent to cover the concrete-mixing needs for one span. Depending on the temperature of the aggregate upon delivery and that forecast for the day the concrete was to be mixed, the aggregate was cooled with liquid nitrogen in an initial cryogenic treatment. Either of the two plants could be fed equally from the main silos by using a rotary conveyor belt. Computer systems were used to ensure that the feeding between the different silos was only carried out with identical granule sizes. Upon arrival, the material was controlled with presence sensors and the aggregate was re-cooled (a technique that was found to work best if carried out a maximum of one hour before the material was used), thereby minimising losses through energy dissipation.

The cement, with a low alkali content, chromate-free and with a special seal identifying it as having been manufactured as "Öresund type", came from the Valenciana de Cementos factory in San Vicente de Raspeig (Alicante) and was transported by sea to silos at the Port of Cadiz. Upon arrival at the Cadiz facilities, it was unloaded into two 250-tonne silos. For the transfer of the cement from these main silos to those at the plants, a computer-controlled cryogenic treatment was used, which cooled it to the ambient temperature. A cooling plant was used to cool the water used for the manufacture of the concrete to 4°C.

The two concrete plants used were of the Skako type, with a capacity of 60 m³ per hour, with a 2-cubic-metre reverse vertical-axle mixer. They had four hop-

La descarga de los contenedores se realizaba en cuatro silos principales con aislamiento térmico, uno para cada uno de los tamaños, con una capacidad total de 3000 t, equivalentes a las necesidades para el hormigonado de un tablero. Dependiendo de la temperatura de los áridos a la recepción y la prevista el día de hormigonado, se enfriaban los áridos mediante nitrógeno líquido en un primer tratamiento criogénico. Desde los silos principales se podía alimentar indistintamente cualquiera de las dos plantas mediante una cinta móvil giratoria. Por medios informáticos se garantizaba que la alimentación entre los silos sólo se realizaba con granulometrías idénticas. A la llegada del material, controlado mediante sensores de presencia, se le confería al árido un segundo tratamiento criogénico, el cual presentaba mejor rendimiento al hacerse como máximo una hora antes del empleo de material, minimizándose con ello las pérdidas por disipación de energía.

El cemento, de bajo contenido en álcalis, sin cromatos y con sello especial de fabricación "tipo Öresund", provenía de la factoría de Valenciana de Cementos en San Vicente de Raspeig (Alicante), transportándose en barco a unos silos situados en el Puerto de Cádiz. A la llegada a las instalaciones de Cádiz se descargaba en dos silos de 250 t de capacidad cada uno. En el trasvase del cemento desde éstos silos principales a los de las plantas, se le aplicaba un tratamiento criogénico informatizado para reducir su temperatura hasta la del ambiente. El agua empleada en la fabricación del hormigón se enfriaba por medio de una planta enfriadora hasta los 4 °C.

Las dos plantas de hormigón eran tipo SKAKO, de 60 m³/h de capacidad, con amasadora de eje vertical contracorriente de 2 m³. Disponían de cuatro tolvas de 30 m³ de capacidad, 2 silos de cemento de 85 t y uno de "slurry" de microsílce de 40 t. El modelo elegido garantizaba una tolerancia de pesada muy estricta y una excelente homogeneidad de la amasada. Había tres cámaras de video estratégicamente colocadas, una de ellas en el interior de la amasadora. El "slurry" empleado, 50% microsílce y 50% agua, provenía de Rotterdam (Países Bajos) con materia prima de Noruega. Durante su almacenamiento en las plantas de hormigón se agitaba permanentemente al objeto de garantizar la homogeneidad prescrita.

Seleccionada la planta que iba a iniciar el hormigonado, se recargaban sus silos secundarios aplicando el tratamiento criogénico requerido, función de las condiciones ambientales y de las temperaturas de tratamientos anteriores. Realizada la amasada de 2 m³ se descargaba la misma en una vagoneta a la vez que se tomaban muestras.

El hormigón de las muestras era ensayado en el laboratorio secundario próximo a las plantas. Aire ocluido, cono, temperaturas y densidad eran ensayados y registrados. Si en algún parámetro los límites prescritos eran excedidos, la amasada era rechazada directamente desde el laboratorio mediante un PC, que transmitía la señal a la vagoneta antes de ser descargada. Los ensayos reseñados se realizaban al principio en todas las amasadas (control al 100%). Si los resultados eran todos positivos se iba reduciendo el volumen de ensayos hasta un mínimo del 30 % de las amasadas.

El hormigonado del tablero se realizaba en el interior de la nave climatizada. El transporte del hormigón se hacía mediante un sistema de vagonetas automatizadas que recorrían el camino desde la planta hasta su punto de vertido dentro de la nave, en un puente de distribución que repartía el hormigón en tongadas. Simultáneamente el hormigón estaba siendo ensayado. Cada vagoneta llevaba un semáforo con luz amarilla encendida para indicarlo. Si el resultado era aceptable el semáforo cambiaba a luz verde y la vagoneta descargaba en el puente. Si no lo era, la luz cambiaba a roja y automáticamente la vagoneta pasaba sobre el puente sin descargar y vertía en el exterior en una tolva especial de rechazos.

El reparto del hormigón se realizaba en fases:

- Bordillos extremos y conexión con la estructura metálica en tongadas de 0,40 m.
- Bordillos extremos y sección transversal completa en calles de 0,70 m de ancho.
- Última tongada (tercera) en bordillos.

En cada una de las fases se realizaba una vibración manual. En los bordillos y para reducir las burbujas en la superficie, se ejecutaba una vibración adosada a los encofrados.

La terminación de la superficie se realizaba con una máquina que nivelaba y confería el grado de rugosidad requerido. Por detrás de esta máquina había un puente de fratasado manual que tenía como misión corregir cualquier desperfecto que pudiera dejar la máquina auto-

pers with a capacity of 30 m³, two 85-tonne cement silos and one 40-tonne microsilica-slurry silo. The model chosen guaranteed a very strict weighing tolerance and an excellently even-textured mix. Three video cameras were strategically placed, one of them inside the mixer. The slurry used, 50% micro-silica and 50% water, came from Rotterdam (Netherlands) with raw material from Norway. While being stored at the concrete plants, it was continuously stirred in order to comply with the evenness requirements.

After the plant that was to begin mixing the concrete was selected, its secondary silos were reloaded, applying the required cryogenic treatment according to the environmental conditions and the temperatures of the previous treatments. After 2 m³ had been mixed, it was unloaded into a skip and samples were taken.

The concrete sampled was tested in the secondary laboratory located near the plants. The entrained air, cone, temperature and density were essayed and recorded. If the compulsory limits were exceeded for any parameter, the corresponding mix was rejected directly from the lab via a PC, which transmitted the signal to the skip before it was unloaded. At first, these tests were performed on all the mixes made (100% control). If the results were all positive, the volume of tests was reduced down to a minimum of 30% of the mixes.

The concrete-pouring for the deck slab was carried out inside the air-conditioned shed. The concrete was transported by a system of automated skips running from the plant to the pouring



Fig 21: Vistas de la losa terminada después del hormigonado con y sin la protección.
Fig 21: Views of the finished slab after concreting with and without protection.

point inside the shed, on a distribution bridge that spread the concrete in layers. While this was being done, the concrete was being tested. Each truck had a yellow light to indicate its status. If the result of the test was satisfactory, the light changed to green and the skip poured its content on the hopper of the bridge. If the test result was unsatisfactory failed, the light changed to red and the skip automatically passed over the bridge without unloading, pouring its concrete into a special rejects hopper located outside.

The spreading of the concrete was carried out in stages:

- Kerb edges and joints with the steel structure in 0.40-metre layers
- Kerb edges and full cross-section in lanes 0.70-metres wide
- Top (third) layer on kerbs

The concrete was manually vibrated during each of the stages. At the edges and to reduce surface bubbles, vibration was carried out with vibrators on the formwork.

The surface was finished with a machine that levelled the concrete and afforded the appropriate degree of roughness. Behind this machine there was a manual float bridge to correct any defect that might have been left by the automatic machine, place heat sensors on the surface and fit the plastic sheeting for curing, which had to be done before the evaporation limit (0.5 kg/m²) was reached. In parallel to the concrete-pouring process, the formwork was removed from the edges after 12 hours. Every 12 hours the concrete-mixing plant was changed and all parts were cleaned in a time not exceeding 15 minutes.

In order to comply with the conditioning factors imposed by the specification of not exceeding a temperature of 60°C for concrete during setting, and to eliminate any risk of cracking, it was necessary to air-condition the concrete-placing shed in order to ensure that the temperature inside did not exceed 20°C on the hottest day forecast. Facilities were designed that consisted of the following basic elements:

- 3 water coolers with air condensation with 651 kW of cooling power

and a water flow rate of 31 litres per second. The outlet temperature of the water was 6°C.

- 28 air-conditioning units with an air flow of 11000 cubic metres per hour and ten blower nozzles for each of them. Networks of water pipes and air ducts.
- Computerised instruments and control for all processes

9. CHARACTERISTICS OF THE CONCRETE FOR THE DECK SLABS

9.1. Overview

The objective was to achieve high-performance concrete that would last over 100 years in a particularly harsh climate. As generic characteristics the concrete had to be free of any risk of aggregate-alkali reactions, withstand the freezing and thawing cycles, have a minimum compression strength of 50 MPa and prevent penetration by chlorides. In order to achieve these goals, the works specifications imposed very strict restrictions on the materials used, the production process and the properties of the fresh and hardened concrete. Full-scale testing of the entire process before the construction of the deck slabs was also required as a compulsory condition.

Since some of the tests took a long time to perform and there was not enough time to remedy the situation if the process chosen was not the correct one, it was necessary to perform testing in parallel for a large number of different materials and their combinations in different mixes in order to ensure that at least one was acceptable. Moreover, only the search and collection of the big quantity of foreign applicable standards and to obtain them in English language was a long and arduous work. Once the materials to be used for the concrete had been selected, a testing process began, which would last over a year, to test the mix designs in the form of both fresh and hardened concrete, as well as the characteristics of the hardening process itself.

mática, colocación de termo-sensores de superficie y colocación de los plásticos de curado, que debían ser colocados antes de llegar al grado de evaporación límite (0,5 kg/m²). Paralelamente al proceso de hormigonado se quitaban, después de 12 h, los encofrados de los bordillos. Cada 12 h se cambiaba de planta de hormigonado y se realizaba la limpieza de todos los elementos durante un tiempo no superior a los 15 min.

Para cumplir con los condicionantes impuestos por la especificación de no superar la temperatura del hormigón durante su fraguado los 60 °C, y para garantizar que no existía riesgo de fisuración, era preciso climatizar la nave de hormigonado para mantener dentro de ella una temperatura máxima de 20 °C el día más caluroso previsto. Se diseñaron unas instalaciones que básicamente constaban de los elementos que siguen:

- 3 enfriadoras de agua con condensación por aire de 651 kW de potencia frigorífica y un caudal de agua de 31 l/s. La temperatura de salida del agua era de 6 °C.
- 28 climatizadores con un caudal de aire de 11000 m³/h y 10 toberas de soplado por cada uno de ellos. Redes de tuberías y conductos de agua y aire.
- Instrumentación y control informático de todos los procesos.

9. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN DE LAS LOSAS DE TABLERO

9.1. Generalidades

El objetivo era conseguir un hormigón de altas prestaciones con una durabilidad superior a 100 años en un clima especialmente duro. Como características genéricas se requería un hormigón sin posibilidad de reacción árido-álcali, que resistiera los ciclos de hielo-deshielo, que poseyera una resistencia mínima a compresión de 50 MPa y que impidiera la penetración de cloruros. Para alcanzar estos objetivos la especificación de la obra imponía unos requisitos muy estrictos a los materiales constituyentes, al proceso de producción y a las propiedades del hormigón fresco y

endurecido. Además exigía demostrar mediante ensayos completos de todo el proceso a escala real y previamente a la construcción de los tableros, que se cumplía todo lo exigido. Como algunos ensayos eran de muy larga duración y no había tiempo para rectificar si el proceso elegido no era correcto, hubo que ensayar en paralelo gran número de materiales diferentes y sus combinaciones con diferentes mezclas para asegurar que al menos una era aceptable. Además, sólo la búsqueda y recopilación de la elevada cantidad de normas aplicables extranjeras y su obtención en idioma inglés fue larga y laboriosa. Seleccionados los materiales constituyentes del hormigón, se inició un proceso de ensayos, de más de un año de duración para distintos diseños de mezcla, tanto del hormigón fresco como del hormigón endurecido, así como de las características del propio proceso de endurecimiento.

9.2. Propiedades que se exigían a los materiales constituyentes del hormigón

Los materiales constituyentes del hormigón debían satisfacer las propiedades siguientes:

Cemento: Se permitía exclusivamente cemento tipo Portland CEM I 42.5 o CEM I 52.5 de acuerdo con la norma ENV 197-1 con algunos requisitos adicionales: $A_3C < 5\%$, $MgO < 3\%$, álcalis totales $< 0,6\%$, cromato soluble $< 2,0$ mg/kg, variación de finura Blaine < 200 cm²/g, variación del valor medio de seis ensayos consecutivos de resistencia a compresión < 4 MPa y variación del calor total de hidratación < 20 kJ/kg.

Microsílice: Debía cumplir los requisitos previstos en la norma ENV-197-1, aún siendo su proporción inferior al 5% del peso de cemento, con algunos requisitos adicionales: $SO_3 < 2\%$, $MgO < 5\%$, NaO libre equivalente $< 1\%$, cloruros $< 0,1\%$, cal libre $< 1\%$, Si libre $< 0,4\%$ y variación de la densidad aparente seca < 50 kg/m³.

Cenizas volantes: No se permitía su uso.

Agua: Debía ser suministrada por una red de agua potable, cumpliendo los

requisitos establecidos por el Ministerio Danés de Medio Ambiente, limitándose el contenido máximo de cloruros a 600 mg/l de acuerdo con la norma DS 249.

Aditivos: Debían cumplir los requisitos de las normas prEN 934-2 y prEN 934-6.

Árido grueso: Se definía como tal aquel en el que la mayor parte de las partículas tenían diámetros superiores a 2 mm. Debían proceder del machaqueo de rocas sanas sin sustancias degradables. Debían cumplir una serie de requisitos adicionales: tamaño máximo < 32 mm, partículas de tamaño inferior a $0,063$ mm $< 1\%$, variación de la cantidad de material que pasa por la malla de 4 mm y de la malla mitad del tamaño máximo $< 5\%$, ausencia de impurezas orgánicas, contenido de pirita, pirrotina y arcilla determinado por petrografía $< 1\%$, absorción $< 1\%$, retracción de secado $< 0,05\%$, expansión en probetas de hormigón después de 52 semanas $< 0,04\%$ y expansión en probetas de mortero después de 2 semanas $< 0,1\%$.

Árido fino: Se entendía por tal aquel que su tamaño máximo era inferior a 2 mm. También se exigían requisitos específicos: partículas de tamaño inferior a $0,063$ mm $< 3\%$, variación de la cantidad de material que pasa por el tamiz de $0,25$ mm $< 5\%$, ausencia de impurezas orgánicas, retracción de secado $< 0,05\%$ y expansión en probetas de mortero después de 20 semanas $< 0,05\%$.

Todas estas condiciones habían sido fijadas por una comisión de expertos analizando ensayos y experiencias de obras anteriores en ambientes similares.

9.3. Diseño de la dosificación del hormigón

El diseño de la dosificación del hormigón debía cumplir con los siguientes requisitos referidos a las cantidades realmente dosificadas:

- Máxima relación agua - cemento: 0,4.
- Mínimo contenido de cemento: 325 kg/m³
- Máximo contenido de microsílice: 5% del peso total de cemento+ microsílice.

9.2. Properties required of the materials used to make the concrete

The appropriate materials for the concrete had to satisfy the following properties:

Cement: Only Portland type CEM I 42.5 or CEM I 52.5 cement was allowed to be used, according the EMV 197-1 standard, with certain additional characteristics: $A_3C < 5\%$, $MgO < 3\%$, total alkalis $< 0,6\%$, soluble chromate $< 2,0$ mg/kg, Blaine finesses variation < 200 cm²/g, variation of mean value of six consecutive tests of compressive strength < 4 MPa and variation of total hydration heat < 20 kJ/kg.

Microsilica: To comply with the requirements set out under the ENV-197-1 standard, although with the proportion to be under 5% of the weight of the cement, with certain additional requirements: $SO_3 < 2\%$, $MgO < 5\%$, equivalent free NaO $< 1\%$, chlorides $< 0,1\%$, free CaO $< 1\%$, free Si $< 0,4\%$ and variation of the apparent dry density < 50 kg/m³.

Fly ash: Not allowed to be used.

Water: To be supplied by a drinking-water network, complying with requirements fixed by the Danish Ministry of the Environment, with the maximum chloride content limited to 600 mg/l, according the DS 249 standard.

Additives: To comply with the requirements set out in the prEN 934-2 and prEN 934-6 standards.

Coarse aggregate: Defined as such is aggregate in which most of the particles are over 2 mm in diameter. To be obtained by crushing healthy rocks with no degradable substances. A number of other requirements also had to be met: maximum size < 32 mm, particles of size less than $0,063$ mm $< 1\%$, variation of the material quantity that pass through a 4 mm sieve and a sieve of half of the maximum size $< 5\%$, absence of organic impurities, pyrite, pyrrhotine and clay content determined by petrography $< 1\%$, absorption $< 1\%$, shrinkage of drying $< 0,05\%$, expansion measured on concrete specimens after 52 weeks $< 0,04\%$ and expansion measured on mortar specimens after 2 weeks $< 0,1\%$.

Fine aggregate: Defined as such is aggregate in which the maximum size is under 2 mm. Certain specific requirements also had to be met: particles of size less than 0,063 mm < 3%, variation of the material quantity that pass through a 0,25 mm sieve < 5%, absence of organic impurities, shrinkage of drying < 0,05%, and expansion measured on mortar specimens after 20 weeks < 0,05%.

All these conditions had been fixed by a committee of experts, having analysed tests and experiences from earlier works in similar environments.

9.3. Design of the concrete mix

The design of the concrete mix had to comply with the following requirements, which applied to the actual quantities used:

- Maximum water-cement ratio: 0.4
- Minimum cement content: 325 kg/m³
- Maximum microsilica content: 5% of the total weight of cement + microsilica
- Minimum cement + microsilica content: 340 kg/m³
- Maximum chlorine-ion content: under 0.1% of the cement + microsilica content
- Maximum Na₂O content: equivalent to under 3 kg/m³ for a mortar content of 60%

9.4. Properties demanded for fresh concrete

The following properties had to be satisfied by the fresh concrete:

- Entrained-air content such that, being within the limits of 9.5% in fresh concrete and 3% in hardened concrete, it would enable proper resistance to ice and to freezing and thawing cycles to be achieved, the alter being measured by “salt scaling” and “critical dilation” tests on test specimens of hardened concrete
- Control of entrained air measured with the aerometer by determining

the density of the fresh concrete

- Sufficient workability for proper use of the concrete on site, taking into account the onsite systems planned, the ambient temperature and that of the concrete
- Beginning of setting under 6 hours, unless exceptionally justified, and demonstration by petrography of the quality of the internal structure of the concrete.
- No exudation

The Specifications required the study of the stability of the entrained-air system for each of the mixes, varying the mixing times, transport times, pumping or other concrete-transport system, and different vibration methods and times. They also required the fixing of a ratio for the entrained-air content measured immediately after the mixing, transport and use on site of the fresh concrete, and once hardened, by pouring blocks at least 1 m³ in size in order for the contractor to establish the limits for the validity of the mix tested. The same study also had to be carried out for workability and temperature.

9.5. Properties demanded for the hardening process

During the setting and hardening of the concrete it was required for the maximum temperatures and traction stresses generated by the setting process, taking into account the process for use on site, not to exceed certain admissible limits.

9.6. Properties required for hardened concrete

Two properties were required for the hardened concrete: resistance to compression measured in a 15x30 cm cylindrical specimens specimen of over 50 MPa, and an entrained air content of over 3%, distributed in such a way as to enable mass-loss values to be obtained of under 0.3 kg/m² as the average value of four test specimens and 0.5 kg/m² as an individual value, after 56 cycles of freezing and thawing, and 1.0 kilograms/m² after 112 cycles, per the SS 136244 test standard, and the absence of an critical

- Mínimo contenido de cemento+microsilice: 340 kg/m³
- Máximo contenido de ion cloro: menor del 0,1% del contenido de cemento+microsilice.
- Máximo contenido de Na₂O: equivalente menor de 3 kg/m³ para un contenido de mortero del 60%.

9.4. Propiedades que se exigían al hormigón fresco

Las propiedades que debía satisfacer el hormigón fresco eran las siguientes:

- Contenido en aire ocluido tal que, estando comprendido entre el 9,5% en hormigón fresco y el 3% en hormigón endurecido, permitiera lograr una resistencia adecuada al hielo y a los ciclos de hielo-deshielo, medida ésta mediante los ensayos de “salt scaling” y “critical dilation” sobre probetas de hormigón endurecido.
- Control del aire ocluido medido con el aerómetro mediante la determinación de la densidad del hormigón fresco.
- Trabajabilidad suficiente para una adecuada puesta en obra del hormigón, habida cuenta de los sistemas de puesta en obra previstos, y teniendo en cuenta la temperatura ambiente y del hormigón.
- Inicio de fraguado inferior a 6 horas, salvo justificación especial, y demostración mediante petrográfias de la calidad de la estructura interna del hormigón.
- Ausencia de exudación.

El Pliego de Condiciones exigía el estudio de la estabilidad del sistema de aire ocluido, para cada una de las mezclas, variando los tiempos de amasado, los tiempos de transporte, el bombeo u otro sistema de transporte del hormigón, y distintos métodos de vibrado y tiempos del mismo. También requería el establecimiento de una relación entre el contenido de aire ocluido medido inmediatamente después del amasado, del transporte y de la puesta en obra del hormigón fresco, y una vez endurecido, mediante el hormigonado de bloques de

al menos 1 m³, para que el contratista estableciera los límites de validez de la mezcla ensayada. El mismo estudio debía hacerse para la trabajabilidad y la temperatura.

9.5. Propiedades que se exigían al proceso de endurecimiento

Durante el fraguado y el endurecimiento del hormigón se exigía, teniendo en cuenta el proceso de puesta en obra, que las temperaturas máximas y las tensiones de tracción generadas por el proceso de fraguado no superasen unos determinados límites admisibles.

9.6. Propiedades que se exigían al hormigón endurecido

Las propiedades que se exigían al hormigón endurecido eran dos, una resistencia a compresión medida en probeta cilíndrica de 15x30 cm superior a 50 MPa, y un contenido de aire ocluido superior al 3%, con una distribución tal que permitiera obtener unos valores de pérdida de masa menores a 0,3 kg/m² en valor medio de cuatro probetas y 0,5 kg/m² como valor individual, después de 56 ciclos de hielo-deshielo, y 1,0 kg/m² después de 112 ciclos, según la norma de ensayo SS 136244, y la ausencia de dilatación crítica en probetas ensayadas a 3, 8, 12, 16, 20 y 24 semanas de edad, de acuerdo con la norma ASTM C 671 modificada.

Los ensayos de pérdida de masa, "salt scaling", debían superarse tanto por las probetas tomadas en laboratorio como por los testigos extraídos de los bloques de 1 m³ elaborados durante el estudio de las propiedades del hormigón fresco.

Además de las condiciones anteriores, el Pliego exigía la determinación de la permeabilidad a los cloruros del hormigón endurecido, mediante las normas de ensayo ASTM C 1202 y APM 302, sobre testigos extraídos desde los seis meses de madurez en adelante, la determinación de la densidad del hormigón endurecido y el estudio petrográfico del hormigón, este último, tanto para determinar la calidad del aire ocluido, como la de la estructura interna del hormigón, con el fin de establecer las correlaciones necesarias para asegurar un control

del mismo durante la fase de producción, sin necesidad de realizar continuamente ensayos de larga duración.

9.7. Desarrollo de la fase de ensayos previos

Las exigencias del Pliego de Condiciones eran de gran complejidad: requisitos exigidos tanto a los materiales constituyentes del hormigón, como al hormigón en sí mismo, altas exigencias de calidad, exigencia de autocontrol de todos los materiales, aplicación de la ISO 9000 a todos los suministros, obligación de realizar los ensayos en laboratorios acreditados en dichos ensayos y trabajando de acuerdo con la EN 45001, aplicación de normas extranjeras en todos los ensayos, algunas de ellas de carácter provisional, larga duración de alguno de los ensayos en los que no se tenía la experiencia necesaria para asegurar su resultado positivo, etc. Estas condiciones obligaron ya desde la fase de la oferta a iniciar los primeros estudios de idoneidad de materiales constituyentes y a evaluar distintas centrales de hormigonado capaces de satisfacer las demandas de calidad exigidas.

Teniendo en cuenta las fechas de adjudicación de obra, la duración de los ensayos y la fecha en que debía comenzarse la producción para cumplir con los plazos impuestos por el cliente, no quedaba holgura alguna para desarrollar la fase de ensayos previos de una única mezcla y corregirla si en algún ensayo no se alcanzaban los límites establecidos. Se optó entonces por estudiar en paralelo varias soluciones, tanto para los áridos como para el cemento y el diseño de mezcla en sí mismo. Esta fase de ensayos previos tuvo una duración superior a los 15 meses, donde se debió demostrar que se satisfacían las exigentes especificaciones del Pliego descritas en los apartados anteriores.

9.8. Dosificación del hormigón

Después de la fase de ensayos previos se llegó a la siguiente dosificación del hormigón:

- Cemento 380 kg/m³
- Microsilice ("slurry") 29 kg/m³
- Agua 139 kg/m³

dilation in test specimens essayed at 3, 8, 12, 16, 20 and 24 weeks of age, according the modified ASTM C 671 standard.

The mass-loss, salt-scaling tests therefore had to be passed by the test specimens sampled in the laboratory and by the samples taken from the 1-cubic-metre blocks made during the study of the properties of the fresh concrete.

In addition to the requirements described above, the Specifications required the measurement of the permeability of the hardened concrete to chlorides, per the ASTM C 1202 and APM 302 test standards, using samples taken after six months and subsequently, measurement of the density of the hardened concrete and the petrography study of the concrete, to measure the quality of both the entrained air and the internal structure of the concrete, in order to establish the necessary correlations to assure proper control during the production stage, with no need to continuously perform long-lasting tests.

9.7. Development of the advance test phase

The requirements in the Specifications were extremely complex, requirements demanded of both the materials used as components of the concrete and the concrete itself; high quality demands; a demand for the self-monitoring of all the materials; the application of the ISO 9000 standard to all supplies; the obligation to perform tests only in laboratories approved for such testing and working in accordance with the EN 45001 standard; the application of foreign standards to all the tests; some of which were provisional; and the long duration of some of the tests, in which there was insufficient experience to ensure that the results would be positive; among others. These conditions meant that from the tender stage studies had to be carried out of the suitability of component materials and different concrete-mixing plants assessed to verify whether they would satisfy the quality requirements imposed.

Given the dates of the contract award, the duration of the tests and the date when production had begin if the client's deadlines were to be met, there was no leeway left for an advance test

phase of a single mix and no time for any corrections to be made if any test failed to achieve the established limits. It was therefore decided to study several solutions in parallel, for the aggregate, the cement and for the design of the mix itself. This advance test phase lasted over 15 months in order to demonstrate that the demanding specifications set out in the Specifications (see above) had been met.

9.8. Concrete mix

After the advance test phase the concrete mix was designed with the following ingredients:

- Cement: 380 kg/m³
- Microsilica ("slurry"): 29 kg/m³
- Water: 139 kg/m³
- Plasticising agent: 0.76 kg/m³
- Fluxing agent: 7.9 kg/m³
- Air-entraining agent: 0.45 kg/m³
- Sand 0-2 mm: 624 kg/m³
- Aggregate 2-6 mm: 137 kg/m³
- Aggregate 6-12 mm: 438 kg/m³
- Aggregate 12-32 mm: 564 kg/m³

9.9. Results of the concrete tests

The granule-size curve for the mix defined above fell within the optimal area according to the DIN 1045 standard. The equivalent water-cement ratio was 0.34, while the water-binder ratio was 0.353. The alkali content was 2.6 kg/m³, while the chloride content was 0.06% of the weight of the binder. The air content was 6% with a final mixing time of 60 seconds and total of 115 seconds. The percentage of air bubbles under a 2 mm was 3.6% with a specific surface of 29.5 mm⁻¹ and a spacing factor of 0.14 mm. The stability of the entrained-air system was not affected by variations in the mixing time, tests were carried out with mixing times of 45, 60 and 90 seconds, remaining stable during setting. However, it was very sensitive to the type and duration of the vibration.

The density of the fresh concrete was 2.34 kg/m³. Its consistency at the outlet measured in a 15-centimetre Abrams cone presented perfect dispersion of the mass of both the microsilica and the cement. Setting began after 412 minutes and ended after 422 minutes.

Resistance to compression was around 60 MPa, the elasticity module was 34.5 GPa and resistance to traction was 4.9 MPa. Insofar as resistance to ice was concerned, the mass loss value was around 100 g after 56 days, both in test specimens and in samples, and 330 g after 112 days. The critical-dilation value did not exceed 40 micro-deformations, representing less than 50% of the breakage deformation of the concrete to traction. The values for permeability to chlorides were around 425 culombs and the diffusivity-to-chlorides coefficient was $2.31 \cdot 10^{-12}$ m²/s. The heat generated during the hardening process was 305 kilojoules per kilogram.

The performance of the test, both in the advance stage and when monitoring the construction of the deck slabs, was coordinated and controlled by GEOCISA and supervised by Dragados Off-shore. It was mostly carried out in a laboratory built specially on the site by GEOCISA. Certain special tests were performed in off-site laboratories, Dansk Beton Teknik (DBT, Denmark) helped with the petrography studies and the analysis of the entrained air in the concrete; SP (Sweden) performed the critical-dilation tests and helped with the tests on the resistance to freezing and thawing (salt scaling); and the Eduardo Torroja Institute (Spain) performed the tests on the permeability to chlorides and helped equip the site for the testing of creep and shrinkage.

10. CONCRETE CHARACTERISATION AND CONTROL TESTS

10.1. Overview

The concrete of the deck slabs would have to withstand an extremely aggressive environment during a scheduled working life of 100 years. For this reason, the specifications insisted on such aspects as the reactivity of the aggrega-

- Plastificante 0.76 kg/m³
- Fluidificante 7.9 kg/m³
- Aireante 0.45 kg/m³
- Arena 0-2 mm 624 kg/m³
- Árido 2-6 mm 137 kg/m³
- Árido 6-12 mm 438 kg/m³
- Árido 12-32 mm 564 kg/m³

9.9. Resultado de los ensayos del hormigón

La curva granulométrica de la dosificación definida anteriormente se situaba en la zona óptima según la norma DIN 1045. La relación agua-cemento equivalente era de 0,34, mientras que la relación agua-conglomerante era de 0,353. El contenido de álcalis era de 2,6 kg/m³, mientras que el contenido en cloruros era del 0,06% sobre el peso de conglomerante. El contenido de aire era del 6% con un tiempo final de amasado de 60 s y total de 115 s. El porcentaje de aire de dimensión inferior a 2 mm era del 3,6% con una superficie específica de 29,5 mm⁻¹ y un factor de espaciamiento de 0,14 mm. La estabilidad del sistema de aire ocluido no se veía afectada por la variación del tiempo de amasado, habiéndose ensayado con 45, 60 y 90 s, conservándose estable durante el fraguado. Sin embargo era muy sensible al tipo y duración del vibrado.

La densidad del hormigón fresco era de 2,34 kg/m³. Su consistencia a la salida de amasadora medida en cono de Abrams de 15 cm, con una dispersión perfecta en la masa tanto de la microsilice como del cemento. El inicio de fraguado se producía a los 412 min y su final a los 422 min.

La resistencia a compresión se situaba alrededor de los 60 MPa, el módulo de elasticidad era de 34,5 GPa y la resistencia a la tracción de 4,9 MPa. En cuanto a la resistencia al hielo, el valor de la pérdida de masa se situaba en torno a 100 g a los 56 días, tanto en probeta como en testigo, y en 330 g a los 112 días. El valor de la dilatación crítica no superaba las 40 micro-deformaciones, lo que representaba menos del 50% de la deformación de rotura del hormigón a tracción. Los valores de la permeabilidad a los cloruros se situaban

en el entorno de 425 culombs y el coeficiente de difusibilidad a los cloruros en $2,31 \cdot 10^{-12}$ m²/s. En cuanto a las propiedades del proceso de endurecimiento destacar que el calor generado en el mismo era de 305 kJ/kg.

La realización de los ensayos, tanto de la fase previa como el control durante la construcción de los tableros, fue coordinada y controlada por GEOCISA y supervisada por DRAGADOS OFFSHORE. Fue llevada a cabo en su mayor parte en un laboratorio especialmente montado en obra por GEOCISA. Algunos ensayos especiales se realizaron en laboratorios fuera de la obra. Dansk Beton Teknik (DBT, Dinamarca) colaboró en los estudios petrográficos y en el análisis del aire ocluido en el hormigón. SP (Suecia) realizó los ensayos de dilatación crítica y colaboró en los ensayos de resistencia al hielo-deshielo (salt scaling). Finalmente, el Instituto Eduardo Torroja llevó a cabo los ensayos de permeabilidad a los cloruros y colaboró en el equipamiento en obra para el ensayo de fluencia y retracción.

10. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN Y CONTROL DEL HORMIGÓN

10.1. Generalidades

El hormigón de las losas de los tableros deberá soportar un ambiente muy agresivo durante una vida útil prevista de 100 años. Por ello, las especificaciones insistían sobre aspectos como la reactividad de los áridos a los álcalis del cemento, la resistencia a la acción del hielo y la impermeabilidad frente a los cloruros. También exigían la modelización del hormigón a edad temprana con el fin de predecir el riesgo de fisuración del hormigón, por lo que fue preciso obtener experimentalmente las propiedades del hormigón a edad temprana como datos de entrada del modelo.

El Pliego del proyecto hacía referencia directa a más de 100 normas de ensayo para los materiales que, en su mayor parte, eran normas suecas y danesas, lo que exigió elaborar un elevado número de procedimientos de ensayo, la puesta a punto de un conjunto de ensayos singulares de laboratorio, no usuales en obras aunque sean de gran

responsabilidad, y contar con la colaboración de otros laboratorios especializados, españoles y extranjeros.

Los ensayos singulares de laboratorio se referían a los áridos empleados en la fabricación del hormigón (reactividad a los álcalis y petrografías), al hormigón endurecido (petrografías, aire ocluido, resistencia al hielo, permeabilidad a los cloruros) y a las características del hormigón a edad temprana (desarrollo de calor, fluencia y retracción).

10.2. Reactividad de los áridos

Fue necesario verificar la reactividad potencial de los áridos frente a los álcalis del cemento, a pesar del empleo de un cemento bajo en álcalis. El estudio se llevó a cabo mediante ensayos acelerados de reactividad y estudios petrográficos. Los ensayos de reactividad de las arenas (0-2 mm) se realizaron de acuerdo con la norma danesa TI-B-51(85), evaluando la expansión de una probeta prismática de mortero de 40x40x160 mm, fabricado con la arena a ensayar. Los ensayos de reactividad de los áridos gruesos (2-30 mm) se realizaron mediante el denominado ensayo sudamericano, de acuerdo con la norma ASTM C 1260 (1994), midiendo la expansión de probetas de mortero fabricadas con arena (0-5 mm) obtenida en el laboratorio mediante machaqueo de muestras de árido grueso.

Estos ensayos de medida de la expansión de las probetas no eran adecuados para el control durante la fase de producción y fabricación de los tableros debido a su duración. Por ello, el Pliego exigía que se realizasen estudios petrográficos simultáneamente con los ensayos de expansión durante la fase de ensayos previos. Posteriormente, y ya en producción, sólo se tenían que realizar estudios petrográficos, salvo que los mismos identificasen un mayor contenido de partículas potencialmente reactivas (sílice porosa, etc.) en cuyo caso era necesario repetir los ensayos de expansión.

El estudio petrográfico del árido fino (0/2mm) se realizó de acuerdo con la norma danesa TI-B-52, para determinar la sílice porosa (calcedonia porosa y sílex-opalino poroso) mediante la observación de una lámina delgada al

te to the alkalis in the cement, resistance to ice action and impermeability to chlorides. They also required the modelling of the concrete at an early age in order to predict the risk of cracking, making it necessary to obtain the properties of the concrete at an early age experimentally as the input data for the model.

The Specifications for the project included direct references to over 100 testing standards for materials, most of which were Swedish and Danish standards. This meant that a large number of test procedures had to be drawn up and a set of special lab tests made ready, special in that they are not usual even for works involving great responsibility, calling upon the collaboration of other specialised laboratories, both in Spain and abroad.

The special lab tests referred to the aggregate used in the manufacture of the concrete (reactivity to alkalis and petrographies), the hardened concrete (petrographies, entrained air, ice resistance, permeability to chlorides) and the characteristics of the concrete at an early age (development of heat, creep and shrinkage).

10.2. Reactivity of the aggregate

It was necessary to verify the potential reactivity of the aggregate to alkalis in the cement, despite the fact that a low alkalis cement was being used. The study was carried out by performing accelerated reactivity tests and petrographic studies. The reactivity tests for the sand (0-2 mm) were performed in accordance with the Danish standard TI-B-51(85), assessing the expansion of a prismatic test specimens of mortar, 40x40x160 mm, made with the sand being tested. The reactivity tests for the coarse aggregate (2-30 mm) were carried out by performing what is known as the South African test, in accordance with the ASTM C 1260 standard (1994), measuring the expansion of test specimens of mortar made with the sand (0-5 mm) obtained by crushing coarse-aggregate samples in the laboratory.

Owing to their duration, the tests to measure the expansion of the test specimens were not suitable for the produc-

tion and manufacture of the deck slabs, so the Specifications required that petrographic studies should be performed at the same time as the expansion tests during the advance test stage. During production, it was then only necessary to carry out petrographic studies, unless these studies revealed a higher content of potentially reactive particles (porous silica, etc.), in which case it would be necessary to repeat the expansion tests.

The petrographic study of the fine aggregate (0-2mm) was carried out in accordance with the Danish standard TI-B-52 to measure the porous silica (porous chalcedony and porous opaline silice) by observing a thin sheet under the microscope. The petrographic study of the coarse aggregate was carried out in accordance with the ASTM C-295 standard, to identify the mineralogical components of the crushed aggregate, especially those that experience had shown to be potentially reactive or alterable (sulphates, clays, some quartz, volcanic glass, etc.).

10.3. Petrographic studies of the concrete

The petrographic studies were carried out with prepared samples of hardened concrete, enabling the components used in its manufacture and its structure, the distribution of the aggregate, the evenness of the paste, etc., to be determined, by vacuum impregnation of samples of concrete with low-viscosity epoxy resin, to which a fluorescent colorant was added that penetrated any hollows,

cracks or porous areas. The macroscopic studies were supplemented by detailed microscope studies, by observation of thin impregnated sheets under the microscope in normal, polarised and UV light, in accordance with the Danish standard TI-B-5.

10.4. Study of the entrained air in the concrete

The design of an ice-resistant concrete requires a certain amount of entrained air, in the form of small bubbles distributed evenly and close together. The parameters that provide information on the quality of the entrained air in this respect are:

- The quantity of air formed by small bubbles, under 2 mm and even under tenths of a millimetre
- The specific surface, which is related to the inverse of the average diameter of the bubbles and is calculated for all those under 2 mm. The desirable values are over 25 mm^{-1} , corresponding to average diameters of under 0.12 mm
- The spacing factor, which is a value related to the average distance between bubbles. Values of close to or under 0.20 mm are advisable

These parameters must be measured in the hardened concrete, because they vary during the transport and use of the concrete on site, especially when com-

microscopio. El estudio petrográfico del árido grueso se realizó de acuerdo con la norma ASTM C-295, para identificar los componentes mineralógicos en el árido machacado, especialmente aquellos que la experiencia contempla como potencialmente reactivos o alterables (sulfatos, arcillas, algunos cuarzos, vidrio volcánico, etc.).

10.3. Estudios petrográficos del hormigón

Los estudios petrográficos se realizaron con muestras preparadas de hormigón endurecido, que permitían determinar los componentes utilizados en su fabricación y la estructura del mismo (distribución de los áridos, homogeneidad de la pasta, etc.), mediante la impregnación al vacío de muestras de hormigón con una resina epoxi de baja viscosidad, a la que se añadía un colorante fluorescente que penetraba en los huecos, grietas y porosidades. Los estudios macroscópicos se complementaban con estudios microscópicos de detalle, mediante la observación microscópica con luz normal, polarizada y UV de láminas delgadas impregnadas, de acuerdo con la norma danesa TI-B-5.

10.4. Estudio del aire ocluido en el hormigón

El diseño de un hormigón resistente al hielo requiere una cierta cantidad de aire ocluido con una distribución uniforme, en forma de burbujas de tamaño

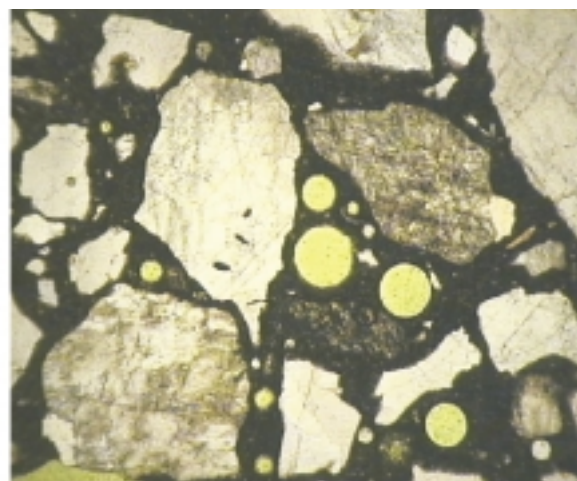
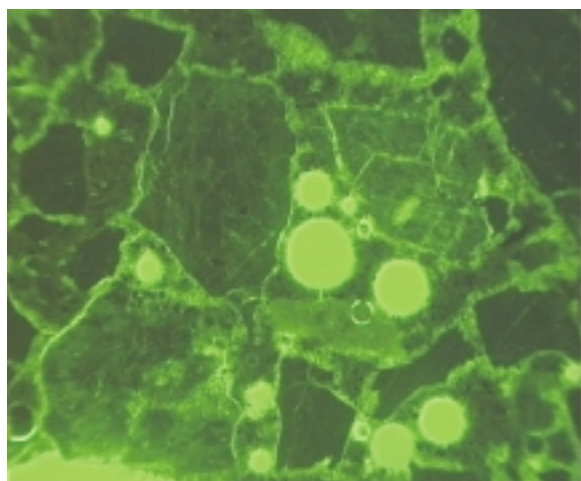


Fig. 22: Detalle de lámina delgada de hormigón con luz UV y polarizada (5x3,5 cm).
Fig. 22: Detail of the thin concrete sheet with UV and polarised light (5x3.5 cm).

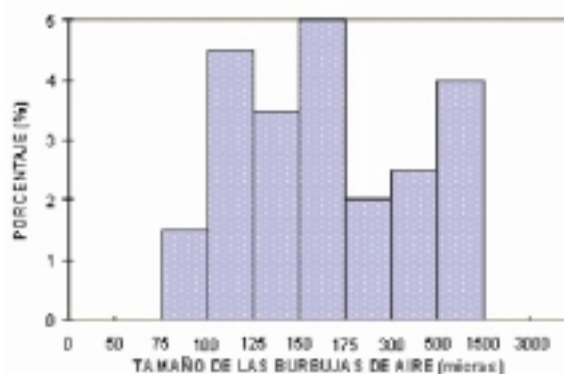


Fig. 23: Analizador de aire ocluido en hormigón fresco y distribución estadística (%) según tamaño de burbujas.
 Fig. 23: Analyser of entrained air in fresh concrete and statistical distribution (%) by bubble size.

pequeño y próximas entre sí. Los parámetros que informan sobre la calidad del aire ocluido a este respecto son:

- La cantidad de aire formado por burbujas de tamaño pequeño, inferior a 2 mm e incluso inferior a décimas de milímetro.
- La superficie específica, que está relacionada con el inverso del diámetro medio de las burbujas y se calcula con todas aquellas inferiores a 2 mm. Son deseables valores superiores a 25 mm^{-1} que corresponden a diámetros medios inferiores a 0.12 mm.
- El factor de espaciamiento, que es un valor relacionado con la distancia media entre burbujas. Son aconsejables valores próximos o inferiores a 0.20 mm.

Estos parámetros deben determinarse en el hormigón endurecido, pues varían

durante el transporte y puesta en obra del hormigón y, especialmente, con la compactación. Así, un exceso de vibración del hormigón, puede provocar la aglomeración de burbujas del aire ocluido, proporcionando una mala distribución del mismo. Aunque la determinación de las características del aire ocluido pueden obtenerse en el estudio microscópico de las láminas delgadas, su poca representatividad, debido el tamaño pequeño de las mismas, aconseja hacerlo a partir del estudio de muestras macro de 80-100 mm de lado, que se analizan de acuerdo con la norma danesa TI-B-4 o la norma ASTM C 457.

Este tipo de estudios tiene que llevarse a cabo con testigos extraídos de hormigones con un mínimo de una semana de edad. Sin embargo, en los estudios previos orientados a la optimización del diseño de mezclas, selección de los aditivos (aireantes, etc.) se requiere una técnica que proporcione resultados con

pacted. Thus, excessive vibration of the concrete may lead to the clustering entrained-air bubbles, thereby distributing the air unevenly. Although the measurement of the characteristics of the entrained air may be obtained from microscope studies of thin sheets, they are poorly representative because of their small size, so it is advisable to measure them by studying macro samples with a side measurement of 80-100 mm, analysed in accordance with the Danish standard TI-B-4 or the ASTM C 457 standard.

This type of study must be carried out with samples extracted from concrete at least one week old. However, in the advance tests intended to optimise the mix design and the selection of additives (air-entraining agents, etc.) a technique is required that yields results faster. Equipment developed by DBT (Denmark) can be used for this, since it enables the distribution of entrained air

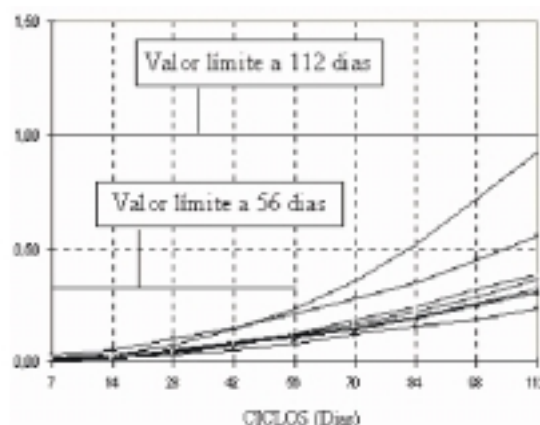


Fig. 24: Ensayo hielo-deshielo (salt scaling). Detalle de la probeta y resultados.
 Fig. 24: Freezing and thawing (salt-scaling) test —detail of test specimen and results.

in compacted fresh concrete to be determined.

10.5. Measuring the ice resistance of the concrete

The design of ice-resistant concrete required the use of suitable cements (low in alkalis and tricalcium aluminate), the selection of suitable aggregate (low absorption), a water/binder ratio under 0.40 and the use of an appropriate airing agent to enable quantities of around 4-5% of entrained air to be inserted. Even so, the Specifications demanded that the behaviour of such concrete should be verified by ice-resistant tests.

The concrete was subjected to two types of tests for this. The first, carried out in accordance with the Swedish standard SS 137244, to determine the surface damage caused by the combined action of freezing and thawing (salt scaling), and the second, carried out in accordance with the ASTM C671 standard (with certain modifications), to assess the internal damage caused by freezing and thawing (critical dilation). While the first test enables a minimum quantity of entrained air in the concrete to be established, the second enables unsuitable aggregate

and additives to be identified (aggregate cracked or with pores or additives that cause an unstable distribution of the entrained air).

10.6. Resistance to penetration by chlorides

The durability of the reinforcement for the scheduled 100 years' working life of the bridge appears to be assured if concrete that is resistant to penetration by chlorides is used (with a water/binder ratio of under 0.40 and using microsilica), provided that in exposed areas covering a thickness of over 75 mm are used and the cracking of the concrete is prevented. Nevertheless, the Specifications required that the permeability to chlorides of the concrete used on the bridge should be tested, according the ASTM C 1202-94 standard and the Danish standard APM 302, and the values obtained reported. There has been some criticism of the ASTM C 1202-94 standard, which is considered valid for the comparative classification of different types of concrete, but not for assessing in real terms the permeability of concrete to chlorides during a structure's working life. Nor does the test under the Danish standard APM 302 enable

mayor rapidez. Para ello puede emplearse un equipo desarrollado por DBT (Dinamarca), que permite determinar la distribución del aire ocluido en un hormigón fresco compactado.

10.5. Determinación de la resistencia al hielo del hormigón

El diseño de hormigones resistentes a las heladas exigía el empleo de cementos adecuados (bajos en álcalis y aluminato tricálcico), áridos seleccionados (baja absorción), relación agua/conglomerante inferior a 0,40 y utilización de un aireante adecuado que permitiera introducir cantidades de aire ocluido del orden del 4-5%. No obstante, el Pliego exigía verificar el comportamiento de estos hormigones mediante ensayos de resistencia al hielo.

Para ello se sometió a los hormigones diseñados a dos tipos de ensayos. El primero, llevado a cabo de acuerdo con la norma sueca SS 137244, para determinar el daño superficial producido por la acción combinada del hielo y las sales para el deshielo (salt scaling). El segundo, llevado a cabo de acuerdo con la norma ASTM C671 con algunas modificaciones, para evaluar el daño interno causado por el hielo-deshielo, (dilatación crítica). Mientras el primero per-

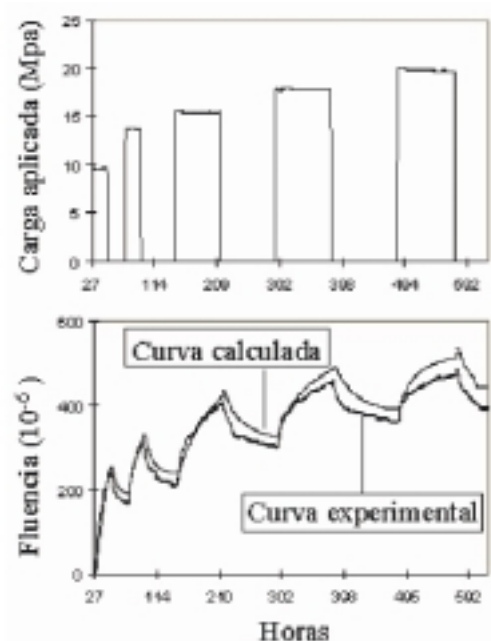
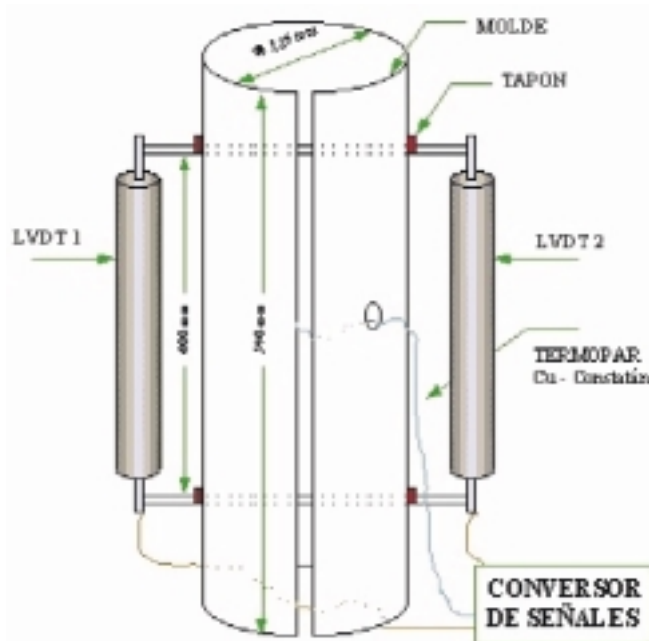


Fig. 25: Ensayo de fluencia a edad temprana. Detalles de la probeta y resultados.
Fig. 25: Early-age creep test. Details of test specimen and results.

mite establecer la cantidad mínima de aire ocluido en el hormigón, el segundo permite identificar áridos y aditivos inadecuados (áridos fisurados o con poros o aditivos que producen una distribución inestable del aire ocluido).

10.6. Resistencia a la penetración de los cloruros

La durabilidad de las armaduras durante los 100 años de vida prevista para el puente parece garantizada si se utiliza un hormigón resistente a la penetración de los cloruros (relación agua/conglomerante inferior a 0,40 y empleo de microsílíce), siempre que se empleen en las zonas expuestas espesores de recubrimiento mayores de 75 mm y se evite la fisuración del hormigón. No obstante, el Pliego exigía la realización de ensayos de permeabilidad a los cloruros de los hormigones utilizados en el puente, mediante la norma ASTM C 1202-94 y mediante la norma danesa APM 302, pidiendo que se declarasen los valores obtenidos en dichos ensayos.

Existen críticas sobre el ensayo de la norma ASTM C 1202-94, el cual sólo es considerado válido para clasificar comparativamente varios tipos de hormigones, pero no para evaluar en términos reales la permeabilidad del hormigón frente a los cloruros durante la vida útil de una estructura. El ensayo de la norma danesa APM 302, tampoco parece permitir que se extrapolen los datos para predecir la vida útil de la estructura de forma rigurosa.

10.7. Propiedades del hormigón a edad temprana

El Pliego exigía modelizar el comportamiento del hormigón a edad temprana, con el fin de verificar el riesgo de fisuración, tiempo de curado, desencofrado, etc. Además de los ensayos convencionales para obtener la evolución de las propiedades del hormigón con el tiempo (resistencias mecánicas, módulo de deformación longitudinal, etc.), se llevaron a cabo ensayos de desarrollo de calor, de retracción y de fluencia a edad temprana.

El ensayo de desarrollo de calor se realizó de acuerdo con la norma noruega NT Build 388, en régimen adiabático. El ensayo de retracción a edad tem-

prana se realizó de acuerdo a la norma danesa TI-B 102 (Annex A). Cada ensayo requería tres probetas cilíndricas $\phi 125 \times 595$ mm fabricadas con hormigón de la planta. El ensayo de fluencia a edad temprana se realizó de acuerdo con la norma danesa TI-B 102 (Annex B), con 3 probetas cilíndricas por hormigón, idénticas a las del ensayo de retracción y fabricadas también con el hormigón de la planta. Tanto las probetas de retracción como las de fluencia se mantuvieron durante el ensayo en sala acondicionada a temperatura constante (20 °C). Las probetas se cargaban entre las 20 horas y los 28 días de edad.

11. CONTROL DE TEMPERATURA Y FISURACIÓN DEL HORMIGÓN EN EDADES TEMPRANAS

11.1. Generalidades

Durante el proceso de endurecimiento del hormigón se produce en él un desprendimiento de calor por la reacción de fraguado de los conglomerantes, que se evacua por las superficies exteriores de la pieza. Se produce un aumento de temperatura no uniforme que conlleva dilataciones del hormigón, además de las deformaciones por retracción y fluencia. Estas deformaciones están restringidas por condiciones de contorno y por ello se producen tensiones de compresión y tracción que se añaden a las producidas por cargas exteriores. Las tensiones de tracción pueden producir fisuras si sobrepasan las tensiones que puede resistir el hormigón en el estado correspondiente de endurecimiento. Estas fisuras reducen la durabilidad del hormigón al ser vía de entrada desde el exterior. También la temperatura alcanzada durante el proceso de fraguado afecta a la durabilidad del hormigón, pues si estas temperaturas son elevadas se facilita la formación posterior de compuestos que pueden deteriorar poco a poco el hormigón.

El Pliego de Condiciones definía una temperatura máxima de 60 °C y un riesgo aceptable de fisuración que no debían ser sobrepasados. Además se exigía demostrar previamente, mediante un análisis de simulación de temperaturas y tensiones, que el sistema previsto de control de temperaturas durante la

data to be extrapolated to predict the working life of a structure with sufficient accuracy.

10.7. Properties of the concrete at an early age

The Specifications require the modelling of the behaviour of the concrete at an early age, in order to verify the risk of cracking, curing time, formwork removal, etc. In addition to the conventional tests to determine the evolution of the properties of the concrete over time (mechanical strength, longitudinal deformation module, etc.) tests were carried out to determine the development of heat, creep and shrinkage at an early age.

The heat-development test was performed in accordance with the Norwegian standard NT Build 388, under an adiabatic arrangement. The shrinkage test at an early age was carried out in accordance with the Danish standard TI-B 102 (Annex A). Each test required three cylindrical test specimens (125×595 mm) made with the concrete from the plant. The creep test at an early age was carried out in accordance with the Danish standard TI-B 102 (Annex B), with three cylindrical test specimens for each concrete mix, which were identical to those used for the shrinkage test and were also made with concrete from the plant. The creep and shrinkage test specimens were all kept in an air-conditioned room at a constant temperature (20°C) during the tests. The test specimens were loaded at an age of between 20 hours and 28 days.

11. TEMPERATURE AND CRACKING CONTROL OF CONCRETE AT AN EARLY AGE

11.1. Overview

During the hardening process of the concrete it gives off heat from the outer surfaces of the piece as a result of the setting action of the binders. An uneven temperature increase is produced that causes the concrete to expand as well as generating creep and shrinkage deformation. This deformation is restricted by the surrounding conditions and so leads to compression and traction stresses that are added to those produced by external

loads. The traction stresses may crack the concrete if they are greater than the stresses that the concrete can withstand at the corresponding stage of hardening. These cracks reduce the durability of the concrete since they break the seal for attack from the exterior. The temperature reached during the setting process also affects the durability of the concrete, because if these temperatures are high they facilitate the subsequent formation of compounds that may gradually deteriorate the concrete.

The Specifications defined a maximum temperature of 60°C and an acceptable risk of cracking that was not to be exceeded. They also required the prior demonstration, by analysis of temperature and stress simulations, that the temperature-control system planned for the construction stage would ensure that the temperatures reached and the risk of cracking at an early age would not exceed the admissible values for all the expected weather conditions. They also required during construction that inspections and measurements should be carried out to monitor compliance with the specified limitations.

11.2. Calculating temperatures and figure risks

The simulation of temperatures and stresses had to be carried out with Finite Elements software. The software used performed automatically over time the process of generating heat in the concrete and transferring it between elements and to the exterior, modifying for each element and time the characteris-

tics of the concrete according to its age, in order to calculate the piece structurally at that time. The software was designed to determine just the temperatures and stresses in one piece or a set of pieces modelled in two dimensions as a polygonal section with or without holes varied over time. It was also possible to simulate deformation stress conditions along the third axis perpendicular to the section and different lengths for the pieces, but not variations in the section along the third axis, which meant that the calculation was actually done in two and a half dimensions. The properties of hardening concrete are variables that depend on its age and constants for other types of materials. The elements were triangular with quadratic parametric formulation.

First, the heat analysis was performed based on the generation of heat by the concrete, the concrete-pouring process if done in several stages, the exterior ambient temperature, the insulation conditions of the surfaces and the existence of cooling pipes or heating lines, all varying over time. The temperature and age were calculated as functions of the position and the time since the first concrete-pouring. After the heat calculation, the structural calculation was performed, based on the previous heat calculation, the exterior loads and the supports, variations in the properties of the concrete according to its age for each element and creep and shrinkage of the concrete.

Since the cross-section of the span was symmetrical with respect the central vertical axis, only a half section was

construcción aseguraba que la temperatura alcanzada y el riesgo de fisuración en edades tempranas no sobrepasaban los valores aceptables permitidos, para todas las condiciones climáticas esperadas. También exigía durante la construcción, controlar mediante inspección y mediciones, que se cumplieran las limitaciones especificadas.

11.2. Cálculo de temperaturas y riesgo de fisuración

La simulación de temperaturas y tensiones se debía realizar mediante un programa de Elementos Finitos. El programa utilizado realizaba automáticamente el proceso iterativo en el tiempo de generar calor en el hormigón y transmitirlo entre elementos y al exterior y modificar en cada elemento y momento las características del hormigón según su madurez para calcular la pieza estructuralmente en ese momento. Estaba diseñado para determinar cómo varían en el tiempo las temperaturas y tensiones en dos dimensiones en una pieza o conjunto de piezas modelizadas como una sección poligonal con o sin agujeros. También se podían simular condiciones de tensión deformación en el tercer eje perpendicular a la sección y longitudes distintas de las piezas, pero no variaciones en la sección en este tercer eje, por lo que el cálculo se hacía en dos y media dimensiones. Las propiedades del hormigón que endurece son variables en función de su madurez y son constantes en otro tipo de materiales. Los elementos eran triangulares con formulación paramétrica cuadrática.

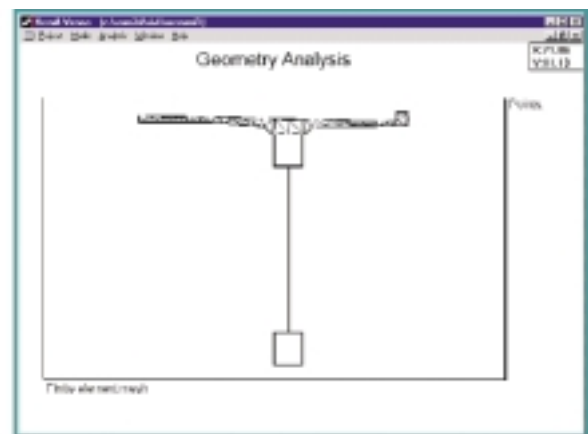
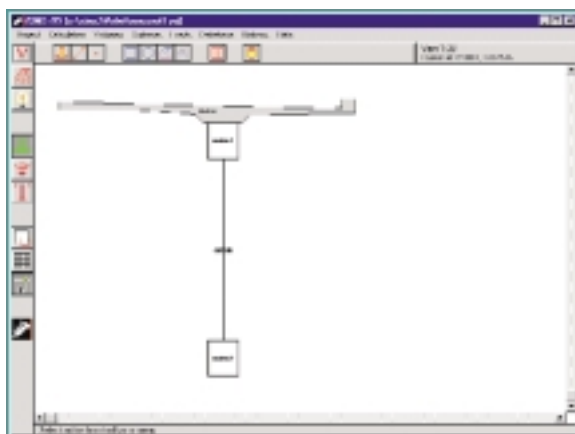


Fig. 26: Modelo utilizado para el tablero y malla de elementos finitos generada.
Fig. 26: Model used for the deck and generated mesh of finite elements .

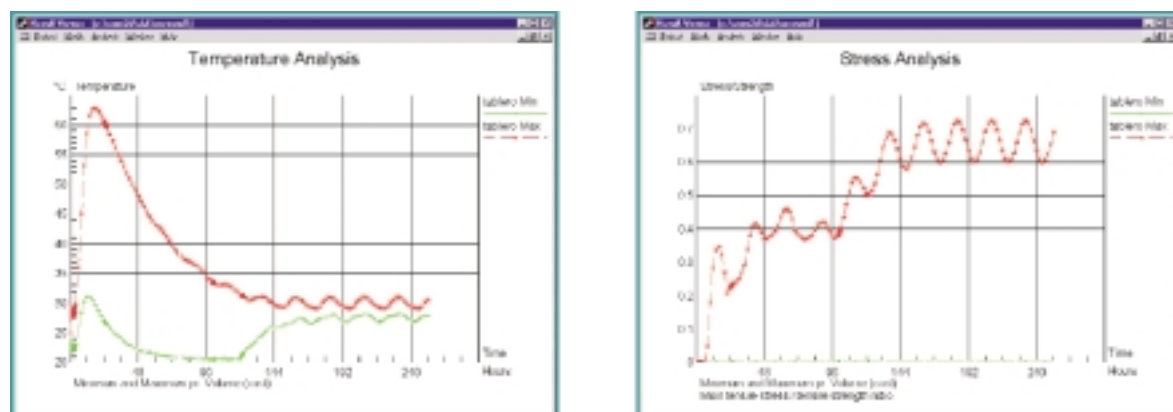


Fig. 27: Ejemplo de resultados de diagramas de temperatura y riesgo de fisuración.
 Fig. 27: Example of temperature-diagram and cracking-risk results.

En primer lugar se realizaba el análisis térmico basado en la generación de calor del hormigón, el proceso de hormigonado si se hace en varias fases, la temperatura del ambiente exterior, las condiciones de aislamiento de las superficies y la existencia de tubos de enfriamiento o hilos de calentamiento, todo ello con variación en el tiempo. La temperatura y la madurez se calculan como funciones de la posición y del tiempo desde el inicio del primer hormigonado. Después del cálculo térmico se ejecutaba el cálculo estructural basado en el cálculo térmico previo, las cargas exteriores y los apoyos, la variación de las propiedades del hormigón en función de la madurez alcanzada en cada elemento y la retracción y fluencia del hormigón.

Al ser la sección transversal del tablero simétrica con respecto del eje vertical central, sólo se modelizó media sección, imponiendo en el eje condiciones de apoyo de simetría. Para tener en cuenta la restricción que en sentido longitudinal produce la estructura metálica sobre la losa de hormigón, al estar rígidamente unida a ella mediante gran cantidad de conectadores embebidos, se introdujo en el programa un modelo completo, con la losa de hormigón y la estructura metálica unida a ella.

Los datos referentes al hormigón se obtuvieron de los ensayos de caracterización realizados en la fase previa, como generación de calor, coeficiente de transmisión de calor, módulo de elasticidad, resistencia a la compresión y a la tracción, y retracción y fluencia en edades tempranas. Estos ensayos se realizaron para varias edades del hormigón.

Además se estimaron las condiciones climáticas bajo las que se iba a realizar el proceso de endurecimiento. Mediante el programa de simulación se calculó que sin medidas de corrección se podía sobrepasar en verano, en la zona de mayor espesor, la temperatura máxima permitida y en invierno superar el máximo riesgo de fisuración admisible.

11.3. Control de temperatura durante la construcción

Como si no se tomaban medidas de control de temperatura, se podían superar los límites especificados de temperatura máxima y de riesgo de fisuración durante el proceso de endurecimiento del hormigón, en condiciones extremas de verano o invierno, era preciso reducir la temperatura máxima y el riesgo de fisuración por sistemas artificiales.

Las dos medidas básicas adoptadas fueron controlar la temperatura del ambiente de la cara superior de la losa y fabricar un hormigón con una temperatura controlada, enfriando en general los componentes. Estas medidas se diseñaron y calcularon a partir de la simulación con el programa citado, de forma que no se sobrepasen las condiciones especificadas en las condiciones atmosféricas extremas previstas.

La temperatura del ambiente de la cara superior de la losa, en el interior de la nave donde se hormigonaba, se debía mantener, mediante un sistema de climatización, inferior a 20°C en condiciones ambientales calurosas y a 15°C en

modelled, imposing support conditions of symmetry on the axis. In order to take into account the restriction that is produced in the longitudinal direction by the steel structure, being rigidly fixed to it with a large number of embedded joints, a full model was entered into the program, with the concrete slab and steel structure joined to it.

The concrete data was obtained from the characterisation tests carried out during the preliminary stage, heat generation, heat-transfer coefficient, elasticity module, compression and tensile strength, and creep and shrinkage at early ages. These tests were performed for several different concrete ages. The climatic conditions under which the hardening process was to be carried out were also estimated. The simulation software was used to obtain that in the thickest area the maximum admissible temperature in summer and the maximum risk of cracking in winter could be exceeded if no corrective measures were taken.

11.3. Temperature control during construction

Since if no temperature control measures were taken the specified maximum-temperature and cracking-risk limits might be exceeded during the concrete-hardening process under extreme summer or winter conditions, it was necessary to reduce the maximum temperature and risk of cracking by artificial means.

The two basic measures adopted were to control the ambient temperature on the topside of the slab and make concrete with a controlled temperature, by



Fig. 28: Vista general de la nave de hormigonado con el sistema de aire acondicionado.
Fig. 28: General view of the concrete-placing shed with the air-conditioning system.

cooling all the components. These measures were designed and calculated from the simulation run on the software (see above), so that the specified conditions for the extreme weather conditions forecast would not be exceeded.

The ambient temperature on the topside of the slab inside the concrete-placing shed had to be kept below 20°C by an air-conditioning system in hot weather and at 15°C in cold weather. Also, in extreme winter conditions the top surface of the deck slab had to be covered with an insulating blanket before the span was removed from the shed, in order to reduce the heat gradients and the risk of cracking. Since it was considerably more difficult to control the ambient temperature on the underside of the deck slabs, this was not attempted, so the underside of steel formwork of the slab, where there was natural ventilation, was exposed to the exterior ambient temperatures.

The temperature of the fresh concrete was kept within an operating margin of 25-15°C, although in extreme summer conditions it was limited to a maximum of 22°C for the fresh concrete used to pour the thickest areas of the joints with the upper chords. In certain extreme winter conditions it was necessary to limit the temperature to 18°C so as not to exceed the admissible cracking risk.

11.4. Temperature readings during full-scale tests

To check the entire construction system several full-scale tests were carried out by pouring in each test several sections adjacent to the deck slab, each having its total width and a length of 2 m. To check and adjust the simulation software and verify the temperature-reading system to be installed during construction, two sections were instru-

condiciones frías. Además, en invierno extremo se debía cubrir con manta aislante la superficie superior del tablero antes de sacar el vano de la nave, para disminuir los gradientes térmicos y el riesgo de fisuración. Como el control del ambiente de la cara inferior del tablero era mucho más difícil, no se realizó, quedando sometida la cara inferior del encofrado metálico de la losa a las temperaturas del ambiente exterior, ya que en esta zona inferior había ventilación natural.

La temperatura del hormigón fresco se limitaba en un margen de operación entre 25 °C y 15 °C, aunque en las condiciones extremas de verano se limitaba a un máximo de 22 °C en el hormigón fresco utilizado para hormigonar las zonas más gruesas de unión a los cordones superiores. En ciertas condiciones extremas invernales había que limitarla a 18 °C para no sobrepasar el riesgo admisible de fisuración.

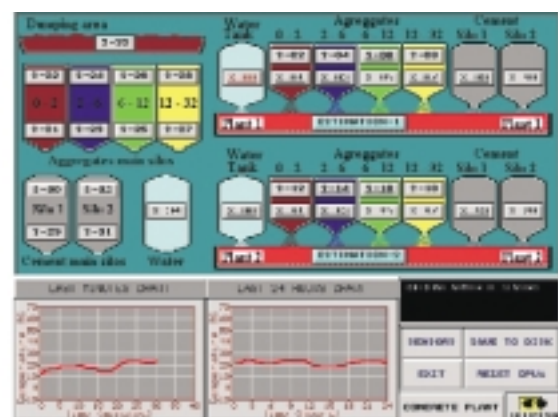


Fig. 29: Planta de hormigón con sistema de enfriamiento y pantalla de control de temperatura.
Fig. 29: Concrete-mixing plant with cooling system and temperature-control display.

11.4. Medidas de temperatura durante las pruebas a escala real

Para comprobar todo el sistema constructivo se hicieron varias pruebas a escala real hormigonando en cada prueba varias secciones adyacentes de losa de tablero, con su anchura total y en una longitud de 2 m cada una. Para comprobar y ajustar el programa de simulación y verificar el sistema de toma de temperaturas a instalar durante la construcción, se instrumentaron dos secciones en la primera prueba y una en la segunda.

Se dispusieron en cada sección 19 sensores de temperatura. Además se colocaron 2 de ambiente debajo del encofrado y otros 2 de ambiente en la nave superior. Los sensores utilizados eran chips integrados. Tienen la ventaja de que se leen conectados a un bus de datos de sólo dos hilos, aunque por seguridad se instalaron en grupos de sensores para evitar que la rotura del bus en algún punto durante el hormigonado cortase la comunicación a todos los sensores. Cada sensor llevaba una identificación interna de forma que el programa de lectura reconocía el sensor al leerlo. Este sistema reduce extraordinariamente el número de conductores con respecto a sensores de termorresistencias o termopares que precisan de dos conductores por sensor.

Se preparó un programa de ordenador que leía a intervalos fijos de 2 min. Presentaba en pantalla las últimas lecturas de todos los sensores de una sección y

de los de ambiente y la curva histórica de un sensor. Toda la instalación y el programa de identificación de sensores y de lectura fueron desarrollados por GEOCISA.

Con los datos recogidos en las tres secciones de las dos pruebas se ajustó el sistema de modelización y se verificó que los resultados de programa y lectura en hormigonado real eran suficientemente coincidentes, por lo que la modelización realizada era correcta y podría servir para el control de calidad de los tableros durante su construcción.

11.5. Medidas durante la construcción de los tableros

Para poder comprobar que la ejecución de los tableros era correcta y que se cumplían las condiciones del Pliego se instalaron en cada tablero dos secciones de medida de temperatura con 13 sensores en cada sección, y tres sensores de ambiente bajo el encofrado y tres en la nave. Además se añadieron dos sensores de velocidad de viento de hilo caliente debajo del encofrado, para modelizar mejor el coeficiente de transmisión superficial del encofrado.

El programa de lectura se adaptó a la nueva distribución de sensores y se le añadió un cálculo de la madurez en función de la temperatura de cada sensor, ya que las operaciones de desencofrado y pretensado se realizaban cuando se había alcanzado una determinada madurez.

mented during the first test and one in the second.

Nineteen temperature gauges were fitted onto each section, with a further two ambient sensors under the formwork and two at the upper part of the shed. The sensors used were integrated chips, which have the advantage of being read when connected to a data bus with only two lines, although for safety reasons they were installed in groups of sensors in order to prevent any breakage of the bus at any point during the concrete-placing cutting off communications to all the sensors. Each sensor carried an internal ID number so that the reading program could recognise the sensor when reading from it. This system dramatically reduces the number of conductors needed with respect to heat resistors or thermocouples, which require two conductors for each sensor.

Computer software was set up to take readings at fixed two-minute intervals. The latest readings of all the sensors for a section were displayed, together with the readings from the ambient sensors and the historic curve of any given sensor. The whole installation and the sensor-identification and reading software was developed by GEOCISA.

With all the data compiled for the three sections from the two tests, the modelling system was adjusted, verifying that the match between the results from the software and the actual concrete-placing readings was close enough, thereby determining that the modelling carried out was accurate and could be used for the quality con-

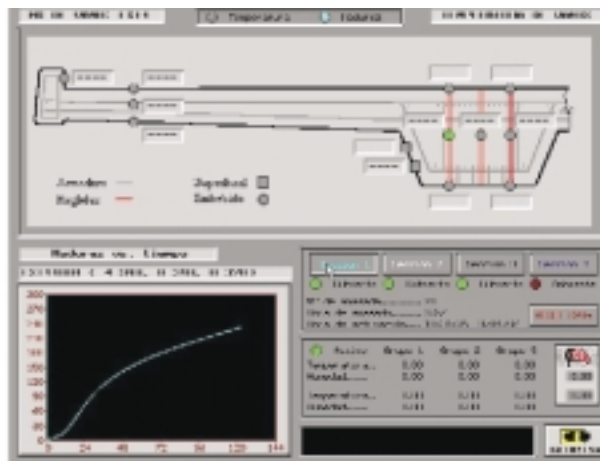


Fig. 30: Sensores de temperatura colocados en el tablero y pantalla de control de temperatura.
 Fig. 30: Temperature sensors placed on the deck slab and temperature-control display.

trol of the deck slabs during their construction.

11.5. Readings during the construction of the spans

In order to check that the execution of the deck slabs was correct and that the relevant Specifications were being complied with, two temperature-reading sections were installed on each deck slab with thirteen sensors on each section, plus three ambient sensors underneath the formwork and three in other parts of the shed. Two hot-wire wind-speed sensors were also added under the formwork, in order to enhance the modelling of the surface-transfer coefficient of the formwork.

The reading software was adapted to the new layout of the sensors and a calculation of the maturity was added as a function of the temperature of each sensor, since the formwork removal and prestressing operations were carried out when a certain maturity was reached.

12. CONSTRUCTION AND ASSEMBLY OF THE BRIDGE

For the construction of the bridge the Sundlink consortium built large facilities and a head office at the Northern Port in Malmö, where many parts of the bridge were manufactured.

Works on the bridge line began with the dredging of the bottom of the strait in order to reach the limestone load-bearing terrain, creating the necessary holes to sink the foundation caissons. The caissons for the main piers required a hole 38x40 m in size, an the secondary

ones 22x24 and 18x20 m, with depths of 6-10 m under the sea bed.

The two large caissons of the main piers, each weighing 20000 tonnes, were manufactured in a dry dock at Kockums and taken to the bridge suspended between two large pontoons in order to be sunk into position. All the caissons were placed on three concrete supports, 15 cm thick and with a 3.50-metre edge for the main caissons and 1.50 m for the secondary ones, in order to position them properly. These supports were placed in the correct position by means of a three-legged steel tower structure, aided by GPS satellite positioning systems, frogmen and underwater video cameras.

Once the caissons were in position the holes under them were filled with mortar injections and those inside with concrete and other filler materials. For all the works at sea a boat service was set up to take workers from the port of Limham in Sweden to the relevant works sites. The reinforcement shop for the main piers and stores for several parts used for the works were also located at this port.

The main piers were built with self-climbing formwork in layers 4 m high over periods of 7-10 days. Once installed, the caissons had a work platform where a crane was installed for each of the two column shafts. The concrete plant was located on a floating pontoon near the pier under construction. The piers, which have a pentagonal cross-section, are solid for the first 17 m, with 220 m³ of concrete per layer, and hollow for the remainder, with 34 m³ for the last layer. 4335 m³ of concrete and 800 tonnes of reinforcing steel was used

12. CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DEL PUENTE

El consorcio Sundlink preparó para la construcción del puente unas grandes instalaciones y las oficinas principales en el Puerto Norte de Malmö. Allí se prefabricaron muchos de los elementos del puente.

Los trabajos en la línea del puente comenzaron con el dragado del fondo del estrecho para llegar al terreno portante de roca caliza, creando los huecos para fondear los cajones de cimentación. Los cajones de las pilas principales requirieron un hueco de 38x40 m y los de las secundarias 22x24 y 18x20 m con profundidades de 6 a 10 m bajo el lecho marino.

Los dos grandes cajones de las pilas principales, de 20000 t de peso cada uno, se fabricaron en un dique seco en Kockums y se llevaron al puente suspendidos entre dos grandes pontonas hasta ser fondeados en su posición. Todos los cajones se colocaron sobre tres apoyos de hormigón, de 15 cm de espesor y 3,50 m de lado para los principales y 1,50 m para los secundarios, para conseguir su correcta posición. Estos apoyos se colocaban en posición correcta mediante una estructura metálica con forma de torre de tres patas. Se utilizaban como ayuda sistemas de posicionamiento por satélite GPS, hombres-rana y cámaras de video submarinas.

Después de la colocación de los cajones se rellenaron los huecos de debajo de ellos con inyecciones de mortero y los de su interior con hormigón y otros materiales de relleno. Para todos los trabajos en el mar se estableció un servicio



Fig. 31: Transporte de dos tramos sobre la pontona y uno con la grúa Svanen para montaje.
Fig. 31: Shipping two sections on the pontoon and moving one with the Svanen crane for assembly.

de barcos que trasladaban a los trabajadores desde el puerto de Limham en Suecia hasta los puntos correspondientes de la obra. En este puerto se estableció también el taller de ferralla de las pilas principales y almacenes para diversas piezas utilizadas en la obra.

Las pilas principales se construyeron mediante encofrados autotrepantes en tongadas de 4 m de altura en periodos de 7 a 10 días. Los cajones llevaban al ser instalados una plataforma de trabajo donde se montó una grúa para cada uno de los dos fustes. La planta de hormigón estaba sobre una pontona flotante cerca de la pila en construcción. Las pilas, de sección pentagonal, son macizas en los primeros 17 m con 220 m³ de hormigón por tongada y huecas el resto con 34 m³ en la última tongada. En cada fuste se utilizaron 4335 m³ de hormigón y 800 t de acero de armar.

Los cajones de cimentación de las 51 pilas secundarias se fabricaron en dos líneas de ocho posiciones cada una. Los cajones se desplazaban sobre patines de una posición a la siguiente para ser contruidos por fases. Su altura variaba entre 12 y 20 m y su peso entre 2500 y 4700 t. Los fustes de las 51 pilas secundarias se fabricaron sin ser desplazados de una misma posición, mediante encofrados trepantes a los que se accedía por ascensores de cremallera. Había diez posiciones para esta fabricación. Su altura variaba entre 10 y 51 m y su peso entre 800 y 3500 t. Los cajones y fustes de las pilas secundarias se desplazaban desde su posición de fabricación hasta el borde del mar mediante patines y gatos de arrastre, de forma similar a lo descrito para los tramos de acceso en las instalaciones de Cádiz.

La estructura metálica de los ocho tramos en que se dividió el puente principal se fabricó en unos astilleros en Karlskrona en el sur de Suecia. Los tramos se transportaron hasta las instalaciones de Malmö por mar mediante pontonas remolcadas. En Malmö se hormigonaron las losas de tablero de los tramos dentro de unas naves para proteger el hormigonado frente a los agentes atmosféricos.

Todo lo explicado referente al hormigón fabricado en Cádiz se puede aplicar con adaptaciones al hormigón fabricado en Malmö. Los materiales eran de la zona pero tuvieron que demostrar tam-

bién su idoneidad mediante los oportunos ensayos así como todo el proceso de fabricación. Las condiciones climáticas con predominio del frío en lugar del calor de Cádiz, obligaron al uso de sistemas de calefacción del hormigón en lugar de los dispositivos de enfriamiento utilizados en España.

Los tableros de los vanos de aproximación de hasta 5500 t de peso, fabricados en Cádiz, se transportaron de dos en dos por mar hasta Malmö, mediante pontonas semisumergibles de 24000 t y 150 m de eslora guiadas cada una con un remolcador de altura de 15000 HP. La duración del transporte era de 14 a 18 días. La altura máxima de ola de diseño durante el transporte era de 13,5 m. Para el aseguramiento de la carga durante el transporte y garantizar la ausencia de daños a la estructura mixta durante el mismo, se diseñaron y construyeron unas estructuras especiales de amarre y sujeción con un peso total de 1800 t por pontona. Para poder enviar cada mes una pontona con dos tramos se utilizaron dos pontonas semejantes. Los tramos se desembarcaron en las instalaciones de Malmö. Allí se colocaron dentro de su estructura metálica, al igual que en los tramos del puente principal, dos artesas de hormigón, apoyadas en las vigas inferiores de unión entre celosías, para contener cada una de ellas una vía sobre balasto.

Todas estas piezas, cajones, fustes y tramos, se transportaron desde estas instalaciones y se colocaron en su lugar en el puente, mediante la gigantesca grúa flotante autopropulsada "Svanen" (el cisne) de 103 m de longitud, 72 m de anchura y 100 m de altura, con una capacidad de carga de 8700 t. Para poder montar los tramos se diseñó y construyó un balancín especial con un peso de 1500 t. Con él se izan los tableros colgados por los 60 m centrales y se colocan en sus posiciones definitivas sobre las pilas. El peso máximo del tablero terminado con las artesas para el ferrocarril era de 6900 t, que junto con el peso del balancín agotaban la capacidad de la grúa.

Después de colocado un tramo de acceso se soldaba con el anterior si no había junta de dilatación. Esto se hacía con el extremo opuesto del tramo levantado 0,50 m. Después de soldar el tramo con el anterior se bajaba el extre-

for each column shaft.

The foundation caissons for the 51 secondary piers were manufactured on two lines with eight positions each. The caissons were moved on skates from one position to the next in order to be built in stages. Their height varied between 12 and 20 m and their weight between 2500 and 4700 tonnes. The column shafts for the 51 secondary piers were manufactured without being moved from their position, using climbing formwork that could be accessed by rack lifts. There were ten positions for this manufacturing operation. Their height varied between 10 and 51 m and their weight between 800 and 3500 tonnes. The caissons and column shafts for the secondary piers were moved from their manufacturing position to the shore using skates and drag jacks, in a similar way to that described for the access sections at the Cadiz facilities.

The steel structure of the eight sections into which the main bridge was divided was manufactured at shipyards in Karlskrona in southern Sweden. The sections were transported to the Malmö facilities by sea using towed pontoons. In Malmö the concrete for the deck slabs of the sections was poured in a shed to protect the concrete-pouring from atmospheric agents.

The entire process described for the concrete made in Cadiz also applied, with certain adaptations, to the concrete made in Malmö. The materials used were local but also had to demonstrate their suitability by undergoing the relevant tests, as did the whole manufacturing process. The climate, particularly the extreme cold in contrast to the heat of Cadiz, made it necessary for systems to heat the concrete to be used, rather than the cooling devices used in Spain.

The decks of the approach spans of up to 5500 tonnes in weight, which were manufactured in Cadiz, were shipped two by two to Malmö by using semi-submersible pontoons, weighing 24000 tonnes and 150 m long, each guided by a 15000 HP high tug. The voyage took 14-18 days. The maximum rated wave height during transport was 13.5 m. In order to secure the load and prevent any damage to the mixed load during transport, special tie and fixing structures were designed and built, with a total weight of 1800 tonnes per pontoon. In order to ship one pontoon every month carrying two sec-

tions, two similar pontoons were used. The sections were unloaded at the Malmö facilities, where, as with the main-bridge sections, two concrete troughs were fitted inside their steel structure, resting on the lower beams joining the lattices, in order for each to contain a railway track resting on ballast.

All these parts, caissons, column shafts and sections, were transported from these facilities and positioned in place on the bridge by a huge self-propelled floating crane, the "Svanen" (the swan), 103 m long, 72 m wide and 100 m high, and with a load capacity of 8700 tonnes. In order to assemble the sections, a special seesaw weighing 1500 tonnes was first designed and built and then used to hoist the decks suspended from the 60 m central part and then placed in their final positions on the piers. The maximum weight of the deck once finished, with the troughs for the railway line, was 6900 tonnes, which, together with the weight of the seesaw, brought the crane to its capacity.

Once an access span was in place, it was welded to the previous span unless there was an expansion joint. This was done with the other end of the span raised by 0.50 m. After the span was welded to its predecessor the other end was lowered onto the support, thereby redistributing the momentum. Finally, the concrete for the joints between deck slabs and railway troughs was poured.

For the assembly of the main-bridge spans a provisional steel-structure pier was positioned 120 m away from one of the main piers within the central span. A 140-metre section was placed resting on the main pier and the provisional pier, with 20 m of cantilever on the side span. Then, a 140 m side section was positioned resting on the side pier and joined to the previous section. With these two sections in place, the first four pairs of stay cables were installed for each side and column shaft. A second provisional pier was installed in the centre of the bridge, with the central 120-metre section resting on the two provisional piers, followed by another 140-metre section resting on the secondary pier and the first pier of the approach bridge. With the installation of the remaining six pairs of stay cables half of the main bridge was then complete. In order to assemble the second half of the bridge the intermediate provisional pier was moved to the other side and the second



Fig. 32: Dos vistas del montaje de los tableros de aproximación con la grúa Svanen.
Fig. 32: Two views of the assembly of the approach decks using the Svanen crane.

half was assembled in the same sequence as the first. Thus, with the installation of the small central joint section the closure of the bridge was complete.

Finally, once the structure was complete, the finishing work was carried out, together with the waterproofing of the deck, surface layer, road-marking paintwork, kerbs, protective barriers and railings, railway ballast and tracks, overhead power lines, signage, surveillance and safety/security systems, etc.

In July 1996 work began on the construction of main caissons, which were installed in April 1997. In July 1997 work began on the main pillars, which were completed in late 1998. In April 1996 work began on the construction of the decks for the approach bridges. The concrete for the deck slab of the first span was poured in August 1997, with the final span being completed in May 1999. The structure of the bridge was fully completed in August 1999 and the bridge was opened in July 2000.

13. BIBLIOGRAPHY

Ascorbe, P.; Milla, A.; Martínez, P.: *El Puente de Öresund Link. Fabricación y suministro de los vanos de los viaductos de aproximación*. Revista de Obras Públicas, nº 3.376, pp. 35-54, Mayo 1998.

Dago, J.L.; Trigo, P.: *Presentación del Proyecto Puente de Öresund*. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Hue, F.; Serrano, G.: *Puente de Öresund. Control de temperaturas y fisuración del hormigón del tablero a edades tempranas*. 1^{er} Symposium Nacional de

mo opuesto hasta el apoyo. Con este sistema se lograba una redistribución de momentos. Por último se hormigonaban las uniones entre losas de tablero y entre artesas de ferrocarril.

Para el montaje de los tableros del puente principal se colocó una pila provisional de estructura metálica a 120 m de una pila principal dentro del vano central. Un tramo de 140 m se colocó apoyado en la pila principal y en la provisional, con 20 m de voladizo en el vano lateral. Después se colocó un tramo lateral de 140 m apoyado en la pila lateral y unido al tramo anterior. Con estos dos tramos colocados se instalaron las cuatro primeras parejas de cables de cada lado y fuste. Se instaló una segunda pila provisional en el centro del puente y apoyando en las dos pilas provisionales el tramo central de 120 m y después el otro tramo lateral de 140 m apoyado en la pila secundaria y en la primera pila del puente de aproximación. La instalación de las restantes seis parejas de cables dejó terminado medio puente principal. Para montar el segundo medio puente se trasladó la pila provisional intermedia al otro lado y se procedió a montar la segunda mitad con la misma secuencia que la primera. Con la instalación del pequeño tramo central de unión quedó cerrado el puente.

Por último, después de finalizada la estructura, se procedió a los trabajos de terminación, impermeabilización del tablero, capa de rodadura, pintura de señalización, bordillos, defensas y barandillas, balasto y vías de ferrocarril, tendido eléctrico, señalización, sistemas de vigilancia y seguridad, etc.

En Julio de 1996 se empezó la construcción de los cajones principales que

se instalaron en Abril de 1997. En Junio de 1997 se comenzaron las pilas principales que se terminaron a finales de 1998. En Abril de 1996 comenzaron los trabajos para construir los tableros de los puentes de aproximación. La losa del primer tramo se hormigonó en Agosto de 1997 y el último tramo se acabó en Mayo de 1999. La estructura completa del puente se terminó en Agosto de 1999 y el puente se inauguró en julio de 2000.

13. BIBLIOGRAFÍA

Ascorbe, P.; Milla, A.; Martínez, P.: El Puente de Öresund Link. Fabricación y suministro de los vanos de los viaductos de aproximación. Revista de Obras Públicas, nº 3.376, pp 35-54, Mayo 1998.

Dago, J. L.; Trigo, P.: Presentación del Proyecto Puente de Öresund. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Hue, F.; Serrano, G.: Puente de Öresund. Control de temperaturas y fisuración del hormigón del tablero a edades tempranas. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Hue, F.; Serrano, G.; Bolaño, J. A.: Öresund Bridge. Temperature and cracking control of the deck slab concrete at early ages. 16th IAARC/IFAC/IEEE International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Madrid 1999.

Hue, F.; Serrano, G.; Bolaño, J. A.: Öresund Bridge. Temperature and cracking control of the deck slab concrete at early ages. Automation in Construction (Elsevier), Vol 9, pp 437-445, 2000.

Pardo, M.; Obregón, J.: Materiales y propiedades del hormigón para el puente de Öresund. Ensayos de caracterización. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Rodríguez, J.; Ausín, V.: Ensayos singulares realizados para la caracterización del hormigón del Proyecto Öresund. Control de temperaturas y fisuración del hormigón del tablero a edades tempranas. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Trigo, P.; Serrano, G.; Peset, L.: Fabricación, transporte y puesta en obra del hormigón en el Puente de Öresund. Sistemas de ejecución. 1^{er} Symposium

Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Trigo, P.: El Puente Internacional de Öresund. Experiencia puntera de la técnica española en obras con hormigón de altas prestaciones. Puertos del Estado, Boletín de información mensual, nº 59, pp 49-58, Diciembre 1998.

14. ORGANISMOS REDACTORES DE LAS NORMAS UTILIZADAS

Las normas extranjeras que se han utilizado en el Enlace de Öresund, algunas de ellas citadas en el texto, están producidas y publicadas por los organismos nacionales, asociaciones y laboratorios de normalización citados a continuación. Los organismos nacionales europeos citados son miembros del Comité Europeo de Normalización (CEN), al que también pertenece el organismo nacional español Asociación Española de Normalización (AENOR). Entre todos los miembros del CEN preparan las normas europeas ENV, prEN y EN.

1) Normas producidas por organismos nacionales europeos:

Normas DIN: Instituto Alemán de Normalización (Deutsches Institut für Normung e.V.), Burggrafenstrasse 6, D-10787 Berlin (Alemania). Web: din.de

Normas DS: Asociación Danesa de Normalización (Dansk Standard (DS)/Danish Standards Association), Kollegievej 6, DK-2920 Charlottenlund (Dinamarca). Web: ds.dk

Normas NT Build: Consejo Noruego para la Normalización de la Edificación (Norges Byggstandardiseringsråd (NBR) / Norwegian Council for Building Standardization), Forksningsveien, 3 B, Postboks 129, Blindern, N-0314 Oslo (Noruega). Web: nbr.no

Normas SS: Instituto Sueco de Normalización (SIS / Swedish Standards Institute), Sankt Paulsgatan 6, S-11880 Stockholm (Suecia). Web: sis.se

2) Normas producidas por organismos americanos:

Normas ASTM: Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (American Society for Testing and Materials), 100

Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Hue, F.; Serrano, G.; Bolaño, J.A.: Öresund Bridge. Temperature and cracking control of the deck slab concrete at early ages. 16th IAARC/IFAC/IEEE International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Madrid 1999.

Hue, F.; Serrano, G.; Bolaño, J.A.: Öresund Bridge. Temperature and cracking control of the deck slab concrete at early ages. Automation in Construction (Elsevier), Vol 9, pp 437-445, 2000.

Pardo, M.; Obregón, J.: Materiales y propiedades del hormigón para el puente de Öresund. Ensayos de caracterización. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Rodríguez, J.; Ausín, V.: Ensayos singulares realizados para la caracterización del hormigón del Proyecto Öresund. Control de temperaturas y fisuración del hormigón del tablero a edades tempranas. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Trigo, P.; Serrano, G.; Peset, L.: Fabricación, transporte y puesta en obra del hormigón en el Puente de Öresund. Sistemas de ejecución. 1^{er} Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones, Madrid 1998.

Trigo, P.: El Puente Internacional de Öresund. Experiencia puntera de la técnica española en obras con hormigón de altas prestaciones. Puertos del Estado, Boletín de información mensual, nº 59, pp 49-58, Diciembre 1998.

14. EDITOR BODIES OF THE USED STANDARDS

The foreign standards used for the Öresund Link, some of them referred in this paper, have been developed and published by the standard national bodies, associations and laboratories listed below. The listed standard national bodies are members of the European Committee for Standardization (CEN). Also, the spanish standard national body Asociación Española de Normalización (AENOR) (Spanish Association for Standardization) is member of CEN. All the members of CEN develop the ENV, prEN and EN european standards.

1) Standards developed by european national standard bodies:

DIN standards: German Institute for Standardization (DIN - Deutsches Institut für Normung e.V.), Burggrafenstrasse 6, D-10787 Berlin (Germany). Web: din.de

DS standards: Danish Standards Association (DS - Dansk Standard), Kollegievej 6, DK-2920 Charlottenlund (Denmark). Web: ds.dk

NT Build standards: Norwegian Council for Building Standardization (NBR - Norges Byggstandardiseringsråd), Forskningsveien, 3 B, Postboks 129, Blindern, N-0314 Oslo (Norway). Web: nbr.no

SS standards: Swedish Standards Institute (SIS), Sankt Paulsgatan 6, S-11880 Stockholm (Sweden). Web: sis.se

2) Standards developed by american standard bodies:

ASTM standards: American Society for Testing and Materials (ASTM), 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, Pennsylvania, (United States of America). Web: astm.org

CSA standards: Canadian Standards Association (CSA), 5060 Spectrum Way, Mississauga, Ontario, L4W 5N6 (Canada). Web: csa.ca

3) Standards developed by european laboratories:

TI standards: Danish Technological Institute (DTI - Dansk Teknologisk Institut), Gregersensvej, Postboks 141, DK-2630 Taastrup (Denmark). Web: teknologisk.dk

Barr Harbor Drive, West Conshohocken, Pennsylvania, (Estados Unidos de América). Web: astm.org

Normas CSA: Asociación Canadiense de Normalización (Canadian Standards Association), 5060 Spectrum Way, Mississauga, Ontario, L4W 5N6 (Canadá). Web: csa.ca

3) Normas producidas por laboratorios europeos:

Normas TI: Instituto Danés de Tecnología (Dansk Teknologisk Institut/ Danish Technological Institute), Gregersensvej, Postboks 141, DK-2630 Taastrup (Dinamarca). Web: teknologisk.dk



load-outs of the 49 spans, of 140 mts length and 5750 tons of weight each, which composed the complete bridge. All the operations were executed during two years starting on April 1997. The first load-outs were made with ALE Lastra and Dragados Offshore personnel and the rest were made by the Dragados personnel duly instructed.



The equipment supplied for the execution of these maneuvers was:

- 2 self propelled trailers of 18 lines (SPT)
- Electronic synchronization system to co-ordinate the 2 x 18 SPT with the conventional trailers (2 x 17) owned by Dragados Offshore.
- 4 skidshoes of 500 tons unitary capacity.
- 8 skidshoes of 1000 tons unitary capacity.
- 10 push-pull units of 64 tons unitary capacity and 1 m of stroke.
- Nearly 1000 mts of skid tracks.
- More than 1500 skidding teflon pads.
- 3 big hydraulic power packs of 4 independent groups.

The good co-ordination and understanding between both companies contributed to the excellent execution of all the maneuvers, within the foreseen schedule.

Tel: +34 91 375 7160 - Fax: +34 91 304 4426 - info@ale-lastra.com



Estudio de la rotura de la fábrica de ladrillo bajo solicitaciones de tracción y cortante

Study of the brickwork masonry failure under tensile/shear loading

E. Reyes Pozo



M. J. Casati Calzada



J. C. Gálvez Ruiz

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Universidad de Castilla-La Mancha

RESUMEN

Actualmente no se dispone de un conocimiento suficiente de la rotura de la fábrica de ladrillo bajo acciones combinadas de tracción y cortante. En el campo experimental los ensayos realizados se centran en los mecanismos de fallo por compresión y compresión y cortante. En el terreno de la simulación numérica tampoco hay modelos fiables que se puedan aplicar ingenierilmente. Este trabajo presenta el resumen de una campaña experimental realizada para estudiar la rotura de la fábrica de ladrillo bajo acciones combinadas de tracción y cortante. En los ensayos se ha empleado la probeta con doble entalla solicitada a compresión asimétrica. Se han ensayado probetas con tres orientaciones de los tendeles (0, 90 y 45 grados) respecto al plano de aplicación de la carga. Además se presenta un modelo para simular el comportamiento de la rotura de la fábrica de ladrillo bajo acciones combinadas de tracción y cortante. El modelo propuesto se basa en el modelo de fisura cohesiva, que ha proporcionado muy buenos resultados en el hormigón. El modelo es contrastado con los resultados experimentales presentados en la primera parte del trabajo. El modelo emplea parámetros medibles experimentalmente y con pleno sentido físico, lo que resulta una ventaja de cara al uso del modelo en la práctica ingenieril.

SUMMARY

At present the knowledge about brickwork failure is limited. On the experimental field the study has been focussed on the

compression and compression/shear mechanisms. The available numerical models are difficult to apply by the practitioners. This paper shows the summary of an experimental benchmark made to study the failure of the brickwork masonry under tensile/shear loading. The double-edge notched specimen geometry was adopted for testing. The influence of the inclination of the brick lines was studied: specimens with three orientation angles of the brick lines respect to the loading direction were adopted (0, 90 and 45 degrees). The paper presents a numerical model for the failure of the brickwork masonry under tensile/shear loading. The model is based on the cohesive crack approach. The experimental results of the first part of the paper are simulated. The numerical model only includes parameters with physical meaning and measurable by standard methods. The proposed model may be used by the practitioners in an easy way.

1. INTRODUCCIÓN

La fábrica de ladrillo se emplea en la construcción desde hace siglos, especialmente en España, donde la industria cerámica tiene una larga tradición. Actualmente se usa en edificación de forma generalizada para la construcción de elementos de cierre y divisorios, y su uso como elemento estructural es más limitado. Este aspecto justifica que los estudios sobre la rotura de la fábrica sean escasos y nuestro conocimiento sobre sus mecanismos de rotura menor que en otros materiales de construcción como el hormigón o el acero. La recuperación de edificios históricos, en los que la fábrica tiene responsabi-

lidad estructural (muros de carga, arcos, pilares, etc.), ha despertado el interés por conocer los mecanismos de fallo de la fábrica. Además, una mayor calidad en la edificación exige evitar la fisuración de muros y elementos de cierre por flechas excesivas en los forjados, lo que solo es posible a partir de un mejor conocimiento de la fisuración de la fábrica de ladrillo. Estos son algunos de los motivos que han despertado el interés por mejorar nuestro conocimiento sobre el comportamiento mecánico de la fábrica de ladrillo.

De cara a estudiar el comportamiento en rotura de la fábrica de ladrillo es importante tener presente que se trata de un material compuesto, cuyas propiedades mecánicas y resistencias dependen fuertemente de las de sus materiales constituyentes. Además, la disposición geométrica en hiladas del ladrillo y el mortero, así como de la intercara entre ambos, provoca que estas características dependan en gran medida de la dirección que se someta a estudio, ya que las juntas actúan como claros planos de debilidad. Adquiere mucha importancia, por tanto, la orientación de la fábrica frente a la dirección de las cargas que la solicitan.

Hasta ahora el estudio de los mecanismos de fallo de la fábrica de ladrillo se ha centrado fundamentalmente en las solicitaciones de compresión y compresión/cortante [1-4], habiéndose estudiado poco el fallo bajo solicitaciones de tracción y cortante [5-6], lo que se conoce como fractura en modo mixto (modos I y II). La rotura de la fábrica por combinación de tensiones de tracción y tangenciales es de gran importancia en países como el nuestro, en el que existe una abundante patología de fisuración de muros de fábrica de ladrillo debida a asientos diferenciales, deformación diferida de forjados, etc. La característica de este tipo de fallos es la presencia de grietas discretas (una o varias grietas separadas) y no daño continuo (microgrietas muy juntas).

Actualmente no se dispone de suficientes datos experimentales para verificar y validar los modelos de cálculo que se desarrollen para simular la fractura en modo mixto de la fábrica de ladrillo. Este trabajo presenta los resultados de una campaña experimental encaminada a proporcionar resultados de la propagación de grietas en probetas de fábrica de ladrillo con varias inclinaciones de las hiladas respecto a la grieta. Con este fin se ha empleado la geometría de la probeta con doble entalla solicitada a compresión asimétrica [7-9]. Se han ensayado probetas con tres orientaciones de las hiladas (0, 90 y 45 grados) respecto al plano de aplicación de la carga. Los ensayos se han realizado con probetas a escala 1/4 de la fábrica de ladrillo real. Además se presentan los resultados de caracterización de la fábrica: propiedades mecánicas de la fábrica como material compuesto, de sus materiales constituyentes y de la intercara ladrillo-mortero.

La geometría adoptada ha sido empleada por los autores para estudiar la fractura en modo mixto del hormigón y mortero [7] con resultados satisfactorios. Tiene como ventaja añadida que emplea probetas de dimensiones reducidas, lo que es de gran interés dado el alto coste que lleva la fabricación de probetas de fábrica a escala.

De cara a conseguir un mejor conocimiento de la rotura en modo mixto de la fábrica de ladrillo se ha desarrollado un

modelo para simular su rotura. La simulación numérica del proceso de rotura añade información complementaria a los ensayos de laboratorio, como es un mejor conocimiento de las tensiones normales y tangenciales que se desarrollan en la zona en proceso de rotura y la posibilidad de estudiar la influencia de las distintas variables que gobiernan el proceso de rotura. Para realizar esta simulación se ha constatado que los modelos desarrollados se han centrado fundamentalmente en la simulación de los procesos de rotura de la fábrica bajo cargas predominantes de compresión y cortante, no disponiéndose de un modelo satisfactorio para la rotura de la fábrica bajo cargas predominantes de tracción y cortante.

Se ha planteado como segundo objetivo de este trabajo proporcionar un modelo que cubra esta laguna. Por tratarse de fisuras discretas se ha optado por un modelo de fisura cohesiva discreta [10]. El modelo desarrollado por Hillerborg [11] se ha empleado con éxito en la rotura bajo tracción pura (fractura en modo I) de materiales cuasifrágiles como el hormigón. Ha sido extendido a la fractura en modo mixto por otros autores, pero los modelos propuestos exigen emplear un elevado número de parámetros, algunos de ellos con dudoso sentido físico y muy difíciles de medir.

En anteriores trabajos [12-13] los autores han extendido el modelo de la fisura cohesiva, desarrollado por Hillerborg [11] para la rotura bajo tracción pura (fractura en modo I), a la rotura bajo solicitaciones combinadas de tracción y cortante (fractura en modo mixto I/II) de materiales homogéneos e isotropos. El modelo desarrollado [12-13] emplea parámetros con pleno significado físico y medibles mediante ensayos normalizados. En este trabajo se extiende el modelo de fractura en modo mixto, desarrollado para materiales isotropos, a la fábrica de ladrillo (comportamiento ortótropo) bajo solicitaciones de tensión o deformación plana. El modelo propuesto contempla la variación de la energía de fractura, resistencia a tracción y módulo de elasticidad con la dirección del material (orientación de los tendeles). El procedimiento de cálculo presentado emplea la formulación de la plasticidad clásica y ha sido incorporado, mediante subrutinas de usuario, a un programa comercial de elementos finitos. El modelo se ha contrastado con los resultados experimentales proporcionados en la primera parte de este trabajo. Los datos empleados en los cálculos han sido medidos experimentalmente.

El trabajo se inicia con la presentación de los ensayos y los resultados experimentales de la rotura de la fábrica bajo solicitaciones de tracción y cortante. A continuación se introduce el modelo clásico de fisura cohesiva en modo I, que es extendido a la fractura en modo I/II de la fábrica. Se comparan los resultados de la simulación numérica y los resultados experimentales, y finalmente se establecen las conclusiones del trabajo.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS PROBETAS

Las probetas reproducen a escala 1/4 un muro de fábrica de ladrillo a soga de medio pie de espesor. Se han fabricado a partir de ladrillos macizos comerciales cortados individualmente con una sierra circular por vía húmeda (Figura 1). Los ladrillos cortados fueron sumergidos en agua a 20°C 24 horas



Figura 1. Obtención de los ladrillos a escala 1/4 a partir de ladrillos macizos comerciales.

antes de la fabricación de las probetas. La granulometría y tamaño de los áridos empleados en el mortero reproducen a escala 1/4 el mortero empleado para fabricar este tipo de muros en la realidad. El tamaño máximo del árido empleado fue 1 mm. El mortero contenía humo de sílice (13% del peso de cemento) y superfluidificante (3% del peso de cemento y humo de sílice).

Las probetas se fabricaron en moldes prismáticos de acero, con las caras interiores rectificadas. Se fabricaron prismas de dimensiones 150 x 675 x 26.2 mm con las tres orientaciones de la fábrica: 0, 90 y 45 grados. En total se fabricaron seis prismas de fábrica, dos para cada una de las orientaciones. Los prismas se fabricaron en posición horizontal (Figura 2). Con el fin de garantizar la correcta posición de los ladrillos y evitar movimientos accidentales antes de que endureciesen las probetas, los ladrillos se fijaron mediante una gota de cianoacrilato a una lámina de poliéster de 0.1 mm de espesor situada en el fondo del molde. Esta lámina reproducía exactamente la posición y dimensiones de cada uno de los ladrillos. Una vez situados y fijados todos los ladrillos en el molde se procedió a verter el mortero, poniendo especial cuidado en que

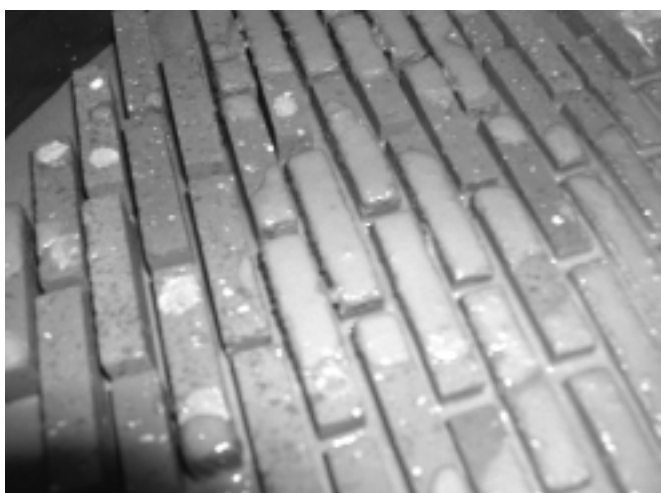


Figura 2. Fabricación de los muros de ladrillo a escala a partir de ladrillos a escala 1/4.

penetrase entre los ladrillos (Figura 2). El mortero se compactó mediante suaves golpes aplicados en la base del molde con un martillo de goma. Las probetas se mantuvieron cubiertas con un saco de arpillera húmedo durante 48 horas, transcurrido este periodo se desmoldaron e introdujeron en una cámara húmeda a 20°C y 99% de humedad hasta el momento de su ensayo.

Los prismas de fábrica se ensayaron de acuerdo con la Recomendación RILEM 50-FMC [14] para la medida de la energía de fractura, G_F . Además este ensayo permitió la medida indirecta de la resistencia a tracción de la fábrica, f_t , y de su módulo de elasticidad, E . La Figura 3 muestra una probeta con la fábrica a 45 grados durante este ensayo. La Tabla 1 recoge las propiedades mecánicas de la fábrica. Además se ha medido la energía de fractura y la resistencia a tracción del ladrillo y el mortero, y la energía de fractura de la intercara ladrillo-mortero, la Tabla 2 recoge estos resultados.

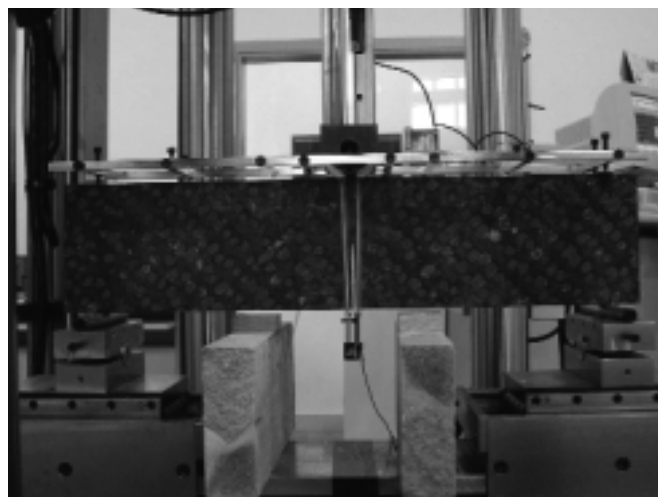


Figura 3. Ensayo para la medida de la energía de fractura en una probeta con las hiladas a 45°.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de la fábrica

Orientación	G_F (N/m)	f_t (MPa)	E (GPa)
horizontal	75	5.8	38
45°	54	4.1	28
vertical	33*	2.4*	18*

* Estimado

G_F : Energía de fractura.

f_t : Resistencia a tracción.

E : Módulo de elasticidad.

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales que constituyen la fábrica

Elemento	G_F (N/m)	f_t (MPa)
Ladrillo	107	7.6
Mortero	86	7.6
Intercara	10	—

G_F : Energía de fractura.

f_t : Resistencia a tracción.

A partir de las dos mitades resultantes del ensayo de medida de la energía de fractura se obtuvieron las probetas compactas con doble entalla. El procedimiento consistió en cortar las probetas con una sierra circular de diamante a baja velocidad por vía húmeda (Figura 4). Se obtuvieron cuatro probetas compactas con doble entalla para cada una de las orientaciones de los tendeles (0, 90 y 45 grados). Las entallas resultantes tenían 3.6 mm de espesor. La Figura 5 muestra la geometría y dimensiones de las probetas.

La geometría de la probeta compacta con doble entalla sometida a compresión asimétrica pretende reproducir, con dimensiones finitas, la geometría propuesta por Tada [15] (Figura 6) para un teórico ensayo de rotura bajo tensión tangencial pura (fractura en modo II). En la Figura 6, K_I y K_{II} son los factores de intensidad de tensiones, $K_I = 0$ indica tracciones nulas, y $K_{II} \neq 0$ indica tensiones tangenciales no nulas. Los autores han podido verificar [12-13] que este ensayo se adecua bien a la fractura en modo mixto de materiales cohesivos y tiene como ventaja añadida que emplea probetas de dimensiones reducidas, lo que es de gran interés dado el alto coste que lleva la fabricación de probetas de fábrica a escala. La aplicación de una tensión de compresión en lugar de tracción se debe a que el signo de las tensiones tangenciales es irrelevante, y así el ensayo es más sencillo de realizar.



Figura 4. Obtención de las probetas compactas a partir de las mitades de viga ensayadas para medir la energía de fractura.

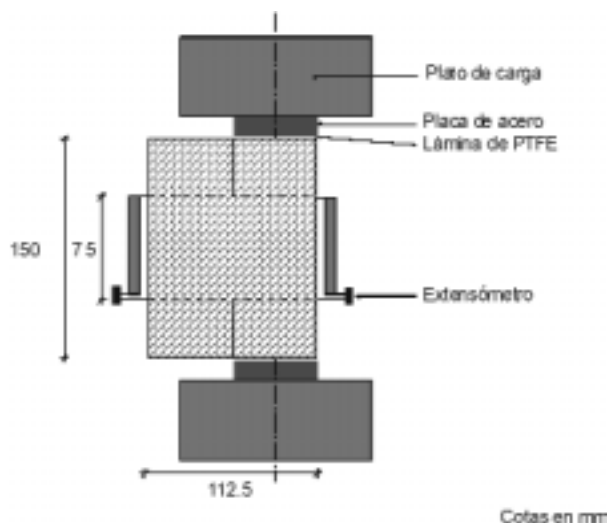
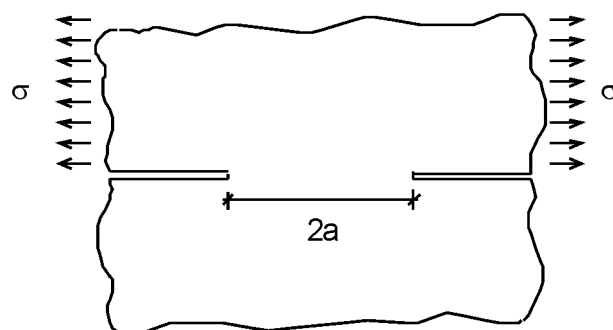


Figura 5. Dispositivo de ensayo, dimensiones de las probetas y esquema de instrumentación.



$$K_I = 0 \quad \text{y} \quad K_{II} = \frac{\sigma}{4} (\pi a)^{0.5}$$

Figura 6. Problema de la placa infinita con doble grieta semiinfinita, y su solución según Tada et al. [15].

3. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

3.1. Dispositivo experimental

Los ensayos se llevaron a cabo con una máquina hidráulica servocontrolada, marca INSTRON, modelo 8805. Se empleó una rótula bloqueable, con el fin de aplicar la compresión uniformemente. La compresión se aplicó a la probeta a través de chapas de acero de 10 mm de espesor. En el contacto entre las chapas y la probeta se introdujo una fina lámina de teflón, con el fin de minimizar el rozamiento entre el acero y la fábrica.

Las probetas se instrumentaron mediante dos extensómetros, uno de ellos situado en el borde exterior de la parte no cargada de la probeta, y el otro acoplado en borde exterior de la parte cargada de la probeta. La base de medida de ambos extensómetros era exactamente igual a la longitud del ligamento de la probeta. La Figura 5 muestra un esquema del dispositivo experimental utilizado y de la ubicación de los extensómetros. La Figura 7 muestra un esquema de conjunto de la probeta en la máquina de ensayos.

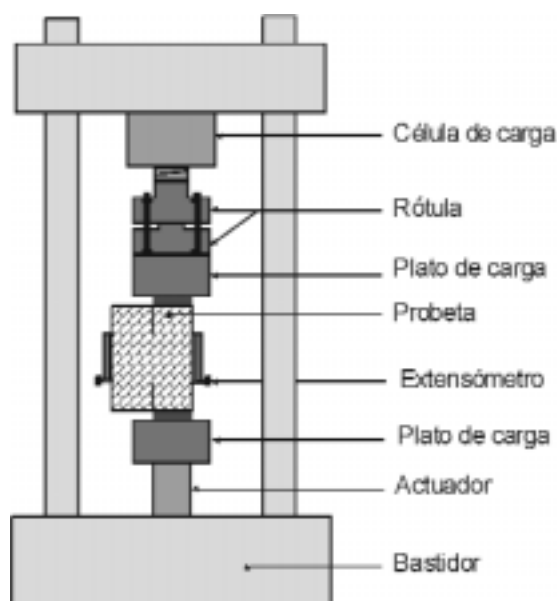


Figura 7. Esquema de la probeta en la máquina de ensayos.

Con el fin de distinguir las fisuras propagadas a partir de las entallas (fisuras generadas por la fractura en modo mixto) y las fisuras de compresión se emplearon dos técnicas complementarias: a) las caras de las probetas se espolvorearon con fluoresceína, b) la punta de la entalla de la probeta se observó con un microscopio óptico una vez finalizado el ensayo.

La fluoresceína es un polvo que cambia de color en contacto con el agua. Dicho polvo se extendió sobre las caras previamente secadas con un paño. Así, durante el transcurso del ensayo, al formarse las grietas, el agua contenida en el interior de las probetas salía al exterior, con lo cual las fisuras podían ser localizadas a medida que aparecían y se propagaban.

La Figura 8 muestra una probeta en la máquina de ensayos, con los extensómetros acoplados, durante un ensayo.

3.2. Procedimiento de ensayo de las probetas

Dos días antes del ensayo las probetas se sumergieron en agua a 20°C, sacándose en el momento de su ensayo. Se secaron superficialmente con la ayuda de un paño y se espolvoreó la fluoresceína en sus caras. Posteriormente, se situaron en la máquina de ensayos y se colocaron los extensómetros. Con la rótula del actuador inicialmente libre, se aplicaba una pequeña compresión hasta que la chapa superior se acomodaba completamente sobre la probeta. En este instante se bloqueaba la rótula, y se comenzaba a aplicar carga sobre la probeta hasta el momento del colapso. Se ensayaron tres probetas compactas de doble entalla para cada una de las orientaciones de los tendeles (0, 90 y 45 grados).

Los ensayos se realizaron con control del desplazamiento del pistón de aplicación de carga. La velocidad de descenso del pistón fue de 0,04 mm/min.

Según avanzaba el ensayo, las caras espolvoreadas con fluoresceína eran observadas con atención para localizar las fisuras generadas por tracción y cortante en el lado no cargado de la probeta. En los tramos finales del ensayo, la fluoresceína permitió también localizar y observar el desarrollo de las grietas formadas en el lado cargado (lado derecho en la Figura 5).

El ensayo se detenía cuando la probeta fallaba por rotura de la parte comprimida al agotar su resistencia a compresión.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1. Fisuras propagadas en las probetas

Durante el ensayo, en primer lugar aparecieron y se propagaron las fisuras desde la punta de la entalla hacia el lado no cargado de la probeta (lado izquierdo de la probeta en la Figura 5). Estas fisuras se propagaron hasta que las compresiones en la mitad comprimida de la probeta fueron muy elevadas, momento en el cual comenzaron a aparecer fisuras de compresión en dicha zona. Al colapsar la parte comprimida de la probeta se producía una descarga de la probeta y por tanto disminuía la carga transmitida a la mitad de la probeta no comprimida. Finalmente, la probeta fallaba por compresión de la mitad cargada, pudiendo observarse en la mayoría de las probetas ensayadas los mecanismos de fallo por compresión en la fábrica.

La Figura 9 muestra una foto en la que se observan los dos tipos de grietas. La foto corresponde a un estado cercano al colapso por compresión de una de las probetas con las hiladas de ladrillos en vertical. En la parte izquierda se observa la grieta debida a la fractura en modo mixto, y en la parte derecha las grietas verticales debidas a la separación entre el ladrillo y el mortero, debidas a la compresión.

Conviene señalar que el comportamiento de la fábrica en estos ensayos ha sido mucho menos repetitivo que en los ensayos equivalentes realizados por los autores con probetas de hormigón [7]. La mayor dispersión experimental se debe a la falta de homogeneidad del material y muy especialmente al diferente comportamiento de la probeta dependiendo de que las grietas de compresión se propagasen siguiendo las intercaras ladrillo-mortero, o atravesando el ladrillo y el mortero.

La Figura 10 muestra la grieta correspondiente a la fractura en modo mixto observada con el microscopio en una probeta con las hiladas de ladrillo horizontales.

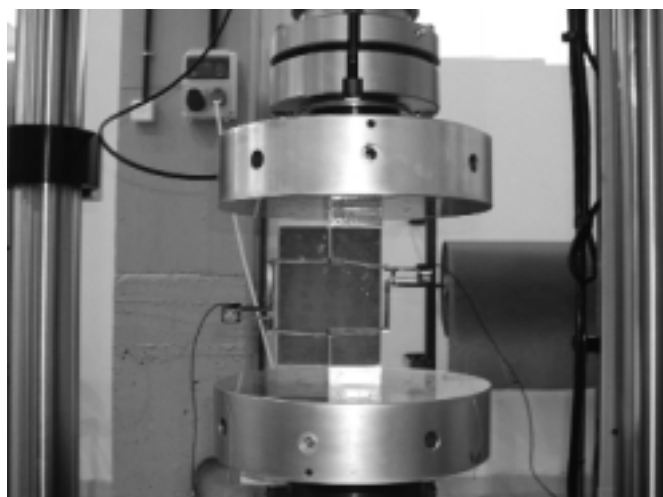


Figura 8. Probeta compacta con doble entalla en la máquina de ensayos durante un ensayo.

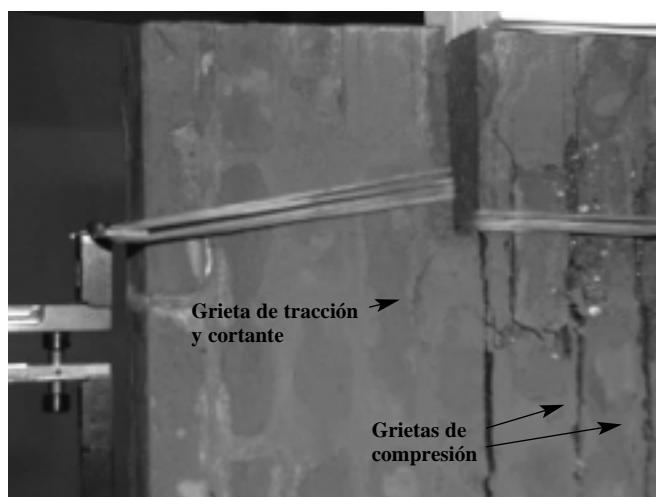


Figura 9. Probeta con las hiladas de ladrillo verticales cercana al colapso.

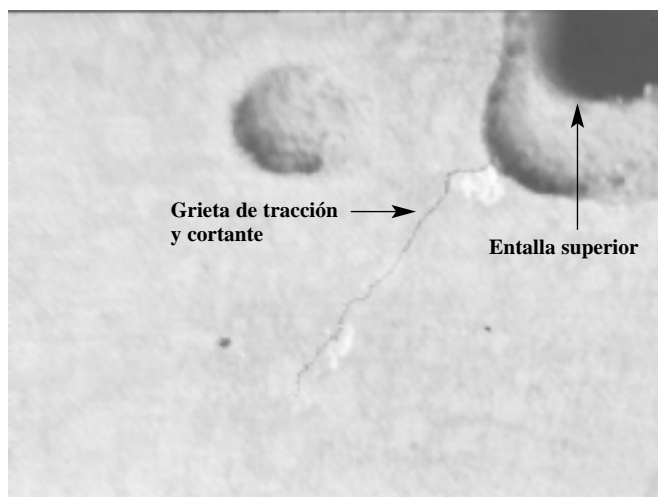


Figura 10. Grieta de tracción y cortante en una probeta con los tendeles horizontales.

4.2. Registros experimentales carga-desplazamiento

Como se ha señalado anteriormente, durante los ensayos de las probetas de hormigón se registraron la carga aplicada, el desplazamiento del extensómetro acoplado en el borde exterior de la parte no cargada de la probeta (extensómetro izquierdo de la Figura 5), y el desplazamiento del extensómetro acoplado en el borde exterior de la parte comprimida de la probeta (extensómetro derecho de la Figura 5).

La Figura 11 muestra los registros experimentales de la carga aplicada frente al desplazamiento de ambos extensómetros, para las 3 orientaciones de las hiladas de ladrillos.

Las Figuras 11b), 11d) y 11f) muestran los registros de la carga aplicada frente a la lectura del extensómetro situado en la zona cargada para las probetas con las hiladas horizontales, a 45 grados y verticales, respectivamente. En todas ellas se aprecia una zona inicial aproximadamente recta, hasta que se alcanza un cierto límite pasado el cual se pone de manifiesto una marcada no-linealidad y finalmente la rotura por compresión de la probeta.

Las curvas 11a), 11c) y 11e) muestran los registros de la carga aplicada frente a la lectura del extensómetro situado en el lado no cargado, para las probetas con las hiladas horizontales, a 45 grados y verticales, respectivamente. En todos los casos se observa como las curvas muestran inicialmente un crecimiento hacia valores positivos que va siendo cada vez menor hasta que pasa hacia valores de desplazamiento nulos. Esto indica que, a medida que crece la carga en la parte comprimida de la probeta, se produce un alargamiento del lado descargado donde está acoplado el extensómetro, hasta el momento en que aparecen las grietas generadas por la rotura en modo mixto. A partir de ese momento, y a medida que crecen las grietas en modo mixto, el lado en el que no se aplica la carga se va relajando, puesto que el ligamento que transmite la carga es menor, y tiende a recuperar la forma inicial, de ahí que la lectura del extensómetro situado en ese lado tienda hacia valores del desplazamiento nulos.

La Figura 11 f muestra un comportamiento aparentemente anómalo en el que, una vez alcanzada la carga de rotura, el extensómetro situado en la zona comprimida disminuye su acortamiento (retroceso de la curva) en vez de aumentarlo, como sería lógico esperar. Este comportamiento se debe a que se trata de las probetas con las hiladas de ladrillo verticales y al alcanzarse la carga de rotura por compresión se produce la separación y el pandeo de la hilada vertical más externa de la probeta, cuya curvatura produce un alargamiento en el extensómetro a ella unido.

Estos registros muestran una mayor dispersión experimental que los obtenidos en probetas análogas de mortero [7] debido a la no homogeneidad de la fábrica, que propicia mecanismos de fallo distintos, según que las grietas se propaguen por las intercaras ladrillo-mortero, o atraviesen el ladrillo y el mortero.

5. LA FISURA COHESIVA PARA SIMULAR LA ROTURA POR TRACCIÓN

El modelo de la *fisura cohesiva*, desarrollado por Hillerborg y sus colaboradores [11], se ha empleado con éxito en el estudio de la fractura de los materiales pétreos. Se trata de un modelo sencillo y de claro significado físico. Una exposición detallada del modelo se encuentra en [10]. La curva de ablandamiento, $\sigma = f(w)$, es el elemento fundamental de este modelo. Esta curva es una propiedad del material y relaciona la tensión σ que actúa entre los labios de la grieta con la abertura w de la grieta una vez que se ha alcanzado la resistencia a tracción del hormigón. El modelo fue desarrollado por Hillerborg para la rotura por tracción (fractura en modo I), en la que la tensión σ es normal a los labios de la grieta.

La definición de la curva de ablandamiento requiere, como mínimo, dos parámetros: la resistencia a tracción del material, f_{t0} , y la energía específica de fractura, G_F . La resistencia a tracción del material es la tensión de tracción a la que se crea una grieta y comienza a abrirse ($f(0) = f_{t0}$). La energía específica de fractura, G_F , es la energía necesaria para generar una unidad de superficie de grieta completamente abierta en el material. De este modo, el área encerrada bajo la curva de ablandamiento en un diagrama tensión-apertura de grieta es la energía específica de fractura. Ambos parámetros se miden experimentalmente mediante ensayos normalizados. La Figura 12 presenta el esquema de una fisura cohesiva en modo I y la curva de ablandamiento correspondiente.

Desde la formulación del modelo de la fisura cohesiva se han propuesto diferentes aproximaciones a la curva de ablandamiento experimental. Las curvas bilineales son aceptadas como la aproximación más razonable, aunque no hay acuerdo acerca de la posición exacta del punto de intersección de las dos rectas. En este trabajo adoptamos el modelo de Petersson [16].

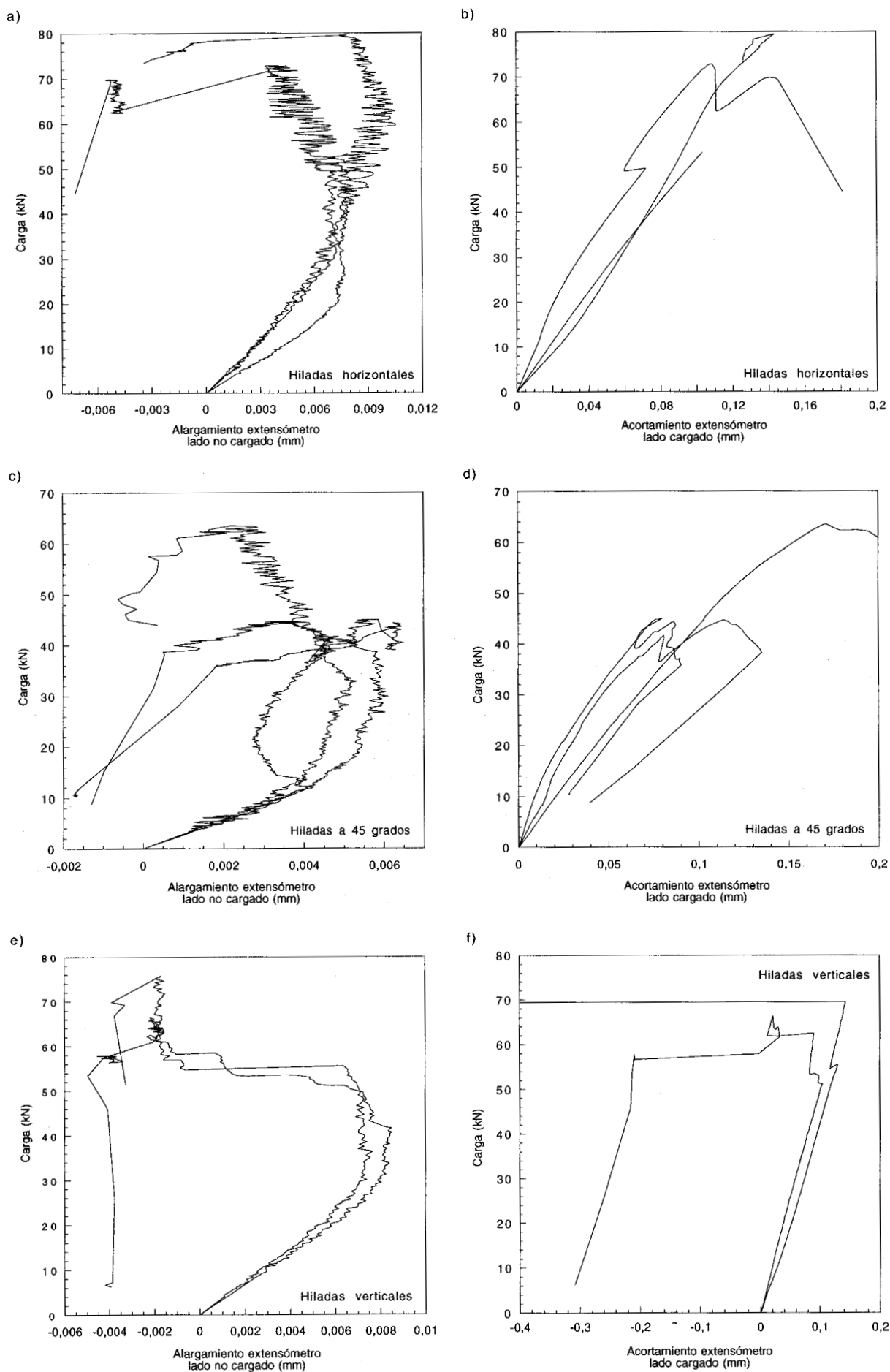


Figura 11. Registros experimentales de la carga aplicada frente al alargamiento del extensómetro situado en el lado no cargado: a), c) y e), y carga aplicada frente al acortamiento del extensómetro situado en el lado cargado: b), d) y f), para las probetas con las hiladas de ladrillos horizontales, a 45 grados y verticales, respectivamente.

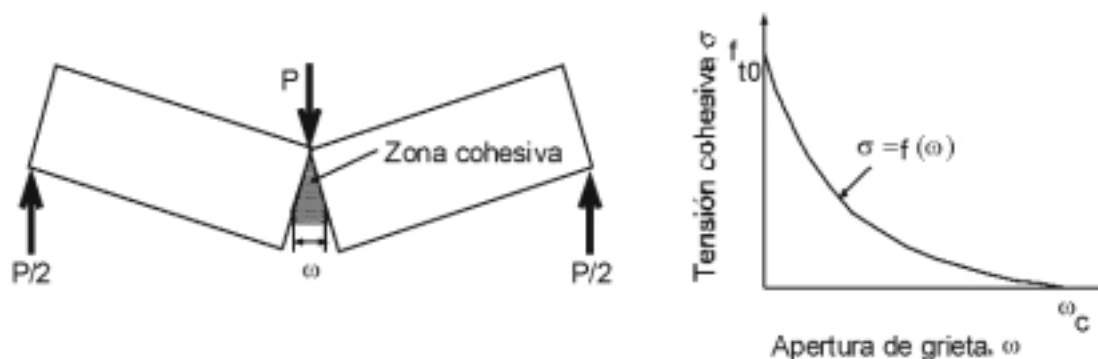


Figura 12. Fisura cohesiva y curva de ablandamiento de la rotura en tracción de un material cohesivo.

6. LA FISURA COHESIVA PARA LA ROTURA POR TRACCIÓN Y CORTANTE

Al extender el modelo de la fisura cohesiva de modo I (tracción) a modo mixto I/II (tracción y cortante) distinguimos dos etapas: 1) determinación de la dirección de propagación de la grieta a medida que se propaga, es decir su trayectoria a lo largo de todo el ensayo, y 2) introducción del modelo de fisura cohesiva en modo mixto (tensiones de tracción y tangenciales) en la trayectoria de la grieta. En este trabajo las dos etapas se realizan mediante dos cálculos consecutivos y distintos.

6.1. Predicción de la trayectoria de la grieta

En anteriores trabajos [17-18] se ha mostrado que la predicción de la trayectoria proporcionada por la mecánica de la

fractura elástica lineal constituye una buena aproximación de la trayectoria de la grieta en estos materiales (hormigón, mortero, piedra, etc.). En este trabajo se emplea el criterio de la *máxima tensión circunferencial*, enunciado por Erdogan y Sih [19], que postula que la grieta crece radialmente a la punta de la grieta en la dirección normal a la máxima tensión $\sigma_{\theta\theta}$. Para el cálculo de las trayectorias de grieta se empleó el código de elementos finitos FRANC2D [20].

6.2. Superficie de rotura para tensiones de tracción y tangenciales

Los materiales cohesivos no agotan su resistencia una vez que han alcanzado una tensión igual a su resistencia. La Figura 13 muestra una grieta en un material de este tipo. De

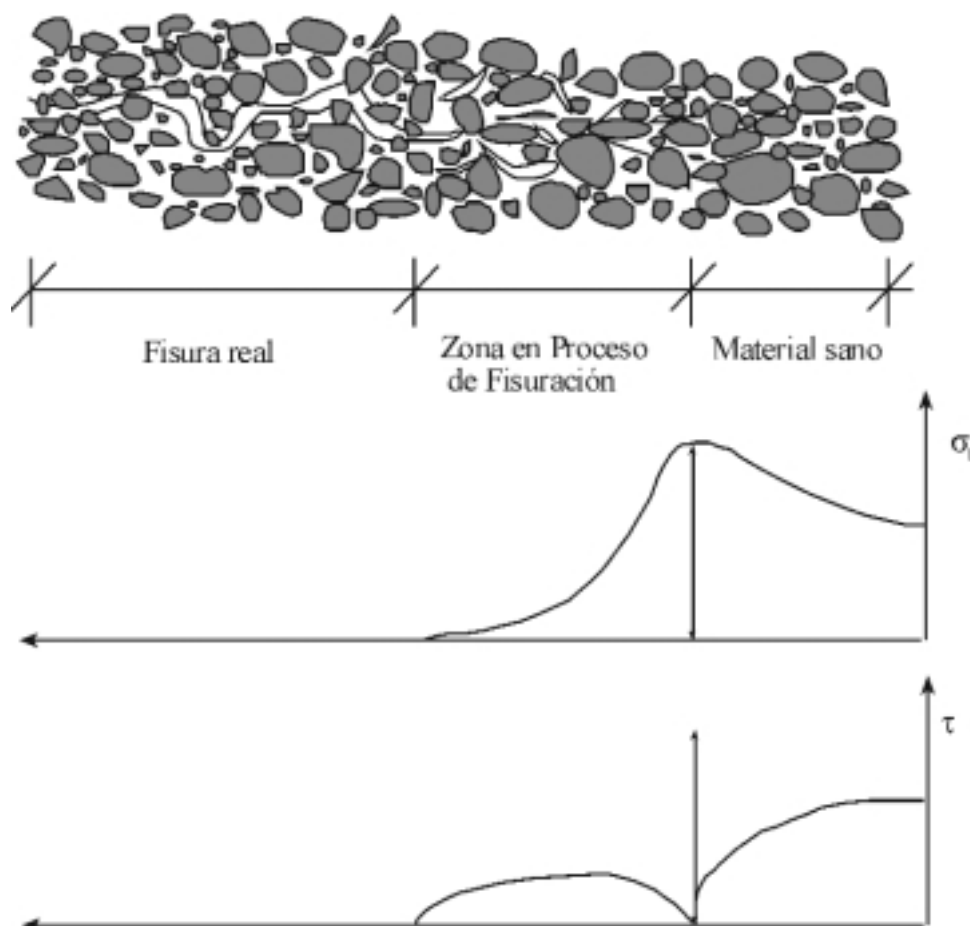


Figura 13. Evolución de la zona en proceso de rotura y perfil de tensiones bajo condiciones de rotura en modo mixto (tracción y cortante).

izquierda a derecha distinguimos tres zonas: 1) zona completamente rota, abierta y sin posibilidad de transmitir tensiones entre los labios de la grieta, 2) *zona en proceso de fisuración*, el material ha alcanzado tensiones iguales a su resistencia y se ha roto, pero mantiene la capacidad de transmitir tensiones normales y tangenciales entre los labios de la grieta a través de puentes de material sano y la imbricación entre los áridos, y 3) zona sana, en la que el material no ha sido solicitado por tensiones superiores a su resistencia. El modelo de la fisura cohesiva para modo I recoge este comportamiento a través de la curva de ablandamiento de la tensión normal a los labios de la grieta, σ (véase Figura 12).

En la rotura bajo la acción combinada de tensiones normales y tangenciales (fractura en modo mixto I/II) el desplazamiento relativo entre los labios de la grieta es de naturaleza vectorial. Sea \mathbf{u} el vector de desplazamientos relativos, cuyas componentes normal y tangencial son u_n y u_t ,

$$\mathbf{u} = u_n \vec{n} + u_t \vec{t} \quad (1)$$

donde \vec{n} y \vec{t} son los vectores unitarios en las dirección normal y tangencial de la cara inferior de la grieta.

De este modo la tensión transmitida entre los labios de la grieta es también de naturaleza vectorial, cuyas componentes normal y tangencial, expresadas como σ y τ , respectivamente, permiten definir el vector de tracción, \mathbf{t} , en la cara inferior de la grieta:

$$\mathbf{t} = \sigma \vec{n} + \tau \vec{t} \quad (2)$$

La formulación del modelo de fisura cohesivo exige establecer la relación entre el vector de tracción, \mathbf{t} , y el vector de desplazamientos relativos, \mathbf{u} . En este trabajo se adopta una formulación elastoplástica, en la que el vector de desplazamientos relativos es separado en una parte elástica y otra inelástica:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}^e + \mathbf{u}^i \quad (3)$$

de forma que el vector de tracción se expresa:

$$\mathbf{t} = \mathbf{K}_e \mathbf{u}^e \quad (4)$$

donde \mathbf{K}_e es un tensor de rigidez de segundo orden. Se asume que las componentes normal y tangencial están desacopladas, de modo que en la base $\{\vec{n}, \vec{t}\}$ la matriz \mathbf{K}_e es diagonal. Además, a falta de más datos experimentales, se asume que la rigidez normal y tangencial son iguales:

$$[\mathbf{K}_e] = K^e \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

En teoría, la rigidez inicial de la fisura cohesiva debería ser infinita, pero para los cálculos numéricos se requiere un valor finito. Se adopta un valor inicial de K^e , tal que el valor de la resistencia inicial, f_{to} , se alcanza para una apertura de grieta igual a $0.001 \omega_c$, en donde ω_c es el valor de la apertura de grieta con el que se agota la curva de ablandamiento (véase Figura 12).

Por lo que respecta al comportamiento inelástico, se asume [12] que la grieta progresa cuando una determinada superficie de rotura $F(\mathbf{t}) = 0$ es alcanzada. En este trabajo adoptamos la siguiente expresión hiperbólica [21] para la superficie de fractura:

$$F(\mathbf{t}) = \tau^2 - \tan \phi_f \left(f_t(\theta) - \sigma \right) \left[2c(\theta) - \tan \phi_f \left(f_t(\theta) + \sigma \right) \right] \quad (6)$$

donde $c(\theta)$, ϕ_f y $f_t(\theta)$ son los valores instantáneos de la cohesión, el ángulo de fricción y la resistencia a tracción, respectivamente. Estos valores dependen de la dirección del material, θ , y de la historia de carga a través sólo del parámetro u^{ieff} , definido como sigue:

$$\dot{u}^{ieff} = \|\dot{\mathbf{u}}\| = \left(\dot{u}_n^2 + \dot{u}_t^2 \right)^{0.5} \quad (7)$$

$$u^{ieff} = \int \dot{u}^{ieff} dt \quad (8)$$

En este trabajo se adopta constante el valor del ángulo de fricción, ϕ_f , mientras que los valores instantáneos de la resistencia a tracción, $f_t(\theta)$, y la cohesión, $c(\theta)$, dependen del parámetro de ablandamiento, u^{ieff} , a través de una curva bilineal como la mostrada en la Figura 14. Si el material fuese isótropo la curva de ablandamiento sería la misma independientemente de la dirección. El valor de f_{to} depende de la dirección de sollicitación, habiéndose adoptado una ley de variación lineal entre el valor máximo de f_{to} y su valor mínimo en función del ángulo θ . Análogo tratamiento se ha dado al valor de c_o .

La curva de ablandamiento bilineal de la resistencia a tracción, correspondiente a la fractura en modo I (Figura 14a) se puede obtener experimentalmente [21]. Sin embargo, no se dispone de técnicas experimentales para obtener la curva de ablandamiento de la cohesión, correspondiente a la fractura en modo II. Siguiendo la experiencia de trabajos previos [12-13], se ha supuesto que ambas curvas son proporcionales y que agotan su ablandamiento para un mismo valor de la apertura crítica de la grieta, ω_c . Así se cumple:

$$\omega_c = \omega_\sigma, \quad \omega_{lc} = \omega_{l\sigma}, \quad c_o = f_{to} \frac{G_F^{IIa}}{G_F^I}, \quad s_{lc} = s_{l\sigma} \frac{G_F^{IIa}}{G_F^I} \quad (9)$$

De este modo, el valor instantáneo de la resistencia a tracción se obtiene de la curva de ablandamiento, definida a partir de sus parámetros característicos (f_{to} , $s_{l\sigma}$, $\omega_{l\sigma}$, ω_σ y G_F^I), medidos mediante ensayos independientes en modo I para cada material en particular. El comportamiento cohesivo estaría completamente definido conocida G_F^{IIa} , o la relación G_F^{IIa}/G_F^I .

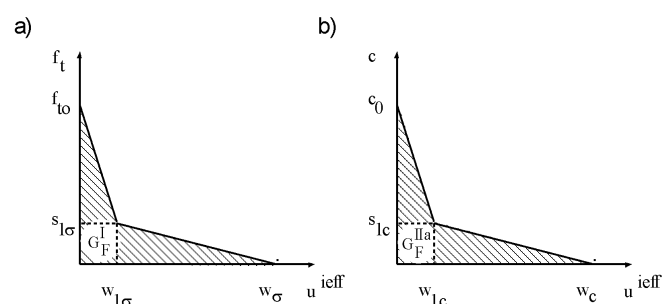


Figura 14. Curvas de ablandamiento: a) resistencia a tracción f_t b) cohesión, c .

La Figura 15 muestra la superficie de rotura y su evolución con el parámetro de ablandamiento u^{ieff} . Es importante tener presente que la superficie de rotura depende del ángulo del material, θ . Además, cada superficie de rotura tienen dos brazos, pero solo el que se extiende hacia valores negativos de σ tiene sentido físico. Cuando el material está completamente deteriorado (resistencia a tracción y cohesión nulas), la superficie de fractura pasa a ser una superficie de fricción de Coulomb con coeficiente de rozamiento $\mu = \tan\phi_f$ tal y como muestra la Figura 15.

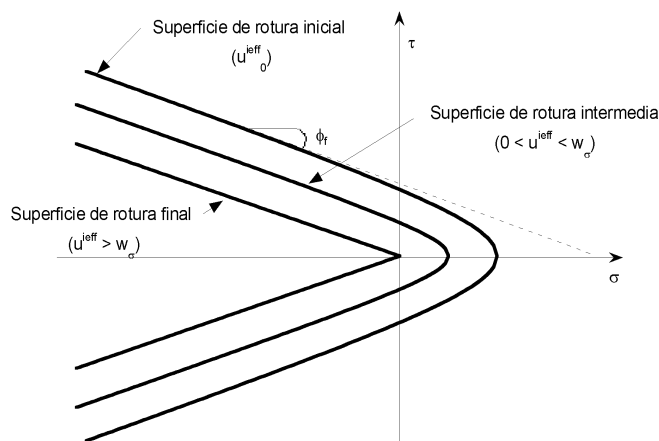


Figura 15. Superficie de rotura y evolución en función del parámetro de ablandamiento u^{ieff} .

El valor de la relación $c/f_t = G_F^{IIa}/G_F^I$ no puede ser adoptado arbitrariamente. La ecuación de la superficie de rotura $F(\mathbf{t}) = 0$ solo tiene sentido físico si se cumple que el valor entre corchetes de la expresión (6) no es negativo para valores de $\sigma \leq f_t$, de modo que:

$$\frac{c}{f_t} \geq \tan\phi_f \quad \text{y} \quad \frac{G_F^{IIa}}{G_F^I} \geq \tan\phi_f \quad (10)$$

6.3. Regla de flujo y dilatación

Para completar el modelo es necesario saber cómo evolucionan los desplazamientos inelásticos en la zona en proceso de rotura. Su evolución se establece mediante la regla de flujo, basada en el potencial plástico de las tensiones. En este caso se postula la existencia de un potencial plástico $Q(\mathbf{t})$, de modo que el incremento de los desplazamientos es dado por:

$$\dot{\mathbf{u}}^i = \dot{\lambda} \frac{\partial Q(\mathbf{t})}{\partial \mathbf{t}} \dot{\lambda} \mathbf{b} \quad (11)$$

donde \mathbf{b} es la normal a la superficie de potencial plástico y $\dot{\lambda}$ es un multiplicador plástico no negativo.

El ángulo de dilatación es definido, a través de su tangente, mediante la relación que existe entre el incremento de los desplazamientos inelásticos normales y tangenciales:

$$\tan\phi_d = \frac{\dot{u}_n^i}{\dot{u}_t^i} \quad (12)$$

y coincide con el ángulo entre la superficie de potencial plástico y el semieje negativo de σ (abscisa de la Figura 16).

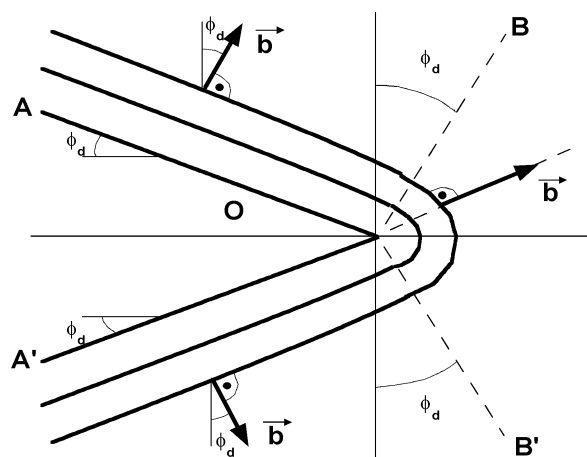


Figura 16. Líneas de potencial plástico constante para un ángulo de dilatación dado.

El modelo de dilatación más sencillo para una superficie rugosa supone que el ángulo de dilatación es constante. Esto se traduce en que las líneas de potencial plástico constante son líneas rectas que forman un ángulo de $\pm\phi_d$ con el eje σ . En este trabajo se ha adoptado un modelo en el que el potencial plástico constante está constituido por dos líneas rectas que forman un ángulo de $\pm\phi_d$ con el eje σ , unidas por un arco de circunferencia centrado en el origen, como se muestra en la Figura 16.

La dirección normal \mathbf{b} a las líneas de potencial plástico constante se define: a) en las regiones AOB y $A'OB'$ como la dirección perpendicular a la línea recta (forma un ángulo $\pm\phi_d$ con el eje vertical), b) en la región BOB' como la dirección radial que pasa por el origen.

Se admite que la dilatación evoluciona con el parámetro de ablandamiento u^{ieff} . De acuerdo con [22] se asume una evolución lineal dada por:

$$\phi_d = \begin{cases} \phi_{d_0} \left(1 - \frac{u^{ieff}}{u_{cd}} \right) & \forall u^{ieff} < u_{cd} \\ 0 & \forall u^{ieff} \geq u_{cd} \end{cases} \quad (13)$$

donde ϕ_{d_0} es el valor inicial de la dilatación y u_{cd} la apertura crítica a partir de la cual cesa la dilatación.

6.4. Integración de las ecuaciones constitutivas

La integración numérica de las ecuaciones se basa en calcular el incremento del vector tracción, \mathbf{t} , cuando se produce un incremento del vector de desplazamientos, \mathbf{u} . Para ello se expresan en forma incremental las ecuaciones (3) y (4) y se calcula $\dot{\mathbf{t}}$ por medio de la ecuación (11):

$$\dot{\mathbf{t}} = \mathbf{K}_e (\dot{\mathbf{u}} - \dot{\lambda} \mathbf{b}) = \mathbf{K}_e \dot{\mathbf{u}} - \dot{\lambda} \mathbf{K}_e \mathbf{b} \quad (14)$$

esta ecuación se puede escribir en forma incremental:

$$\Delta \mathbf{t} = \mathbf{K}_e \Delta \mathbf{u} - \Delta \lambda \mathbf{K}_e \mathbf{b} \quad (15)$$

A partir de esta expresión se procede del siguiente modo: supongamos alcanzado el equilibrio al final del paso n -ésimo,

definido por \mathbf{t}_n y u_n^{ieff} , y dado un incremento de desplazamientos $\Delta \mathbf{u}$. Para establecer el equilibrio correspondiente al paso $n+1$ suponemos un comportamiento elástico ($\Delta \lambda = 0$), de modo que el predictor elástico es:

$$\mathbf{t}_e = \mathbf{t}_n + \mathbf{K}_e \Delta \mathbf{u} \quad (16)$$

Si se cumple $F(\mathbf{t}_e, u_n^{ieff}) = 0$ el comportamiento es elástico y $\mathbf{t}_{n+1} = \mathbf{t}_e$. Si no, la superficie de rotura evoluciona y $\Delta \lambda > 0$ en la ecuación (15), de modo que buscamos el valor de $\Delta \lambda$ con la propia ecuación (15):

$$\mathbf{t}_{n+1} = \mathbf{t}_e + \Delta \lambda \mathbf{K}_e \mathbf{b}_{n+1} \quad (17)$$

Al final del paso $n+1$ debe cumplirse:

$$F(\mathbf{t}_{n+1}, u_{n+1}^{ieff}) = 0 \quad y \quad b_{n+1} = \left. \frac{\partial Q(\mathbf{t}, u_{n+1}^{ieff})}{\partial \mathbf{t}} \right|_{\mathbf{t}=\mathbf{t}_{n+1}} \quad (18)$$

las ecuaciones (17) y (18) se resuelven mediante iteraciones con los valores de $\Delta \lambda$, \mathbf{t}_{n+1} y u_{n+1}^{ieff} .

Se ha desarrollado un elemento de intercara (Figura 17) para incorporar el modelo, y este elemento se ha incorporado mediante una subrutina de usuario en un código de elementos finitos comercial.

7. SIMULACIÓN DE LOS ENSAYOS DE FÁBRICA

El modelo se ha empleado para simular los resultados experimentales de los ensayos sobre probetas compactas con doble entalla presentados en la primera parte del trabajo para estudiar la fisuración de la fábrica de ladrillo con distintas inclinaciones de los tendeles. La Figura 5 muestra el esquema del ensayo y las dimensiones de las probetas. Para la relación $c/f_t = G_F^{IIa} / G_F^I$ se ha adoptado el valor 1.25 [12].

La Figura 18 compara los resultados experimentales y la predicción numérica de la carga aplicada frente al desplazamiento de ambos extensómetros, para las tres orientaciones de los tendeles. Las Figuras 18b), 18d) y 18f) corresponden a la lectura del extensómetro situado en la zona cargada y su comportamiento responde al modelo elastoplástico de compresión proporcionado por ABAQUS®. En la Figura 18f) no se ha reproducido el comportamiento anómalo de las curvas experimentales (vuelta hacia atrás al alcanzar carga máxima) debido al pandeo de las verticales de los ladrillos sobre las que estaba adosado el extensómetro.

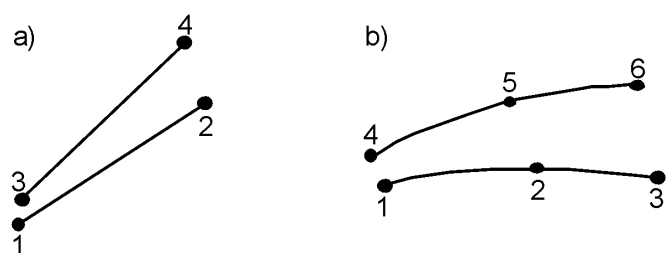


Figura 17. Elementos de intercara: a) lineal, b) cuadrático.

Las Figuras 18a), 18c) y 18d) corresponden a los registros de la carga frente al alargamiento del extensómetro situado en el lado no cargado, para las probetas con los tendeles horizontales, a 45 grados y verticales. En todos los casos el modelo reproduce el comportamiento de fractura en modo mixto de la fábrica manifestado por la pérdida de linealidad y retroceso de las curvas. Se ha podido comprobar que los resultados de la simulación encajan mejor con un valor inferior del módulo de elasticidad ($E = 18$ GPa), que el obtenido experimentalmente.

8. COMENTARIOS FINALES

Los resultados de los ensayos realizados sobre probetas compactas con doble entalla de fábrica de ladrillo e hiladas con tres orientaciones distintas han puesto de manifiesto la fuerte dependencia que tienen las propiedades mecánicas de la fábrica respecto a la orientación de sus tendeles. En particular, para los ensayos realizados, los valores más altos de la resistencia se han obtenido con las probetas con las hiladas de ladrillo horizontales. En el ensayo de medida de la energía de fractura [14] también se ha obtenido la mayor energía de fractura con la disposición de los tendeles en horizontal.

Además se ha observado la dependencia de los resultados de los ensayos con relación al mecanismo de rotura de la fábrica: según que las grietas se propagasen por las intercargas ladrillo-mortero, o atravesasen el ladrillo y el mortero. En las probetas ensayadas las grietas han tendido a propagarse a través de la intercara ladrillo-mortero, lo que apunta a que se trata del camino más débil. Esta hipótesis se debe complementar con la medida experimental de la energía de adhesión ladrillo-mortero y su comparación con la energía de fractura del ladrillo y el mortero por separado.

Además, se ha presentado un modelo para simular la rotura bajo tensiones normales y tangenciales combinadas (fractura en modo mixto) de la fábrica de ladrillo. El modelo emplea parámetros medibles experimentalmente mediante ensayos normalizados, distintos a los ensayos de modo mixto, por lo que se trata de un modelo realmente *predictivo*. El modelo contempla la ortotropía del material. Se ha empleado para simular los resultados experimentales de los ensayos sobre probetas compactas con doble entalla presentados en la primera parte del trabajo para estudiar la fisuración de la fábrica de ladrillo con distintas inclinaciones de los tendeles, obteniéndose un buen ajuste.

Los resultados obtenidos avalan la posibilidad e interés de aplicar las técnicas de la mecánica de la fractura al estudio de los procesos de rotura de estructuras de fábrica, muy frecuentes en la patología de nuestro país.

9. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Comunidad Económica Europea y al Ministerio de Ciencia y Tecnología las ayudas económicas concedidas a través de los proyectos EVK4-2001-00091 y MAT2001-3863-CO3-02. Así mismo agradecen a la Junta de Comunidades de Castilla La Mancha la ayuda concedida a través del proyecto PBI-02-006. También agradecen al Prof. A. Ingrassia el uso del programa FRANC2D [20].

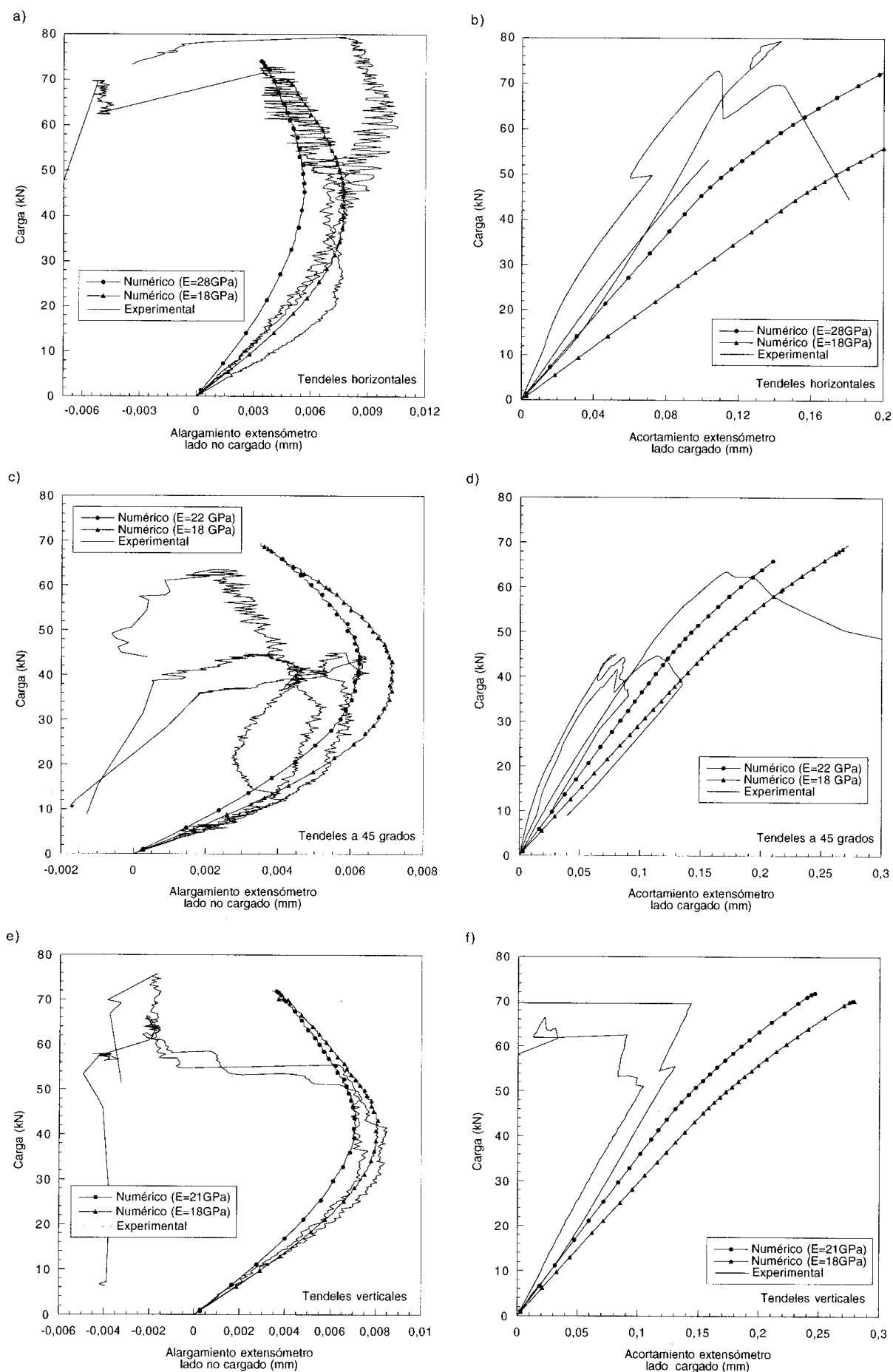


Figura 18. Registros experimentales y predicción numérica de la carga aplicada frente al alargamiento del extensómetro situado en el lado no cargado: a), c) y e), y carga aplicada frente al acortamiento del extensómetro situado en el lado cargado: b), d) y f), para las probetas con los tendeles horizontales, a 45 grados y verticales, respectivamente.

10. REFERENCIAS

- [1] Lourenço, P.J., *Computational Strategies for Masonry Structures*, Ph.D. Thesis, 211 págs., Delft, The Netherlands, 1996.
- [2] Lourenço, P.J., Rots, J. and Blaauwendraad, J., "Continuum model for masonry: parameter estimation and validation", *Journal Structural Engineering, ASCE*, **124**, pág. 642-652, 1986.
- [3] Jukes, P. and Riddintong, J.R., "The failure of brick triplet test specimens", *Masonry International*, **15**, 1, pág. 30-33, 2001.
- [4] Pande, G.N., Middleton, J. and Kralj, B. (eds.) *Computer Methods in Structural Masonry - 4*, E & FN Spon, New York, 343 pág., 1998.
- [5] Van der Pluijm, R., *Out of Plane Bending of Masonry Behaviour and Strength*, Ph.D. Thesis, 259 pág., Delft, The Netherlands, 1999.
- [6] Gálvez, J.C., Reyes, E. and Casati, M.J., "Brickwork masonry failure under tensile/shear loading", *6th International Masonry Conference*, London, pág. 184-191, 2002.
- [7] Gálvez, J.C., Elices, M. and Cendón, D.A., "Fracture of double-edge notched specimens under compression loading", *Construction Materials: Theory and Application*, Ibidem-Verlag, pág. 95-105, Stuttgart, 1999.
- [8] Reinhardt, H., Ozbolt, J., Xu, S. and Dinku, A. "Shear of structural concrete members and pure mode II testing", *Advanced Cement Based Materials*, **5**, pág. 75-85, 1997.
- [9] Casati, M.J., Reyes, E. y Gálvez, J.C., "Rotura en modo mixto de probetas de fábrica: resultados experimentales", *Anales de Mecánica de la Fractura* **19**, pág. 399-404, 2002.
- [10] Bazant, Z.P. y Planas, J., *Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials*, CRC Press, (1998).
- [11] Hillerborg, A., Modéer, M. y Petersson, P. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, **6**, pág. 773-782, 1976.
- [12] Gálvez, J.C., Cervenka, J., Saouma, V. and Cendón, D.A., "A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete", *Cement and Concrete Research*, **32**, pág. 1567-1585, 2002.
- [13] Cendón, D.A., *Estudio de la Fractura en Modo Mixto de Hormigones y Morteros*, Tesis Doctoral, UPM, 328 pág., Director: J.C. Gálvez, Madrid, 2002.
- [14] RILEM 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete, "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams", *Materiaux et Constructions*, **18**, pág. 285-290, 1986.
- [15] Tada, H., Paris, P. and Irwin, G., *The Stress Analysis of Cracks Handbook*, 2nd ed., Paris Productions Incorporated, St. Louis, pág. 4.13, 1985.
- [16] Petersson, P., *Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials*, Report TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, 1981.
- [17] Cendón, D.A., Gálvez, J.C., Planas, J. y Elices, M., "Fractura del hormigón en modo mixto: resultados experimentales y predicción numérica", *Anales de Mecánica de la Fractura*, **15**, pág. 169-174, 1998.
- [18] Cendón, D.A., Gálvez, J.C., Elices, M. and Planas, J., "Modelling the fracture of concrete under mixed loading", *International Journal of Fracture*, **103**, pág. 293-310, 2000.
- [19] Erdogan, F. and Sih, G.C., "On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear", *Journal of Basic Engineering*, **85**, pág. 519-527, 1963.
- [20] FRANC2D: A Two-Dimensional Crack Propagation Simulator, Version 2.7, Wawryzynek, P. and Ingraffea, A., 1998.
- [21] Carol, I., Prat, P. and López, M., "Normal/shear cracking model: application to discrete crack analysis", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, **123**, pág. 765-773, 1997.
- [22] Cervenka, J., *Discrete Crack Modelling in Concrete Structures*, Ph. D. Thesis, 156 pág., University of Colorado, 1994.

GUÍA DEL TERRAZO II

Soluciones para interior y exterior

Esta **Guía** constituye la tercera parte de la “Guía del Terrazo - Proyecto y puesta en obra. Control de Calidad”, editada en el año 2202.

Esta tercera parte recoge una colección de soluciones para pavimentos interiores y exteriores cuya “piel” está formada por piezas de terrazo. Se ha estructurado con dos criterios distintos según sean soluciones para interior o exterior.

Para las soluciones interiores los factores son la utilización y su exigencia, basándose en los criterios para su uso intensivo y derivándose con facilidad los de uso normal.

En las soluciones exteriores los criterios utilizados y de los que se dan diferentes combinaciones son: forma y tamaño, textura, color, referencias al posible tráfico y los espesores que se precisan.

Autores: Varios

Título: GUÍA DEL TERRAZO II - Soluciones para interior y exterior

P.V.P.: 15,50 € (IVA incluido) + gastos de envío

Los interesados en dicha publicación deberán consultar nuestra hoja WEB

www.ieca.es

Ensayo ECADA para la caracterización de la adherencia de armaduras de pretensado

ECADA test for the characterization of the bond of prestressed reinforcement

J. R. Martí Vargas



P. Serna Ros



M.Á. Fernández Prada



P. Miguel Sosa



Grupo de Investigación ADITEC. Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil. Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

Se ha diseñado un nuevo método de ensayo (ECADA) para la caracterización de la adherencia de las armaduras pretesas al hormigón que permite reproducir de manera secuencial sobre una misma pieza de hormigón las operaciones de transmisión del pretensado y de puesta en servicio, a los efectos de analizar el comportamiento adherente por transmisión y por anclaje. El método de ensayo reúne simultáneamente las características de sencillez, fiabilidad, economía y representatividad, y no requiere la utilización de dispositivos de medida internos en los elementos a ensayar, de tal forma que no se distorsiona el fenómeno de la adherencia. El método ECADA es susceptible de ser normalizado y es de aplicación tanto para la determinación de las longitudes de transmisión y anclaje del pretensado, en condiciones estándar o de obra, como para el control de calidad por medio de ensayos de aceptación-rechazo.

SUMMARY

A new test method (ECADA) has been designed for the characterization of the prestressed reinforcement bond to concrete that allows to reproduce sequentially on the same piece of concrete the transfer operations of concrete pre-tensioning and start in order to analyze the bond behavior by transfer and by anchoring. This test method combines simultaneously features of simplicity, reliability, economy and representativeness, and it does not require to use measure-

ment devices inside the elements to be tested, in this way, the bond phenomenon is not distorted. The method ECADA is susceptible of standardization and it is applicable as much for the determination of transmission and anchorage lengths of prestressed, in standard or constructions conditions, as for the quality control through test of acceptance-rejection.

1. INTRODUCCIÓN

La técnica de pretensado del hormigón mediante armaduras pretesas comprende, a grandes rasgos, las siguientes fases:

- Tesado de la armadura: es la operación mediante la cual se aplica una tensión de tracción a la armadura, quedando ésta anclada en sus extremos mediante anclajes provisionales sobre una “mesa de pretensado”. La tensión de tesado de la armadura suele adoptar valores en torno al 75% de la capacidad nominal de la misma
- Hormigonado del elemento (vertido y compactación).
- Destesado de la armadura: es la operación mediante la cual se transmite la fuerza de pretensado de las armaduras pretesas al hormigón. Se efectúa liberando los anclajes provisionales de dichas armaduras, una vez endurecido el hormigón y alcanzada una resistencia suficiente.

Mediante esta técnica, la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón se realiza por adherencia. La tensión en la armadura crecerá desde un valor nulo en el extremo de la

pieza hasta un máximo que se mantiene constante en la zona central. Esta variación de tensión provoca una variación de sección en la armadura (efecto Hoyer) (1).

La compatibilidad de deformaciones entre armadura y hormigón provoca que la tensión de la armadura tras el destesado sea ligeramente inferior a la tensión justo antes de destesar. Además, a lo largo del tiempo se van produciendo pérdidas de pretensado. Como consecuencia de la diferencia entre la resistencia a tracción de la armadura y la tensión que soporta tras el destesado, se dispone de una reserva de resistencia que puede ser solicitada al incrementar la tracción de la armadura mediante la aplicación de acciones exteriores sobre el elemento pretensado. Asimismo, esta reserva de tracción sólo se puede desarrollar por adherencia.

Consecuentemente, resulta necesario definir una serie de longitudes que se derivan del comportamiento adherente por transmisión o por anclaje del pretensado:

- *Longitud de transmisión*: Longitud necesaria para que la fuerza de pretensado introducida en una armadura pretesa se transfiera por adherencia al hormigón. Esta longitud abarca la distancia existente entre el extremo libre de un elemento pretensado y la sección a partir de la cual la tensión en la armadura es constante.
- *Longitud de anclaje*: Longitud necesaria para anclar, por adherencia, una determinada tensión de tracción en la armadura. La longitud de anclaje máxima corresponde al caso en el que la tensión a anclar es la de rotura por tracción de la armadura.
- *Longitud adicional de anclaje*: Longitud necesaria para anclar, por adherencia, la reserva de tracción de la armadura solicitada por las acciones exteriores.

En España, la Instrucción EHE (2) únicamente contempla aspectos relativos a la adherencia de las armaduras activas al hormigón en el Artículo 67.4, en el que se indica que “las longitudes de transmisión y anclaje se determinarán, en general, experimentalmente”. Sin embargo, no hace alusión a ningún método de ensayo para determinar estas longitudes. Sólo en el Anejo 2 “Relación de Normas UNE” figura la norma UNE 7.436:1982 – *Método de ensayo para la determinación de las características de adherencia de las armaduras de pretensado* (3).

La norma UNE 7.436:1982 no ha sido aplicada de forma generalizada, y existen serias dificultades para su materialización. Por otro lado, la norma UNE 36094:1997 – *Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado* (4), en la que se especifican las características de normalización de estas armaduras activas, no contempla ningún requisito relativo a la adherencia.

Nos encontramos, por tanto, en una situación de vacío normativo por lo que respecta a la determinación de las condiciones de adherencia de las armaduras pretesas.

2. NECESIDAD DE UN NUEVO ENSAYO

A lo largo de la historia han sido numerosas las investigaciones experimentales desarrolladas con diferentes tipologías

de ensayo (5-9). La aparición de nuevos materiales, tanto de hormigones como de armaduras, junto con la detección de algunas deficiencias de adherencia en las armaduras pretesas (10), justifican la necesidad de realizar estudios adicionales.

En España se han desarrollado recientemente varias investigaciones sobre la adherencia de las armaduras pretesas. Concretamente, se han estudiado los fenómenos combinados de adherencia y fisuración longitudinal durante la transmisión del pretensado (11), se ha abordado el estudio de la adherencia en hormigones ligeros (12), y se ha diseñado un nuevo método de ensayo (ensayo ECADA) para la caracterización de la adherencia de las armaduras pretesas al hormigón (13,14).

Tras realizar la revisión de las diferentes tipologías de ensayo para estudiar la adherencia de las armaduras de pretensado, puede concluirse que (13):

- Mediante ensayos de tipo tirante y arrancamiento no se puede reproducir el efecto Hoyer, característico y diferenciador de la adherencia en la zona de transmisión del pretensado.
- Los ensayos de simulación no permiten determinar la verdadera magnitud de las longitudes de transmisión y de anclaje, limitándose generalmente a aportar relaciones tensión de adherencia-deslizamiento a partir de las cuales se determinan, mediante la aplicación de modelos de adherencia más o menos simplificados, las longitudes de transmisión y de anclaje.
- Los ensayos que permiten determinar las longitudes de transmisión y/o de anclaje en verdadera magnitud se realizan sobre elementos de dimensiones considerables, en principio de longitud superior al doble de la longitud que se pretende determinar. En este sentido destaca el método de ensayo caracterizado por el desarrollo de una única zona de transmisión (8), si bien tiene la limitación de que no permite reproducir las condiciones de anclaje.
- Mediante ensayos en vigas se puede determinar la longitud de transmisión y una cota superior de la longitud de anclaje, debiendo recurrir al ensayo de arrancamiento en prismas para poder conocer la longitud de anclaje de la armadura. El ensayo más evolucionado en este sentido consiste en determinar las longitudes de transmisión y de anclaje en dos prismas de hormigón entre los que se intercala un sistema hidráulico con émbolo anular para el paso de la armadura (9). Los principales inconvenientes de este ensayo estriban en que el espacio requerido es considerable, puesto que se ensayan dos prismas simultáneamente, y en que el sistema hidráulico puede introducir pérdidas de pretensado, bien por no existir contacto perfecto con la cara de los prismas, bien al quedar comprimido cuando se procede a la transmisión del pretensado.

Asimismo, no ha sido viable hasta la fecha la aplicación de procedimientos de medida sofisticados que no alteren el fenómeno de la adherencia, tales como la técnica radiográfica o la fotoelasticidad. No obstante, se están desarrollando técnicas para el estudio de la adherencia mediante resistividad por contacto eléctrico (15).

La necesidad de estandarizar un ensayo a este respecto ha sido claramente puesta de manifiesto, tanto a nivel nacional (16) como a nivel internacional (17).

3. MÉTODO DE ENSAYO “ECADA”

Como alternativa, se ha diseñado un nuevo método de ensayo (13,14) basado en la determinación de las características de adherencia de las armaduras pretesas al hormigón por medio de sus longitudes de transmisión y de anclaje con un ensayo al que se le exigen dos condiciones previas básicas:

- evitar la utilización de dispositivos de medida internos en los elementos a ensayar, para no distorsionar el fenómeno de la adherencia; y
- reproducir de manera secuencial, sobre una misma pieza, las operaciones de transmisión del pretensado y de puesta en servicio, a los efectos de analizar el comportamiento adherente por transmisión y por anclaje.

La novedad más destacable del ensayo estriba en que permite determinar la longitud de anclaje de una armadura tras la transmisión del esfuerzo de pretensado. Con este

método se realizan sobre una misma pieza de hormigón las operaciones de destesado y de arrancamiento, siendo esta situación la que refleja más fielmente el estado real de los elementos de hormigón pretensado con armadura pretesa.

3.1. Fundamentos del ensayo

En un elemento lineal de hormigón pretensado con armaduras pretesas, suficientemente largo, se desarrollan, tras el destesado, sendas zonas de transmisión en sus extremos (Figura 1). En ellas la tensión en la armadura aumenta con la distancia al extremo libre de la pieza, quedando conformada una zona central (meseta) en la que la tensión de la armadura es constante. En esta meseta, una vez concluida la operación de transmisión del pretensado, sólo es posible aumentar la tensión de la armadura aplicando cargas exteriores sobre el elemento.

El ensayo ECADA se fundamenta en el desarrollo secuencial de las situaciones de transmisión y anclaje, sustituyendo para ello parte del elemento por un **sistema de arrancamiento** (Figura 2) que debe reunir las siguientes condiciones:

- Servir de anclaje de la armadura, de modo que pueda materializarse la transmisión del pretensado en el extremo no eliminado del elemento (extremo de transmisión);

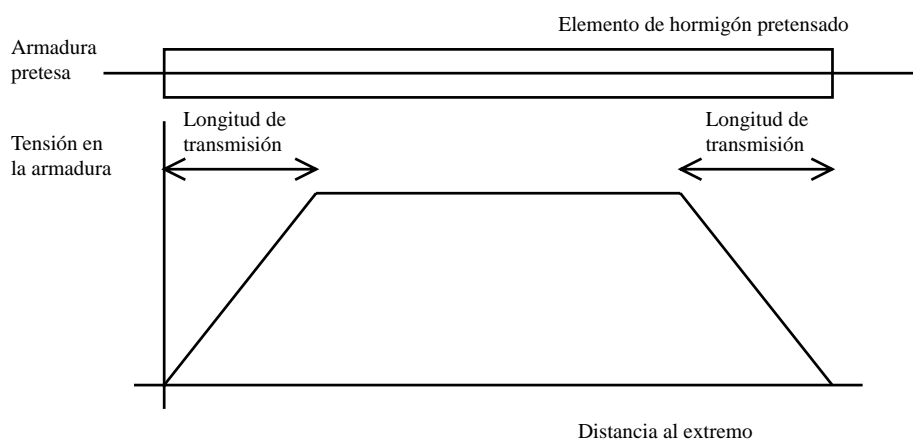


Figura 1. Idealización de la variación de la tensión de la armadura pretesa en un elemento lineal tras el destesado.

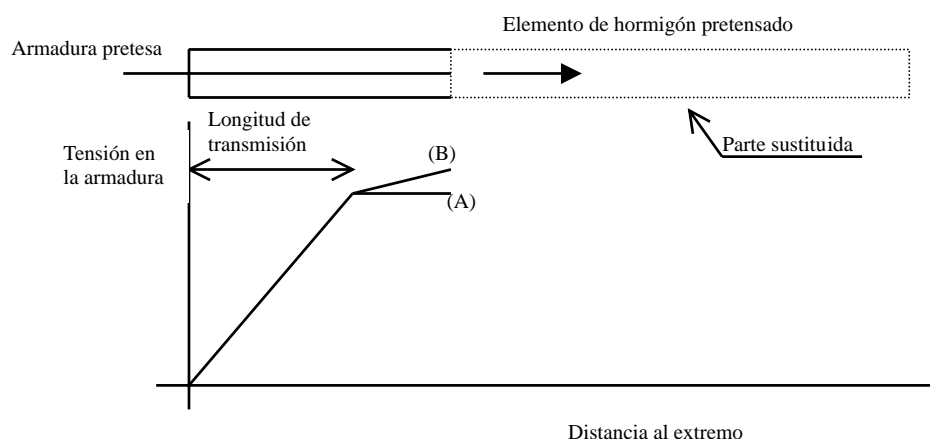


Figura 2. Idealización de la variación de la tensión de la armadura pretesa en el ensayo ECADA, tras el destesado (A) y al solicitar el anclaje (B).

- Tener una rigidez igual a la de la parte sustituida, para que la tensión de la armadura en el sistema de arrancamiento sea igual a la tensión en la zona de meseta del elemento.
- Permitir la medida de la fuerza que soporta la armadura en el extremo en el que se encuentra el sistema de arrancamiento (extremo de arrancamiento); y
- Permitir el acceso a la armadura, en el sistema de arrancamiento, para aumentar su tensión, y en consecuencia las tensiones tangenciales de adherencia correspondientes al anclaje mediante una operación de arrancamiento.

En la Figura 3 se ilustra el sistema de arrancamiento que se ha diseñado para sustituir parte del elemento de hormigón. Dicho sistema está compuesto por:

- La placa del bastidor del extremo de arrancamiento, cuya función es la de servir de apoyo al elemento a ensayar durante y tras el destesado.
- El tramo final del elemento a ensayar, en el que se evita la adherencia entre la armadura y el hormigón mediante la disposición de un manguito, con una doble función:
 - materializar una zona del elemento con fuerza de pretensado constante; y
 - evitar la influencia, sobre la medida de la adherencia, del confinamiento que produce la placa del bastidor en el extremo de la probeta.
- Una placa de anclaje, para apoyar el dispositivo de anclaje de la armadura y para posibilitar la operación de arrancamiento al tirar de ella separándola del bastidor.
- La separación existente entre las dos placas anteriores, que se materializa mediante los separadores de apoyo de la segunda placa, y que cumple las siguientes funciones:
 - servir de control de la rigidez del sistema de arrancamiento;

- permitir el corte de la armadura al finalizar el ensayo, operación que garantiza que la probeta ensayada pueda ser retirada del bastidor; y
- posibilitar la medida del deslizamiento de la armadura.

Así, se propone fabricar probetas en un bastidor de pretensado, disponiendo el sistema de arrancamiento en uno de los extremos del bastidor y acoplando en el extremo opuesto un sistema mecánico de aproximación para realizar las operaciones de tesado y destesado.

3.2. Procedimiento de ensayo

Con esta concepción puede procederse al ensayo de elementos de diferente longitud. Tras el destesado de la armadura pueden presentarse los siguientes casos:

- si la longitud adherente (véase Figura 3) del elemento es menor que la longitud de transmisión, la tensión en la armadura no alcanzará el valor correspondiente a la zona de meseta (produciéndose una transmisión parcial del pretensado); y
- si la longitud adherente del elemento es igual o mayor que la longitud de transmisión, la tensión en la armadura sí alcanzará el valor correspondiente al de la zona de meseta y se generará una zona de tensión constante tanto mayor cuanto mayor sea la longitud adherente del elemento en relación con la longitud de transmisión. La longitud de esta zona será nula en el caso de que la longitud adherente del elemento sea igual a la longitud de transmisión, pero la fuerza transmitida en el extremo de arrancamiento será la misma en todos los casos (se produce transmisión total del pretensado).

Consecuentemente, la longitud de transmisión puede determinarse ensayando una serie de elementos de diferente longitud y midiendo la fuerza transmitida en el extremo de arrancamiento, y corresponderá a la longitud adherente del

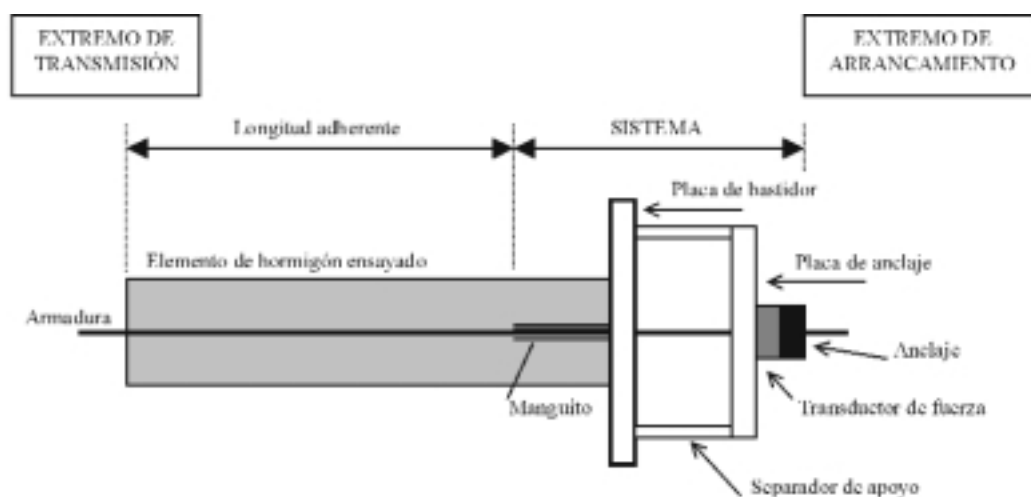


Figura 3. Esquema del sistema de arrancamiento.

elemento de menor longitud para el cual la fuerza transmitida alcanza el valor máximo de la serie. La precisión en la determinación de la longitud de transmisión dependerá de la secuencia de longitudes de los elementos ensayados.

Una vez realizado el destesado se accede a la armadura en el sistema de arrancamiento, procediendo a la operación de arrancamiento para el estudio del anclaje mediante la aplicación de una fuerza creciente sobre la armadura. Para la determinación de la longitud necesaria para anclar una determinada tensión de tracción en la armadura puede procederse al ensayo de elementos de diferente longitud. Pueden presentarse los siguientes casos:

- si la longitud adherente del elemento es menor que la longitud de anclaje correspondiente, la tensión en la armadura no alcanzará dicho valor; y
- si la longitud adherente del elemento es igual o mayor que la longitud de anclaje correspondiente, la tensión en la armadura sí alcanzará el valor de dicha tensión.

De este modo, la longitud de anclaje corresponderá a la longitud adherente del elemento de menor longitud para el cual la tensión en la armadura alcanza el valor que se pretende anclar. La precisión en la determinación de la longitud de anclaje dependerá de la secuencia de longitudes de los elementos ensayados.

3.3. Equipo de ensayo

El equipo de ensayo lo componen los siguientes elementos (Figuras 4 y 5):

- un **bastidor** (a), que desempeña la función de bancada de pretensado;
- un **sistema de arrancamiento** (c), que se dispone en el extremo de arrancamiento (EA) del bastidor, con las funciones indicadas en 3.1;
- un **sistema mecánico de aproximación** compuesto por un conjunto rosca-tuerca (d) acoplado en el extremo de transmisión del bastidor y una placa de anclaje (b), para realizar las operaciones de tesado-destesado;
- un **sistema hidráulico** (e), adaptable alternativamente a cualquiera de los dos extremos del bastidor, para facilitar las operaciones de tesado, destesado y para realizar la operación de arrancamiento; y
- **moldes** adaptados para fabricación de probetas (f), con antivibratorios (g).

En las siguientes fotografías se ilustran algunos aspectos del equipamiento diseñado y del procedimiento operativo.

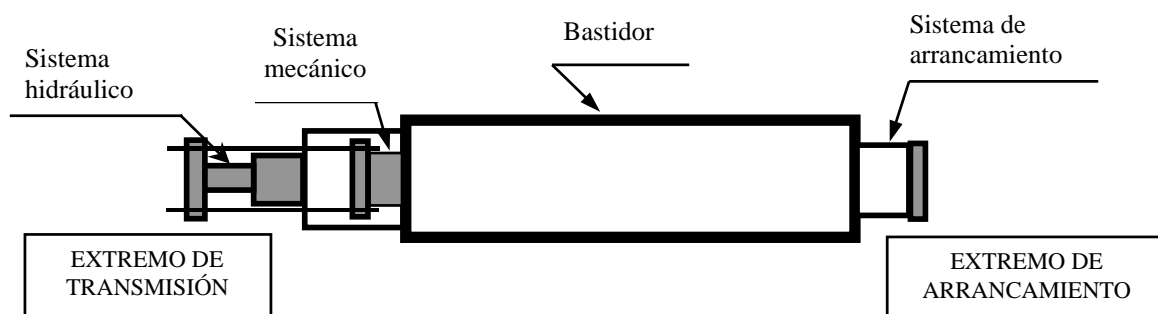


Figura 4. Esquema de las partes del equipo de ensayo.

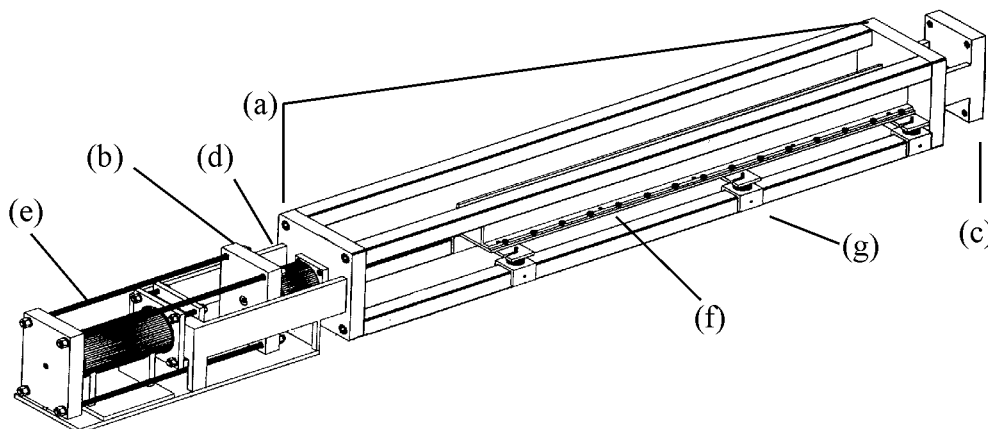
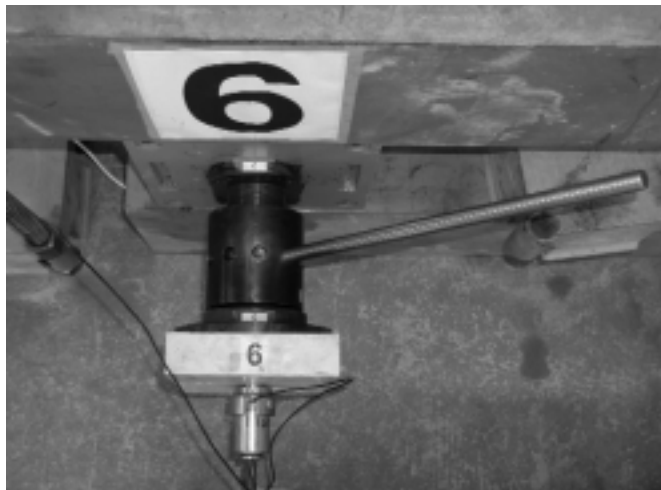


Figura 5. Esquema del equipamiento diseñado.



Fotografía 1. Sistema mecánico rosca-tuerca, en situación de tesado. Varilla de accionamiento.



Fotografía 2. Hormigonado. Probeta integrada en el propio bastidor de ensayo.



Fotografía 3. Batería de bastidores. Vista general del bastidor.



Fotografía 4. Acoplamiento del sistema hidráulico en el extremo de arrancamiento.

3.4. Fases del ensayo

Una vez dispuestos los elementos del equipo de ensayo de acuerdo con lo indicado en 3.3, con el sistema hidráulico acoplado al bastidor en el extremo de transmisión, las diferentes fases que componen el procedimiento de ensayo son, esencialmente, las siguientes (Figura 6):

- **Enfilado** (a): consiste en disponer la armadura a través de los orificios pasantes practicados en el bastidor, en el sistema mecánico y en el sistema de arrancamiento.
- **Tesado** de la armadura (b): incluye las operaciones de colocación de los dispositivos de anclaje y de tesado de la armadura, actuando sobre el sistema hidráulico para aumentar la tensión en la armadura hasta el valor deseado (la placa de anclaje del extremo de transmisión se separa del sistema mecánico).
- **Anclaje** de la armadura (c): consiste en actuar sobre el sistema mecánico de aproximación hasta que contacta con la placa de anclaje del extremo de transmisión, desplazada por el sistema hidráulico, recogiendo de esta forma la tensión introducida en la armadura cuando se

descarga el sistema hidráulico. La fuerza introducida en la armadura se controla mediante el transductor de fuerza dispuesto en el sistema de arrancamiento.

- **Hormigonado** de la probeta (d): en esta fase se realiza la fabricación del hormigón, su vertido y compactación en el molde dispuesto en el propio bastidor de ensayo. La probeta permanece, tras el hormigonado, en las condiciones de conservación previamente decididas hasta el instante en que se pretende realizar el ensayo. Antes de iniciar el ensayo se procede al desmoldeo de la probeta.
- **Destesado** (e): consiste en actuar nuevamente sobre el sistema hidráulico, situado en el extremo de transmisión, para recuperar la fuerza soportada por el sistema mecánico de aproximación, de forma que éste queda liberado. Mediante la descarga del sistema hidráulico, a velocidad controlada, se produce el destesado de la armadura y, como consecuencia, la transmisión del pretensado al hormigón, midiendo la fuerza transmitida en el sistema de arrancamiento mediante un transductor de fuerza.
- Operación de **arrancamiento** de la armadura (f): en esta fase el sistema hidráulico queda acoplado en el extremo de arrancamiento del bastidor de tal forma que, actuando

sobre el sistema hidráulico, es posible aumentar la tensión en la armadura (la placa de anclaje del extremo de arrancamiento se separa del bastidor) hasta que se produzca el deslizamiento de la armadura, su rotura, o el fallo del hormigón por hendimiento.

3.5. Instrumentación

Para no distorsionar el fenómeno de la adherencia se ha evitado la utilización de dispositivos internos en los elementos a ensayar. Dado que con el ensayo ECADA basta con

conocer la tensión en la armadura en el extremo de arrancamiento para determinar si se ha desarrollado la longitud de transmisión y/o la longitud de anclaje, la instrumentación estrictamente necesaria la componen un transductor de fuerza anular y un captador de presión del sistema hidráulico, para control de tesado, destesado y arrancamiento.

La instrumentación puede complementarse con la disposición de otros elementos de medida opcionales que permitan medir deformaciones en el hormigón o deslizamientos relativos entre la armadura y el hormigón en ambos extremos de la probeta.

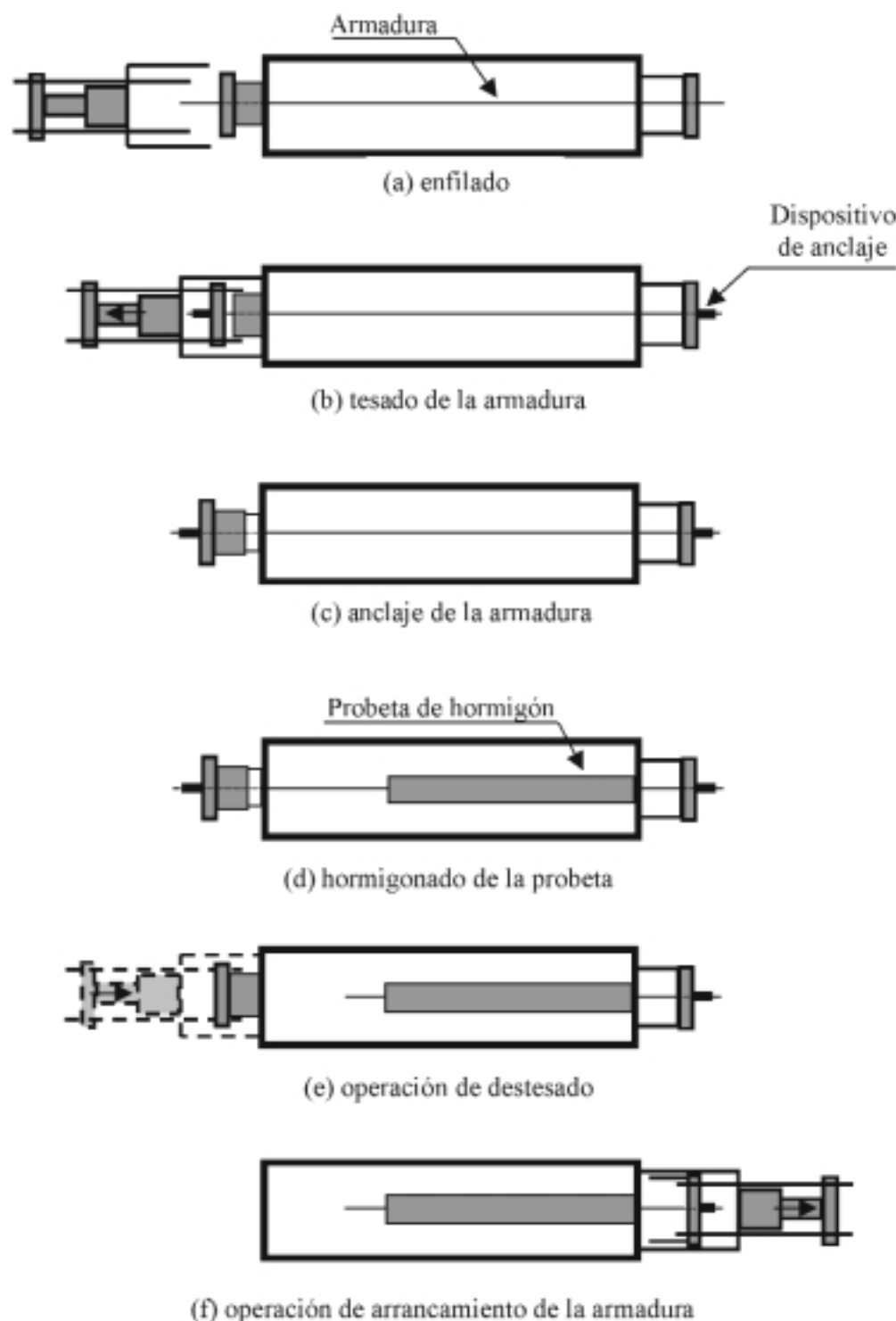


Figura 6. Esquema de las fases del método de ensayo ECADA.

4. CALIBRACIÓN DEL SISTEMA DE ARRANCAMIENTO

El sistema de arrancamiento ideal, de acuerdo con lo expuesto hasta ahora, debe tener una rigidez igual a la del hormigón sustituido. Esta rigidez depende del tipo de hormigón, de la edad del hormigón en el momento del ensayo y de la sección transversal del elemento. Resultaría poco operativo diseñar un sistema para cada condición concreta de ensayo. Por ello, para la realización del ensayo propuesto se acepta como condición válida que la rigidez del sistema sea igual o ligeramente superior a la del hormigón sustituido. De este modo la tensión de la armadura en el sistema tras el destesado será igual o ligeramente superior a la de la zona de meseta (véase 3.1) cuando la longitud adherente supere la longitud de transmisión.

En tal caso se producirá una transición en la tensión de la armadura desde el valor que tiene al final de la longitud adherida hasta el valor correspondiente del sistema (Figura 7). Esto supone un “segundo destesado”, tanto mayor cuanto mayor sea la rigidez del sistema respecto de la del hormigón, que conduce a una sobrevaloración de la longitud de transmisión real. Evidentemente, la rigidez del sistema nunca debe ser menor que la del hormigón, puesto que en este caso se infravaloraría la longitud de transmisión real.

La variación de fuerza en la armadura en el sistema de arrancamiento (ΔP_{est}) al pasar de la situación de tesado a la de

destesado, puede determinarse a partir de la geometría del sistema y de las características de los materiales (13).

Se han calculado los parámetros de respuesta del ensayo para la geometría del prototipo diseñado de: espesores de placas de 5 cm, longitud de manguito de 12 cm, longitud de los separadores de apoyo de la placa de anclaje de 25 cm, área de un separador de apoyo de $12 \times 2 \text{ cm}^2$ y longitud total del sistema de arrancamiento de 55 cm. Así, suponiendo que se produce transmisión total del pretensado, con un hormigón con módulo de deformación de 35000 MPa, para una armadura de 1 cm^2 de sección, a la que se le aplica al inicio del ensayo una fuerza (P_0) de 140 kN, los resultados obtenidos para secciones de probetas de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ y $8 \times 8 \text{ cm}^2$ se presentan en la Tabla 1.

Estos valores se han considerado suficientemente adecuados para los objetivos perseguidos. Los resultados de la experimentación realizada para la calibración del método de ensayos han mostrado una completa adaptación a los cálculos.

Finalmente, se ha estimado la importancia relativa de cada uno de componentes del sistema en la variación de fuerza registrada en la armadura (ΔP_{est}) durante el destesado. Los resultados han permitido concluir que el efecto debido a la descompresión de la placa de anclaje y sus separadores es despreciable en comparación con el efecto del tamaño del manguito y de la rigidez de la placa del bastidor, que representan una contribución aproximada del 30% y del 70%, respectivamente, en el diseño realizado para la materialización del ensayo ECADA.

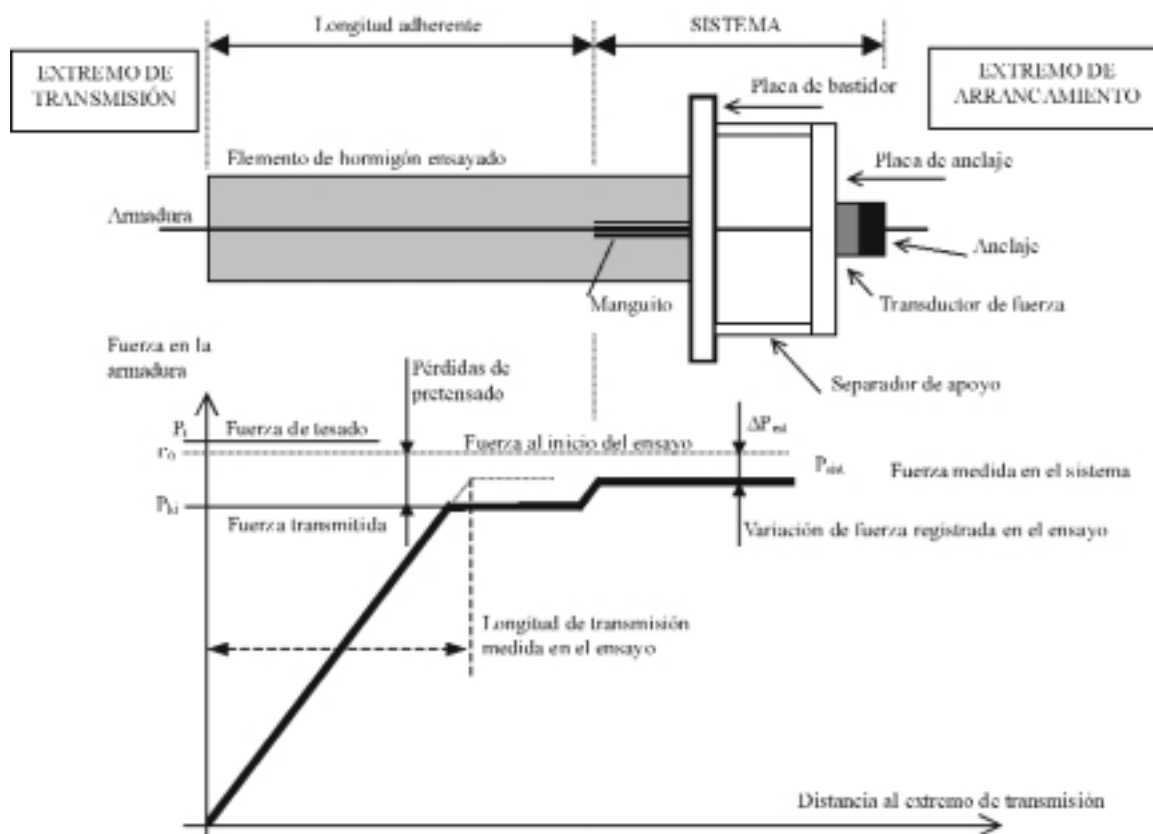


Figura 7. Idealización de la variación de la fuerza de la armadura tras el destesado en el ensayo ECADA.

Tabla 1. Valoración de la respuesta del sistema en función de la sección de probeta.

Sección del elemento ensayado		10 x 10 cm ²	8 x 8 cm ²
Variación de fuerza registrada	ΔP_{est}	5144 N	7409 N
fuerza medida – fuerza transmitida	$\Delta P_{sist} = P_{sist} - P_{ki}$	2424 N	4066 N
sobrevaloración de la fuerza transmitida	$s = \Delta P_{sist} / P_{ki}$	1,8%	3,2%

5. FIABILIDAD DE LOS RESULTADOS

La aplicación del criterio basado en la medición de fuerzas según el método ECADA arroja resultados más fiables que los obtenidos mediante la aplicación de un criterio basado en la medición de la penetración de las armaduras en el hormigón tras el destesado. Los resultados experimentales obtenidos lo confirman (13,18).

Así, en el Gráfico 1 se presenta una secuencia de longitudes adherentes con los resultados de pérdida de fuerza de la armadura en el sistema de arrancamiento. Los casos de transmisión completa del pretensado se identifican como aquellos en los que la pérdida de fuerza tras el destesado coincide con la pérdida de fuerza correspondiente a la calibración del equipo de ensayo (5 kN, véase Tabla 1).

Del Gráfico 1 se deduce que:

- La probeta de 40 cm de longitud adherente, es la primera de la serie en la que se consigue una transmisión completa del pretensado.
- Todas las probetas de longitud adherente mayor que 40 cm presentan pérdidas de fuerza en la armadura en el extremo de arrancamiento de aproximadamente 5 kN.
- Todas las probetas de longitud adherente menor que 40 cm presentan pérdidas de fuerza muy superiores.

Por otro lado, se han obtenido las longitudes de transmisión que resultarían a partir de los deslizamientos de las armaduras en el extremo libre del elemento ensayado según indica UNE 7-436-82 (3). En el Gráfico 2 se muestran los resultados para el caso de probetas con longitud adherente igual o mayor que 40 cm, a las que les corresponde una transmisión completa del pretensado según el ensayo ECADA (13).

Puede observarse la variabilidad de los resultados obtenidos a partir de los deslizamientos, arrojando valores de longitud de transmisión entre 28 y 63 cm, con un coeficiente de variación del 23%, no comparable con la resolución del método propuesto.

También la aplicación del criterio basado en la medición de fuerzas permite determinar la longitud de transmisión con mayor precisión que la metodología basada en extensometría mecánica (13). Así, mediante el ensayo ECADA realizado a 24 horas desde el hormigonado se determinó una longitud de transmisión de 55 cm para un tipo específico de hormigón. Paralelamente se ensayó una probeta de 90 cm de longitud adherente instrumentada con puntos de extensometría mecánica en el paramento de hormigón. En el Gráfico 3 se representan las curvas de deformación longitudinal del hormigón obtenidas tras el destesado y al cabo de 90 días en dicha probeta, observándose que, dada la pendiente de la primera parte de la curva correspondiente al

PÉRDIDAS DE FUERZA EN EXTREMO ARRANCAMIENTO

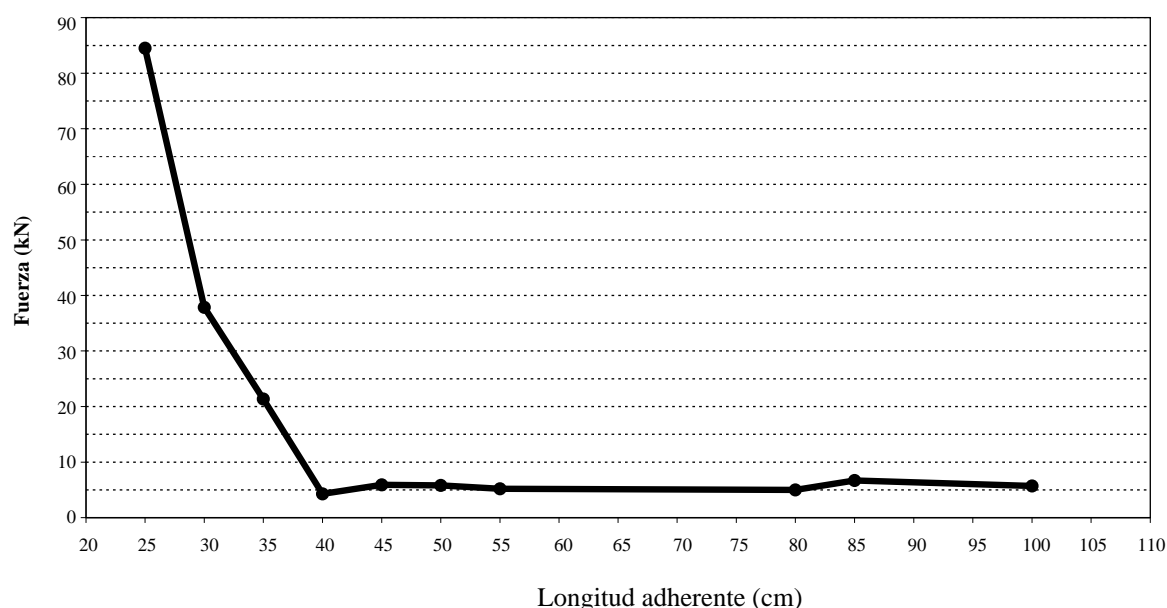


Gráfico 1.

LONGITUDES DE TRANSMISIÓN SEGÚN UNE 7-436-82

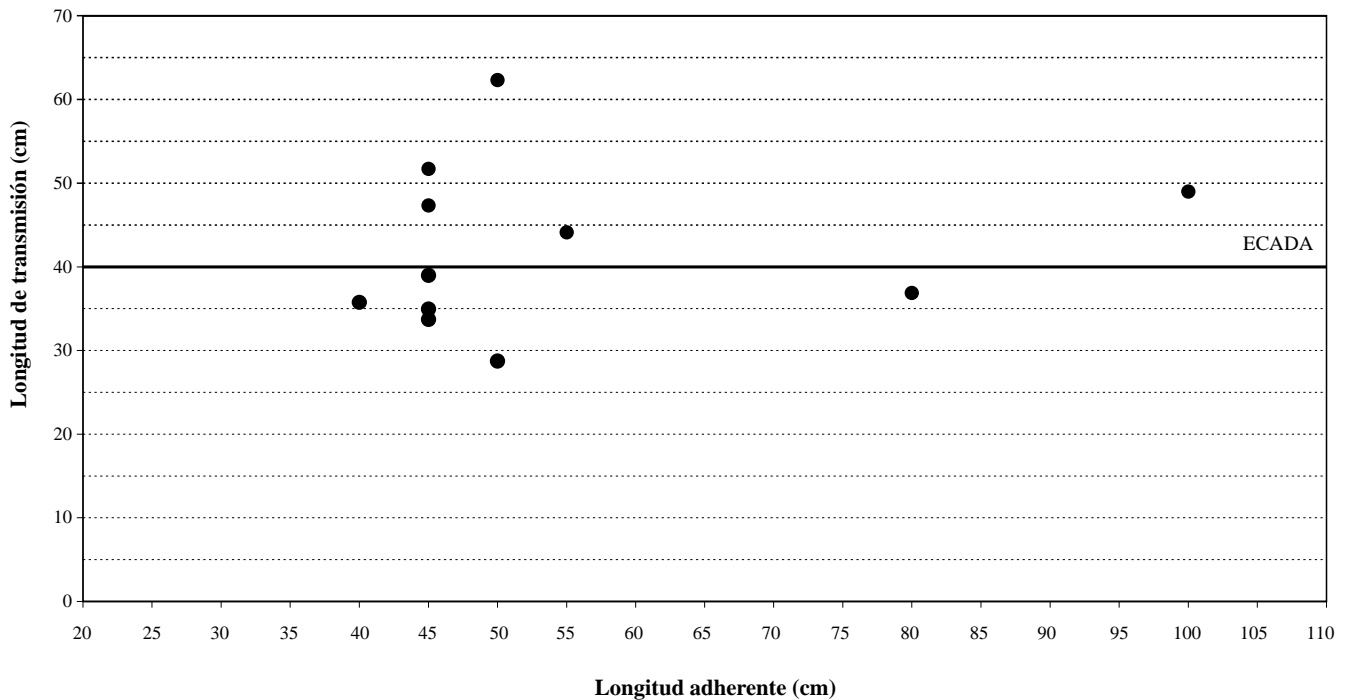


Gráfico 2.

DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN

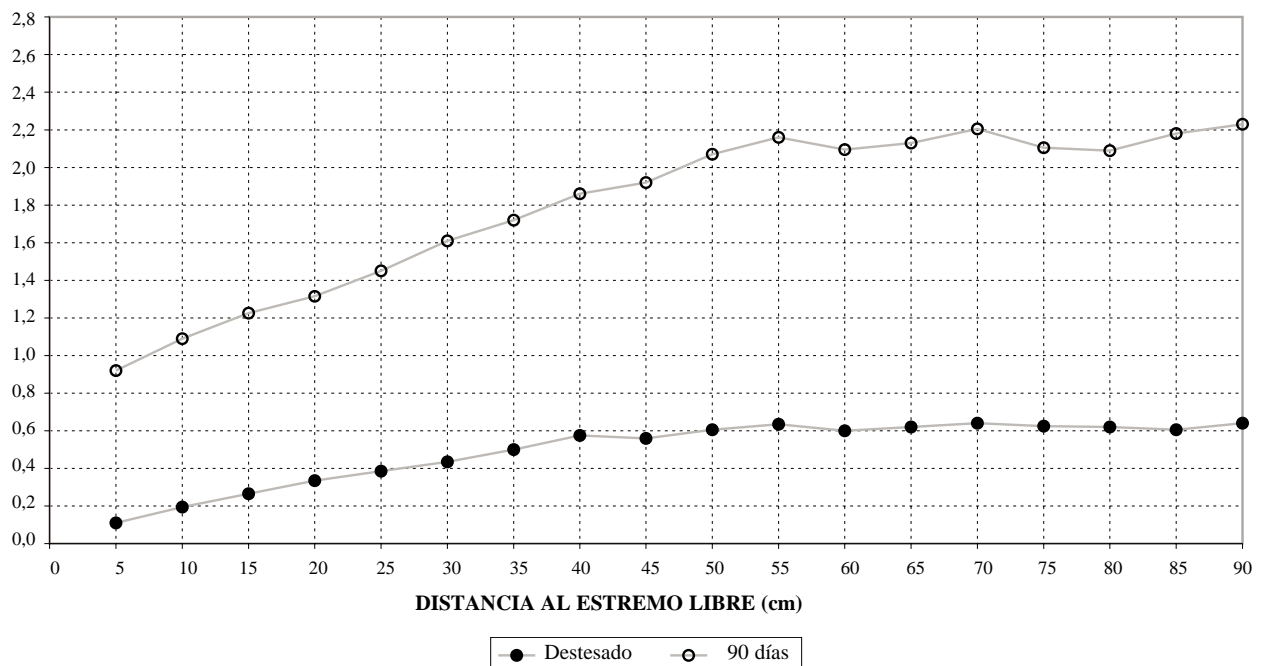


Gráfico 3.

destesado, podría estimarse que la meseta comienza a los 40 cm. Ahora bien, en la curva correspondiente a 90 días se observa claramente que la meseta comienza a los 55 cm, coincidiendo con el resultado del ensayo ECADA realizado a 24 horas.

6. VENTAJAS DEL ENSAYO “ECADA”

Entre las ventajas que presenta el ensayo ECADA respecto a otras tipologías de ensayo destacan las siguientes:

6.1. En cuanto a su concepción:

- Es un ensayo representativo del fenómeno de la adherencia de las armaduras pretensas, dado que permite caracterizar la longitud de anclaje de una armadura con un desarrollo previo de la longitud de transmisión. Las operaciones de destesado y de arrancamiento se realizan secuencialmente sobre una misma pieza de hormigón, siendo esta situación la que refleja más fielmente el estado real de los elementos de hormigón pretensado con armadura pretensa, constituyendo su principal ventaja.

- El fundamento del ensayo es aplicable a cualquier elemento de hormigón pretensado con armadura pretesa, y cualquier disposición de armaduras.
- El ensayo es sistemático y reproducible, habiéndose constatado experimentalmente su repetitividad y su fiabilidad.
- El ensayo es de ejecución sencilla, por lo que la probabilidad de error es muy reducida.

6.2. La instrumentación del ensayo es escasa, sencilla y no agresiva:

- No precisa de instrumentación interior a la probeta, por lo que no queda distorsionado el fenómeno de la adherencia.
- Como instrumentación imprescindible únicamente se requiere un transductor de fuerza y un captador de presión para circuito hidráulico.
- Los resultados del ensayo son conocidos durante la realización del ensayo y son fáciles de interpretar, pues se trata de una simple comparación de la fuerza soportada por la armadura, bien con la fuerza teórica del sistema de arrancamiento bien con la fuerza a anclar.
- Permite incorporar instrumentación adicional (transductores de desplazamiento para medición de deslizamientos de la armadura y puntos de extensometría).
- Toda la instrumentación es recuperable y reutilizable, por lo que el ensayo resulta económico.

6.3. Operatividad:

- Las pérdidas por penetración de cuñas tienen lugar en los inicios de la operación de tesado, por lo que quedan absorbidas en dicha operación.
- Los sistemas hidráulicos no permanecen “esclavos” en un ensayo en el que se realicen las operaciones de destesado y de arrancamiento a distintas edades, por lo que pueden ser empleados para realizar ensayos en otros bastidores.
- Los mismos accesorios de anclaje garantizan el centrado de la armadura en el bastidor y la ausencia de rozamientos parásitos.
- El giro de la armadura no está impedido en el extremo libre del elemento, y sí lo está en el sistema de arrancamiento, situación que es coincidente con lo que ocurre en un elemento real de hormigón.
- La dirección horizontal de hormigonado es coincidente con la práctica habitual en el sector de los prefabricados de hormigón.
- La incorporación de medidas de protección y prevención de riesgos es sencilla.
- El tiempo necesario para la preparación del ensayo es reducido.

- Las operaciones de destesado y arrancamiento pueden realizarse bien de forma consecutiva, resultando una corta duración del ensayo, bien distanciándolas en el tiempo el intervalo deseado, con la finalidad de observar fenómenos diferidos.
- Puede materializarse cualquiera de las tipologías de ensayos de adherencia de armaduras pretesas que se encuentran en la bibliografía.

6.4. Ocupación de espacio reducida:

- El molde y los equipos de compactación quedan integrados en el bastidor de ensayo.
- La longitud de la pieza a ensayar es inferior a la mitad de la longitud de la misma pieza si se ensayara como elemento lineal, puesto que se reproduce la transmisión y el anclaje únicamente en un extremo.
- La ocupación de espacio para la realización del ensayo es muy reducida, como consecuencia de las dos ventajas anteriores.

6.5. Multitud de variables:

- El método permite incluir como variables adicionales, entre otras: sección transversal de la probeta (recubrimientos, configuración de armado, ...), tipo de hormigón, nivel de tensiones en el hormigón, edades de destesado y/o arrancamiento, tipo de armadura, nivel de tesado, presencia de armadura de confinamiento, velocidades de destesado y/o arrancamiento, efectos dinámicos mediante la realización de ciclos carga-descarga, etc.

7. HACIA LA NORMALIZACIÓN

Las ventajas del método de ensayo ECADA lo hacen susceptible de ser normalizado, con lo que se cubriría el vacío en la materia que se ha expuesto en este artículo. El proceso de normalización podría incluir las siguientes opciones:

A) Caracterización de la adherencia de una armadura

- Con este tipo de ensayo se analizarían las propiedades adherentes de una armadura independientemente de las del hormigón. Para ello deben fijarse otras variables, entre las que destacamos las siguientes (se indica entre paréntesis un posible valor para cada variable):
- Composición del hormigón (pueden utilizarse como referencia las propuestos en (19))
- Edad de ensayo y/o resistencia del hormigón (40 MPa)
- Niveles de tensión en armadura y hormigón y, en consecuencia, sección de la probeta
- Variables metodológicas (velocidad de ensayo)

De este modo el ensayo puede realizarse a dos niveles:

A.1) **Determinación de las longitudes de transmisión y anclaje estándar:** el proceso se realizaría según lo expuesto en 3.2, ensayando series de probetas de diferente longitud adherente. En condiciones normales con experiencia previa en casos similares es suficiente con ensayar 6 probetas. Este tipo de ensayo es adecuado para comparar características adherentes de diferentes tipos de armadura.

A.2) **Ensayo de aceptación-rechazo de armaduras:** esta modalidad consistiría en verificar si una armadura ensayada en condiciones estándar tiene una longitud de transmisión y/o de anclaje superior a un valor definido previamente. Metodológicamente exige la realización de un número limitado de probetas (3) de longitud adherente igual a la prevista y verificar que en todas ellas se produce la transmisión completa del pretensado y/o se alcanza la tensión de anclaje. Este método, sencillo, puede ser aplicado en control rutinario de producción o de recepción de armaduras.

B) Determinación de las características adherentes de armaduras pretesas en condiciones de obra

Este grupo de ensayos permitiría analizar el fenómeno de la adherencia considerando las características de los dos materiales que entran en contacto (armadura y hormigón), con la finalidad de aceptar o rechazar unas condiciones generales de obra. El planteamiento es, en esencia, similar al de la opción A), pero sustituyendo las condiciones estándar por las de obra (tipo de hormigón, condiciones de compactación y curado, nivel de tesado, etc). Incluiría, por tanto, la posibilidad de determinar las longitudes de transmisión y anclaje o simplemente verificar si éstas son superiores a un valor exigido.

Estos métodos son de aplicación para verificar el proceso de producción, especialmente en industrias de prefabricación de elementos de hormigón, y para el conocimiento real del nivel de seguridad en lo relativo a la transmisión y anclaje del pretensado.

8. CONCLUSIONES

Se exponen a continuación las principales conclusiones:

- a) Se ha presentado un método de ensayo (ECADA) que permite determinar las longitudes de transmisión y anclaje de las armaduras pretesas.
- b) El método se basa en la medida de la fuerza realmente soportada por la armadura. Los resultados son conocidos durante la realización del ensayo y son fáciles de interpretar.
- c) No precisa de instrumentación interior a la probeta, por lo que no queda distorsionado el fenómeno de la adherencia. Toda la instrumentación es recuperable y reutilizable.

- d) El ensayo es representativo del fenómeno de la adherencia, sistemático y reproducible, habiéndose constatado experimentalmente su repetitividad y su fiabilidad.
- e) El ensayo es de ejecución sencilla, por lo que la probabilidad de error es muy reducida.
- f) El método de ensayo ha mostrado mayor fiabilidad que otras metodologías basadas en la medida de la penetración de la armadura o de las deformaciones del hormigón.
- g) El método de ensayo ECADA es susceptible de ser normalizado y es de aplicación tanto para la determinación de las longitudes de transmisión y anclaje del pretensado, en condiciones estándar o de obra, como para el control de calidad por medio de ensayos de aceptación-rechazo.

9. REFERENCIAS

- (1) Hoyer, E. y Friedrich, E. (1939) "Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbetonbauteilen", Beton und Eisen (Berlín), Vol. 50, Nº 9, pp. 717-736.
- (2) Ministerio de Fomento (1998) "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)".
- (3) IRANOR (1982) "UNE 7-436-82: Método de Ensayo para la Determinación de las Características de Adherencia de las Armaduras de Pretensado", Madrid.
- (4) AENOR (1997) "UNE 36094:1997 – Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado", Madrid.
- (5) Cousins, Th. E. et al. (1992) "Proposed Test for Determining Bond Characteristics of Prestressing Strand", PCI Journal, Vol. 37, Nº 1, pp. 66-73.
- (6) den Uijl, J.A. (1991) "Background of the CEB-FIP Model Code 90 Clauses on Anchorage and Transverse Tensile Actions in the Anchorage Zone of Prestressed Concrete Members", CEB Bulletin d'Information Nº 212, pp. 72-94.
- (7) Abrishami, H.H. y Mitchell, D. (1993) "Bond Characteristics of Pretensioned Strand", ACI Materials Journal, Vol. 90, Nº 3, pp. 228-235.
- (8) Vandewalle, L. y Mortelmans, F. (1994) "Anchorage of Strands", Actas XII Congreso Internacional de FIP, Washington, pp. J16-J22.
- (9) Mahmoud, Z.I. et al. (1999) "Transfer and Development Lengths of Carbon Fiber Reinforcement Polymers Prestressing Reinforcing", ACI Structural Journal, Vol. 96, Nº 4, pp. 594-602.
- (10) Logan, D.R. (1997) "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications", PCI Journal, Vol. 42, Nº 2, pp. 52-90.

(11) Sharaf, B. (1999) “Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

(12) Vázquez, C. (2000) “Estudio comparativo de las propiedades de adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales”, Tesis Doctoral, Universidad de La Coruña.

(13) Martí, J.R. (2001) “Estudio experimental de la adherencia de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales”, Tesis Doctoral dirigida por Fernández Prada, M.A. y Serna Ros, P. Universidad Politécnica de Valencia.

(14) Martí, J.R. et al. (2002) “Procedimiento de ensayo para la determinación de las longitudes de transmisión y anclaje de las armaduras pretesas: ensayo ECADA”, Primer Congreso Nacional de Prefabricación, Madrid.

(15) Fu, X. y Chung, D.D.L. (1998) “Effects of Water-cement Ratio, Curing Age, Silica Fume, Polymer Admixtures, Steel Surface Treatments, and Corrosion on Bond between Concrete and Steel Reinforcing Bars”, ACI Materials Journal, Vol. 95, N° 6, pp. 725-734.

(16) Martinez, F. y Vázquez, C. (2002) “De la necesidad de ensayos de caracterización de la adherencia en elementos pretensados de armadura pretesa”, Primer Congreso Nacional de Prefabricación, Madrid.

(17) FIB (2000) “Bond of Reinforcement in Concrete. State-of-art report”, Fédération Internationale du Béton, Boletín n° 10.

(18) Martí, J.R. et al. (2002) “Características adherentes de cordones pretesos en hormigones de altas prestaciones iniciales: análisis paramétrico”, Primer Congreso Nacional de Prefabricación, Madrid.

(19) LCPC (1999) “Détermination de la logueur conventionnelle de scellement par adherence”, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Méthode d'essai n° 53.IV.

Agradecimientos

El contenido del presente artículo se enmarca en una línea de investigación que está llevando a cabo el Grupo de Investigación de Análisis, Diseño y Tecnología de la Construcción (ADITEC) en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia en colaboración con las empresas PREVALESA e ISOCRON. Este trabajo cuenta con la financiación del IMPIVA (Proyecto IMTEIE/2000/85) y del Ministerio de Ciencia y Tecnología (Proyecto MAT2000-0346-P4-03). Los autores agradecen la colaboración de las empresas y entidades arriba indicadas, así como la participación del personal técnico del Laboratorio de Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia.

LOS PROFESORES ELIGEHAUSEN Y MAYER, PREMIO “JOSÉ CALAVERA” 2002



El profesor R. Eligehausen y el Doctor U. Mayer, de la Universidad de Stuttgart (Alemania), han obtenido el premio Internacional “José Calavera” 2002, establecido por ANIFER (Asociación Nacional de Industriales de Ferralla) para el progreso de la tecnología de las armaduras para el hormigón.

El premio se concede anualmente y está dotado con 12.000 euros, y reconoce la labor internacional de investigación del profesor Calavera, Catedrático de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid y Presidente de INTEMAC.

Los galardonados, cuyos trabajos compitieron con otros procedentes de once países, han realizado una investigación de alto interés sobre la influencia de la geometría de las barras corrugadas en el funcionamiento de las estructuras de hormigón.



Viga híbrida de 8 metros fabricada de hormigón y materiales compuestos

Hybrid beam of 8 meters length manufactured with concrete and composites materials

Juan Manuel Mieres

Director Departamento I+D, NECSO



Eugenio Gutiérrez

Unidad de Seguridad en Mecánica Estructural, JRC-ISIS



Sonia Bautista

Departamento I+D, NECSO



Ignacio Calvo

Departamento I+D, NECSO

RESUMEN

El objetivo del proyecto es desarrollar un sistema integral de encofrado reforzado con materiales compuestos que pudiera sustituir, eventualmente, a los materiales estándar utilizados para fabricar elementos de hormigón armado como el acero. El concepto consiste en la sustitución del encofrado normal, metálico o de madera, utilizado normalmente para la fabricación de estructuras de hormigón armado, por un encofrado de FRC. El encofrado de FRC no se dismantlaría (como ocurre normalmente) una vez que el hormigón ha fraguado, si no que se uniría a éste, actuando de esta forma como un refuerzo para soportar los esfuerzos de tracción y sustituiría a la tradicional armadura de acero y a los zunchos. Los conceptos técnicos claves a tener en cuenta fueron:

- Modos de fallo estructural
- Características de deformación plástica y relajación
- Optimización de la rigidez total mediante el uso debido de las propiedades del material
- Seguimiento del comportamiento estructural, en especial de la superficie de contacto de unión entre el hormigón y el material compuesto utilizando técnicas de fibra óptica

SUMMARY

The project theme is the development of an all-in-one composite reinforcing formwork system that could eventually

substitute the standard materials used for making reinforced concrete elements like steel. The concept consists in substituting the standard steel or wooden formwork, usually used to manufacture reinforced concrete structures, with an FRC formwork. The FRC formwork would not (as is normally the case) be dismantled once the concrete was set, but rather would be bonded to the concrete; thus acting as tensile reinforcement in substitution of the usual steel reinforcement bars and stirrups. The key engineering concepts to be examined were:

- *Structural failure modes*
- *Creep and relaxation characteristics*
- *Optimization of overall stiffness by proper use of material properties*
- *Monitoring of structural performance, particularly the bonded concrete-composite interface using optical fibre techniques.*

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del proyecto es desarrollar un sistema integral de encofrado reforzado con materiales compuestos que pudiera sustituir, eventualmente, a los materiales estándar utilizados para fabricar elementos de hormigón armado. Este simple y práctico concepto exige la realización de pruebas y experimentos exhaustivos con objeto de cuantificar el comportamiento estructural de los edificios que se construyan

con esta técnica. Además de aquellas cuestiones relacionadas con el comportamiento estructural, se tendrá que realizar una evaluación de costes exhaustiva. Aunque este documento no se ocupa directamente de esta cuestión, la misma va implícita en el contexto de los procedimientos de fabricación que se describen aquí, dado que hemos elegido métodos y materiales de fabricaciones realistas y comerciales.

Desde el punto de vista de un constructor, podrían existir claras ventajas para hacer precisamente eso: mediante la reducción de los costes de fabricación y de logística en la obra, especialmente cuando las estructuras conllevan fuertes costes de montaje y las ventajas de unir dos procesos (la fabricación del encofrado y la colocación de las armaduras) en uno resultan interesantes.

2. LA VIGA HÍBRIDA

Sobre el concepto de unir los materiales compuestos FRP al hormigón se pueden encontrar numerosas referencias [1, 2]. Existen, también, referencias para el diseño de las vigas con encofrado compuesto [3] así como muchas referencias sobre el fortalecimiento y rehabilitación de vigas de hormigón con fibra de carbono [5]. Para simplificar un poco la terminología, sugerimos la utilización de los siguientes términos: cuando utilicemos la palabra *compuesto*, nos estaremos refiriendo al material que sirve como encofrado y está construido de fibras de carbono o de vidrio embebidas en una matriz de polímeros (normalmente epoxy). Utilizaremos la palabra *macrocompuesto* para cualquier elemento en el que se combinen el uso del hormigón y los materiales compuestos. La idea de diseñar y probar un encofrado avanzado reforzado con materiales compuestos para la fabricación de una viga macrocompuesta se sugirió como parte de un tema de investigación dedicado a la aplicación de materiales compuestos a los proyectos de obra civil. Inicialmente, se prefijaron solamente las características claves más básicas, a saber:

- las vigas deberían fabricarse a partir de un encofrado compuesto que proporcionaría también un refuerzo contra los esfuerzos de tracción en la cara inferior (idealmente utilizando cinta de fibra de carbono.)
- los esfuerzos flectores a compresión deberían ser absorbidos por una losa del hormigón depositado sobre la parte superior de la viga.
- deberá dejarse algo de hormigón en los laterales de la viga para absorber el esfuerzo cortante e impedir el pandeo de la membrana del refuerzo del encofrado.

El objetivo era diseñar una viga de hormigón con un encofrado estructural de materiales compuestos estructural de forma que se sustituya la tradicional armadura de acero y el paso de desencofrar.

Las dimensiones de la viga que se ensayaron fueron las siguientes: 500 mm de canto, 300 mm de anchura y una luz de 8 metros. La viga debería ser capaz de soportar una carga uniformemente distribuida de 50.000 N/m y no superar un límite flector de 1/250 de la luz de la viga.

2.1. El diseño de la macroviga genérica

La sección transversal de la geometría de la viga genérica aparece en la Figura 1. La viga está formada por una sección de hormigón que está unida al encofrado mediante un adhesivo apropiado, en este caso se utilizó un adhesivo epoxídico. La mayor parte de la superficie de la sección transversal está ocupada por un núcleo de poliestireno expandido o por un material ultraligero similar.

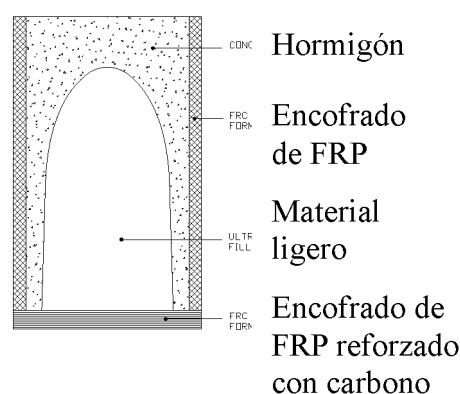


Figura 1. Sección transversal tipo de la viga híbrida de Hormigón y materiales compuestos.

El encofrado deberá, en primer lugar, dar la configuración final a la viga de hormigón. En segundo lugar, la distribución de los tipos de fibra y su disposición deberán proporcionar la capacidad de resistencia de las armaduras a los esfuerzos de tracción y cortante. Por lo que hace referencia a los elementos compuestos, deberán seguirse los principios básicos del diseño de materiales compuestos (materiales equilibrados, cuidado de los detalles en los extremos libres, dirección de fibras, proporción de materiales, procesos de fabricación, etc.), aunque, en principio, existen varias clases de materiales y procesos de fabricación. En este caso, el encofrado está formado por un perfil en U de un material compuesto. Existen dos partes muy diferenciadas de este perfil en U, que corresponden con las almas verticales y el ala horizontal. Las dos partes tienen configuraciones totalmente distintas debido a la diferencia de tipo de esfuerzos que va a estar sometidos, esfuerzos cortantes en el alma y tracciones en el ala.

Los materiales utilizados para la realización de la viga son relativamente baratos; como es, tela tejida de fibra de vidrio, embebida en una matriz de epoxy. La parte del material compuesto que forma las almas deberá transmitir el esfuerzo cortante impuesto por la viga de hormigón. Claramente, la orientación de las fibras deberá ser de $\pm 45^\circ$ con relación al eje principal de la viga. En la parte sometida a tracción del perfil en U, entretejida con el material de fibra de vidrio tejido, se coloca una cinta de fibra de carbono unidireccional, alternándola con el vidrio, al objeto de obtener una capa híbrida de material compuesto. Esta capa deberá absorber todos los esfuerzos a tracción desarrollados en la viga. Los esfuerzos a tracción son transmitidos por la tela a $\pm 45^\circ$ que se hace cargo de los esfuerzos cortantes en la viga de hormigón y los convierte en esfuerzos a tracción en la capa de fondo, de la misma forma que lo hacen los cercos en las estructuras tradi-

cionales, el Método de bielas y tirantes puede aplicarse de la misma forma que se aplica a las vigas de hormigón tradicional.

2.2. Detalles del diseño y dimensiones definitivas

La viga se iba a diseñar como una viga simplemente apoyada, en donde el esfuerzo principal era el momento flector. Como veremos y dadas las generosas dimensiones del alma, no se tuvieron en cuenta los esfuerzos por cortante ni los mecanismos del potencial pandeo por cortante, debido a relleno de hormigón que va a disminuir de forma importante el potencial pandeo de las almas. La principal limitación del diseño fue que el encofrado debería resistir al menos, hasta que se produjera el fallo del hormigón (agotamiento). Tras algunos cálculos experimentales utilizando la teoría de la viga simplemente apoyada, se hizo evidente que si se utilizaba una mezcla de hormigón estándar, el hormigón se agotaría, mientras que las tensiones en el material compuesto serían muy pequeñas. En otras palabras: el elemento de materiales compuestos estaría infrautilizado. No obstante, si hiciéramos lo contrario, esto es: reducir la cantidad de armadura de carbono, la rigidez de la viga sería demasiado baja. A la vista de lo expuesto, las dimensiones definitivas fueron las siguientes:

El núcleo de hormigón está formado por una capa de compresión con un espesor de 75 mm y por dos almas de cortante de 30 mm de ancho. La parte nominal de fibra de vidrio del encofrado se extiende por todo el perímetro de la viga y tiene un espesor uniforme de 7 mm.

La parte inferior está formada por capas alternas de 300 mm de ancho, cinta de carbono y la tela de fibra de vidrio. El espesor total de la cinta de carbono debería haber sido de 10 mm; sin embargo, en el momento de la fabricación del encofrado, solamente estaba disponible suficiente cinta de carbono para 6 mm de carbono (Figura 2). En consecuencia, esperábamos que la primera viga macrocompuesta fuera algo más flexible de lo previsto. No obstante, debido a que en su momento la principal incertidumbre eran la resistencia del conjunto y la eficacia adhesiva del sistema, se decidió continuar con las dimensiones de la viga. Los cálculos se comprobaron con un cálculo F.E. (CASTEM 2000) que vaticinó una rigidez efectiva en el centro del vano de 7,5 MN/m y el aplastamiento del hormigón en la capa superior se estimó que llegaría a 640 KN.

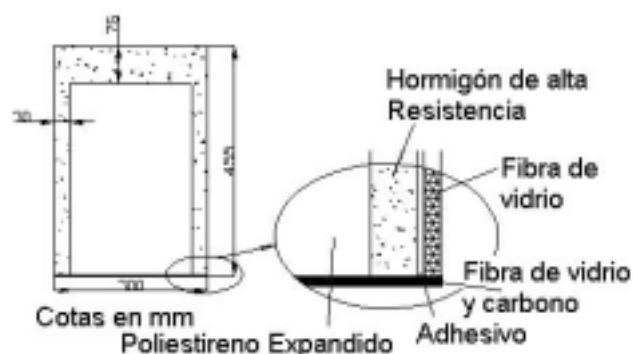


Fig. 2: Sección transversal de la viga híbrida de Hormigón y materiales compuestos.

2.3. Fabricación de la Viga. El molde, el hormigonado y el adhesivo

La primera fase de fabricación de la viga consiste en fabricación del molde. Hay muchos métodos industriales para fabricación de compuestos que ofrecen una amplia gama en el tamaño, calidad y costo de los productos. Dada una geometría prismática, el molde del encofrado podría hacerse con una sección de pultrusión [4]. En cualquier caso el mercado industrial de compuestos no proporciona aún perfiles de pultrusión de las dimensiones y orientación de fibra que se requerirían para este proyecto; pero hay otros factores que hacen evitar la pultrusión. Así como las consideraciones de tamaño del prototipo final, en las fases experimentales el proceso de fabricación deben permitir al diseñador orientar las fibras y la calidad requeridas para el refuerzo; esto implica una forma de fabricación a mano utilizando un procedimiento de moldeo. Sin embargo, dada la baja calidad de llamado laminado en húmedo, el encofrado se realizó con material PRE-impregnado (pre-preg) (Foto 1). Considerando que la mayoría de los pre-pregs requieren autoclaves caros, se decidió utilizar el sistema de resina epoxy curado a baja temperatura, LTM26EL producida por ACG (las temperaturas de polimerización pueden ser tan bajas como 40° C). Esta ventaja es un arma de doble filo: los pre-preg deben guardarse en refrigeradores si se quiere evitar la polimerización. Sin embargo tienen una ventaja importante: la unidad de calentamiento que se requiere puede hacerse con materiales sencillos, y la cámara de curado no es mucho más que una cabina de calentamiento a baja temperatura.

Cuando el encofrado está preparado, el cuerpo principal se llena con el núcleo de poliestireno expandido y se sujeta en posición. Se deposita entonces la tongada de hormigón y se deja endurecer en las condiciones prescritas por el fabricante. La amasada de hormigón estaba formada por una mezcla de alta resistencia DUCORIT S5, mezclada con fibras de acero de 0,4 x 12,5 mm suministrada por DENSIT. Se hizo evidente a partir de las consideraciones básicas de diseño que, con



Foto 1. Proceso de curado del encofrado estructural.

objeto de explotar la eficacia estructural de las armaduras de materiales compuestos, la sección transversal efectiva del hormigón debería optimizarse al objeto de reducir el peso total de la probeta y por esta razón se eligió un hormigón de alta resistencia. Se espera que el encofrado de refuerzo que se presenta aquí debería ser, idealmente, un proceso de una etapa, esto es, asumiendo que el encofrado está disponible, se aplica primero el agente adhesivo a la superficie del encofrado y luego se deposita inmediatamente el hormigón y se deja endurecer (Foto 2).

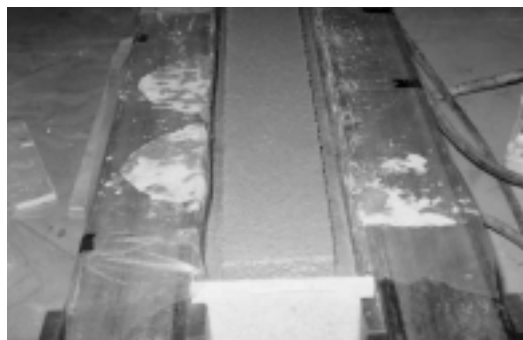


Foto 2. Hormigonado del encofrado estructural.

3. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO Y EQUIPOS

La viga se carga en un útil con tres puntos a flexión y con una luz efectiva de 7,95 m. Por un lado, la viga se apoya en un gran muro de hormigón armado; esta configuración permite solamente el movimiento de rotación pero no el de traslación. El otro extremo se suspende de un pórtico que permite a la viga girar y moverse en la dirección del eje de la viga (Foto 3).



Foto 3. Una vista del útil de pruebas.

Las mediciones del desplazamiento a lo largo de la longitud de la viga se hicieron con relación a las coordenadas internas de la viga, sujetando los puntos de medición a un pórtico de celosía metálica que estaba apoyado en los dos extremos de la viga sobre un rodillo y un soporte fijo en el muro de hormigón.

La carga se aplica en el centro del vano con un pistón que puede aplicar hasta 50 toneladas con un recorrido de hasta ± 250 mm. El pistón va unido mediante una rótula a un crucero que se apoya sobre una placa metálica con un espesor de 20 mm y una anchura de 100 mm. La placa está sujeta a la superficie superior de la capa (en el lado del hormigón). Transmite la carga a lo largo de 280 mm del ancho de la viga

de tal manera que la carga se aplica directamente sobre el núcleo y almas de hormigón pero no toca el encofrado de fibra de vidrio (Figura 3).

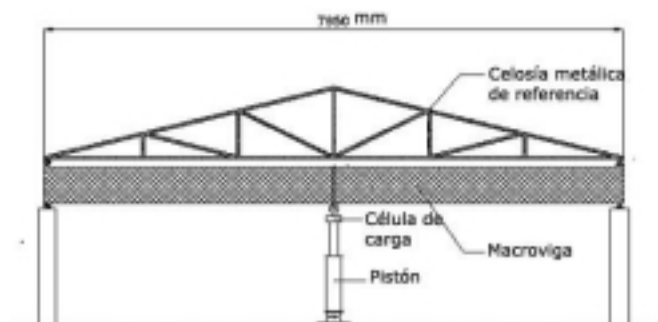


Figura 3. Sistema de carga para la realización del ensayo.

4. INSTRUMENTACIÓN.

4.1. Canales principales

El esquema general de los dispositivos de medida se muestra esquemáticamente en las Figuras 4 y 5. Se muestra la posición genérica y el número del canal de datos para cada dispositivo. La carga se medía con una célula de carga colocada entre la cabeza del pistón y la unión de rótula. En línea con esto, el desplazamiento vertical del plato de carga en el centro de la viga, se medía con un codificador de señales digital de rango 500 mm y una resolución de 4 mm (el codificador se fijó a la cercha de referencia descrita anteriormente).

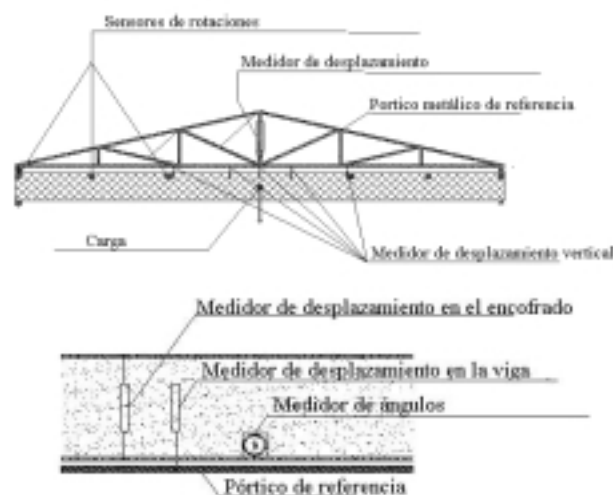


Figura 4. Posicionamiento de los transductores de rotación y desplazamiento.

4.2 Desplazamientos

Además del desplazamiento vertical principal adicional, análogamente, se colocaron transductores de desplazamiento en la viga (Figura 4), se midieron desplazamientos verticales a $\pm 0,48$ m, $\pm 1,37$ m, desde el centro de la viga y uno en el centro. Además de éstos, dos transductores de diagnóstico midieron cualquier movimiento fuera de plano de la viga, o,

fisuras en el encofrado o en la unión de la interfase del compuesto y el adhesivo. Todos estos dispositivos son transductores de resistencia potenciométrica con un rango de 50 mm.

4.3 Rotaciones

Se colocaron directamente en las paredes laterales de la viga (Figura 4) y medían la rotación en el plano de momentos flectores de la viga, estaban a una distancia de los extremos de la viga de $\pm 1,5$ m, $\pm 2,74$ m, $\pm 3,9$ m del centro de la viga. Además de estas distancias, se colocó un transductor de diagnóstico cerca del centro de la viga para medir las rotaciones del eje de la viga.

4.4 Medidas de tensión

Se montaron un total de once estaciones de medida de tensión, de las que cinco eran longitudinales (0°) y seis eran de roseta a 0° , 45° y 90° . La posición de estos medidores y sus números de canal se muestran esquemáticamente en la Figura 5. La vista Norte, que corresponde a lo mostrado en la Fotografía 3, se instrumentó más que la vista Sur. Los medidores de la vista Norte proporcionaban los datos principales, como la distribución de la línea neutra de la viga, así como las distribuciones de momentos y cortantes. Las estaciones de la vista Sur eran indicadores de diagnóstico para la simetría de la carga a lo largo del eje principal de la viga. La parte de abajo de la viga se instrumentó con dos medidores de roseta cerca del borde de la viga y un medidor central longitudinal.

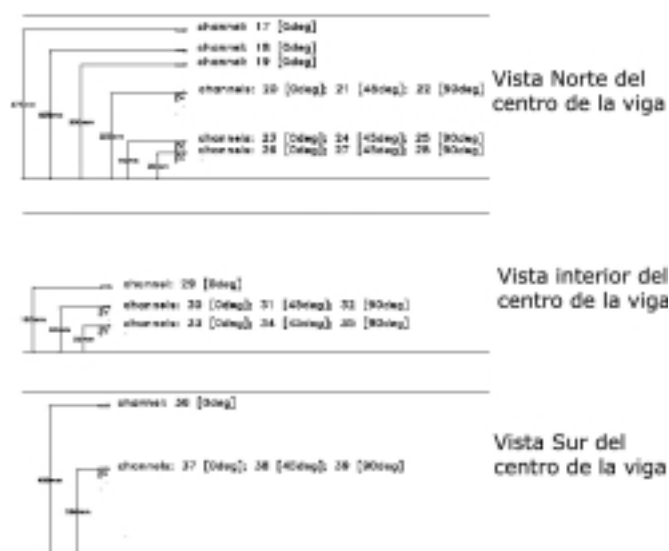
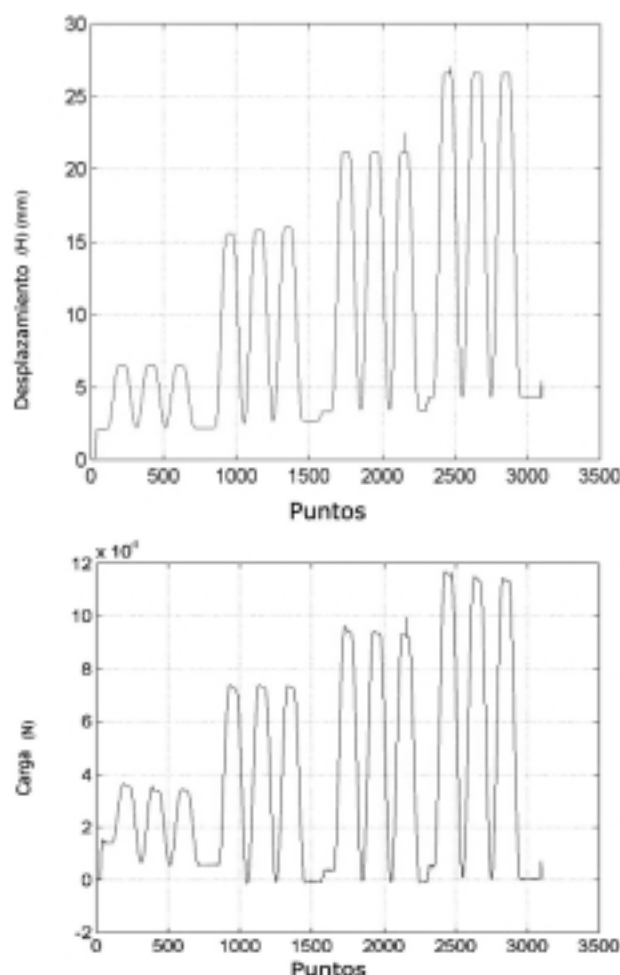


Figura 5. Posicionamiento de los medidores de tensión.

5. LOS RESULTADOS DE LA VIGA DE 8 METROS

5.1. Prueba 1: Carga pequeña, cíclica

La probeta se cargó con el aparato descrito anteriormente. Al centro de la viga se le hizo seguir la curva de desplazamiento que se ve en la Figura 6.a, mientras que la correspondiente carga medida aparece reflejada en la Figura 6.b.



Figuras 6.a y 6.b.

Se allanó la parte superior de cada curva al objeto de permitir un período de descanso en los que se pudieran observar las características de relajación de la viga.

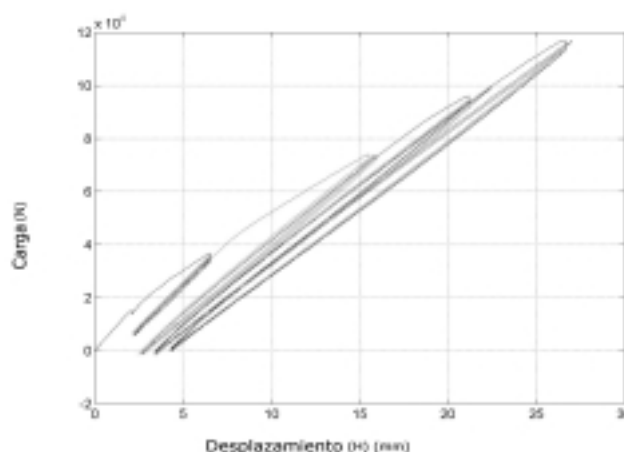


Figura 7. Las primeras pruebas de bajo nivel.

Los lazos de histeresis para la secuencia de prueba aparecen reflejados en la Figura 7. Definimos cuatro etapas. Cada una está formada por tres ciclos de carga de la misma amplitud. Durante la primera etapa la viga se carga hasta aproximadamente 35 kN y hasta un desplazamiento de 7 mm. en el centro de la viga. Durante el primer ciclo y a esta amplitud se

suspende la carga, tras de lo cual la viga se relaja moderadamente (como se ve en la pequeña caída vertical de la carga). Al quitar la carga, el ciclo es claramente histerético. Sin embargo, cuando el ciclo se repite dos veces más, los lazos de desplazamiento de las fuerzas se solapan, indicando que la viga se bloquea en un comportamiento pseudo elástico local.

La amplitud de carga se aumenta a continuación a 16 mm. El comportamiento recuerda al de los primeros tres ciclos: primero un ciclo histerético seguido por un conjunto de dos ciclos pseudo-elásticos locales. La capacidad de relajación, considerando que la carga es del orden de 70 kN, no es significativa.

Cuando la amplitud se aumenta a 22 mm, es cada vez más evidente que la escala de la no linealidad histerética del primer ciclo se ha reducido considerablemente, por lo que los ciclos repetidos son muy similares a los ciclos de repetición de la amplitud anterior. Por último, el último conjunto de ciclos confirma la tendencia general de histéresis disminuida acompañada por una capacidad de relajación reducida a una carga máxima de 120 kN.

El comportamiento global de la viga, cuando está sujeta al nivel de carga intermedio, es similar a la fase de servicio en estructuras de acero, con lo que, después de un régimen transitorio de comportamiento de histéresis, la estructura puede cargarse repetidamente hasta el pico de carga manteniendo el comportamiento elástico. A la fase momentánea de histéresis le sigue una pseudo-elástica en el sentido de que la estructura no se degrada apreciablemente repitiendo ciclos a la misma amplitud, pero responde con ciclos de histéresis estrechos que proporcionan un mecanismo de absorción de energía limitada pero no degradante.

La rigidez inicial a baja amplitud es aproximadamente 7.8 MN/m. La estimación obtenida del ensayo de vibración en la viga simplemente apoyada era 7.1 MN/m (la frecuencia medida del primer modo era 17 Hz, y nosotros asumimos una masa uniformemente distribuida de 156 Kg/m.) Estos resultados concordaron bastante bien con los cálculos de FE. Sin embargo, la rigidez media para los desplazamientos más grandes es del orden de 5.2 MN/m, menor que los 7.5 MN/m predichos por el cálculo de FE.

Habiendo descrito la respuesta estructural principal, podemos examinar otras propiedades estructurales.

Utilizando las estaciones de medida de tensión descritas anteriormente (ver Figura 5) era posible examinar la distribución de tensión en el centro de la viga. En la Figura (8) se muestran los datos de tensión de todas las estaciones montadas a lo largo del eje de la viga en la vista Sur. De éstos está claro que el eje neutro queda entre estaciones que corresponden al canal (20) y canal (18), y, de hecho, parece seguir bastante bien la posición del canal (19) de la base de la viga. La posición del eje neutro se calculó de la extrapolación lineal de datos del canal (19) y (18) como se muestra en la Figura (9). Puede verse que la posición del eje neutro oscila considerablemente. Sin embargo, debemos considerar que cuando la posición se evalúa en el rango de amplitudes de carga bajas, la señal a la relación del ruido es bastante baja. La tendencia general es

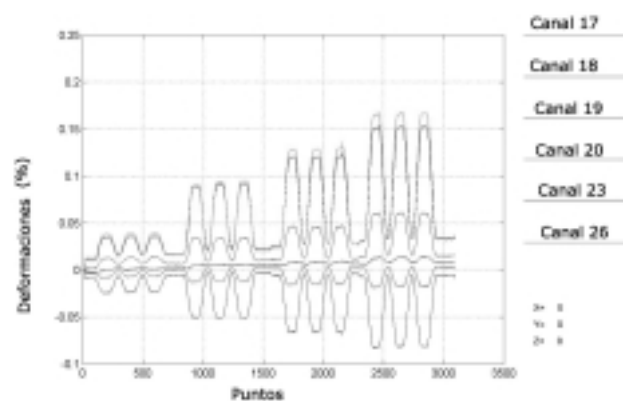


Figura 8. Distribución de tensiones longitudinales distribuidas en el canto de la viga en su sección central con bajo nivel de carga.

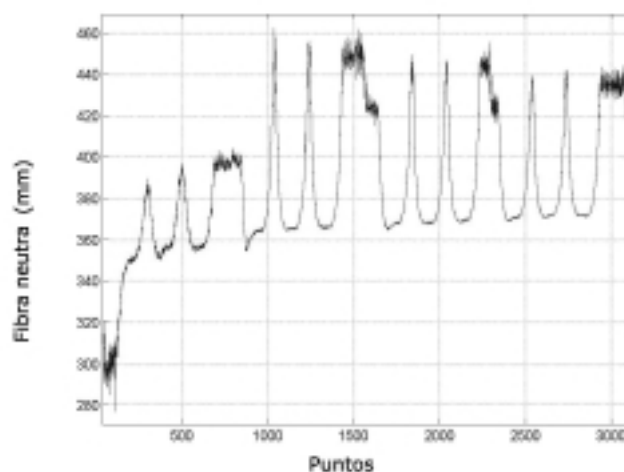


Figura 9. La posición del eje neutro para el ensayo de bajo nivel.

como sigue: cuando la viga se carga a cualquier nivel considerable, la posición del eje neutro es de aproximadamente 360-380 mm desde la base de la viga. Además la posición en los picos de carga no depende del nivel de carga sino que la carga está siempre presente. Esto indicaría que cuando la viga está cargada permanece lineal durante toda esta fase.

Cuando la carga se reduce el eje neutro se desplaza hacia arriba considerablemente hasta aproximadamente 450 mm de la base de la viga. Podría haber dos razones para esto. La primera simplemente es que nuestra extrapolación acerca del linealidad de distribución de tensiones entre las dos posiciones de medida utilizadas no es correcta. El otro factor puede tener que ver con la fabricación de la propia viga; la pre-flecha que el encofrado introdujo en la fase de unión del hormigón al encofrado de FRC. La pre-flecha indujo una deformación elástica en el encofrado que se ha sostenido en conjunto por las fuerzas interiores en el compuesto; así gran parte de la fibra de vidrio está en tensión comparada a su estado original de post-curado. Se presume que una vez la estructura se ha llevado más allá del estado de histéresis inicial, el encofrado todavía intentarían aplicar una ligera carga de compresión al hormigón. Esto tenderá a afectar la posición aparente del eje neutro en el régimen de carga bajo. La posición del eje neutro cambiará con la amplitud de carga creciente. Acerca de la distribución de tensión global en los

lados de la viga, nosotros podemos resaltar los puntos siguientes. El pico de tensión en el material de fibra de vidrio es del orden de 0.16% de la tensión (canal 26) y por debajo del límite nominal de 1%. La distribución de tensión fue bastante simétrica a los lados de la viga (esto parecía corroborar el hecho que no tener lugar ningún desplazamiento transversal apreciable (0.8 mm) o rotaciones (-0.05°). Ningún transductor del encofrado indicó ningún agrietamiento en la interfase de la unión.

La distribución de tensión longitudinal en la parte más baja de la viga se ve en la Figura (10). La tensión longitudinal es bastante uniforme por la anchura de la viga y es del orden 0.18%, una vez más, bien debajo del límite de 1.2% para el carbono o la fibra de vidrio (debe recordarse que el encofrado compuesto en la base es un híbrido de carbono y materiales de fibra de vidrio).

Los datos de la distribución de la tensión de tangenciales, se muestran en la Figura (11). El gráfico muestra que el cortante a media altura en la viga es casi cero y crece substancialmente hacia él (canales 26, 27 y 28).

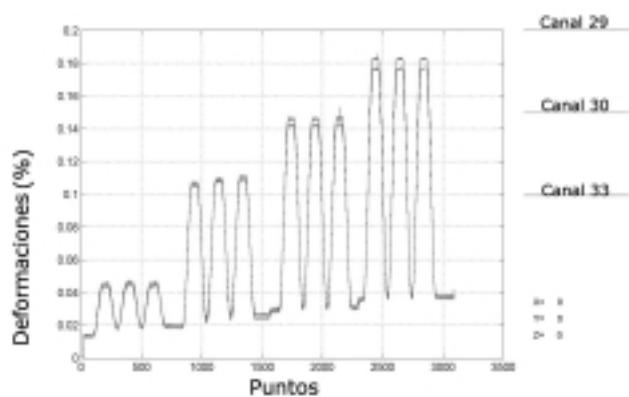


Figura 10. Distribución de tensiones longitudinales en el fondo de la viga en su sección central con bajo nivel de carga.

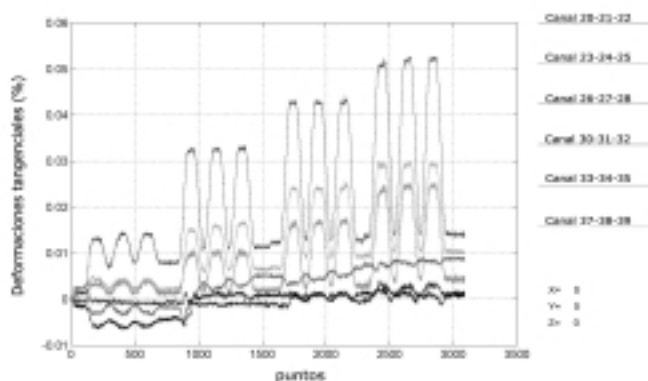


Figura 11. Deformaciones tangenciales medidas en las estaciones.

La tensión de cortante se reduce con el material que forma la parte inferior de la viga. En general todos los datos del ensayo son cualitativamente similares al cálculo previo por Elemento Finitos.

3.2. Prueba 2. Ensayo a fluencia a carga constante

La siguiente fase del programa de pruebas consistió en la aplicación de una carga de 20 toneladas al vano central de la

viga y en controlar el comportamiento de la deformación plástica a lo largo de un período de tiempo de 27 días.

En las líneas siguientes informamos de las mediciones realizadas a partir de los canales principales de adquisición de datos. En la Figura (12) mostramos el desplazamiento registrado por el canal codificador digital(16). Lo primero que observamos es la naturaleza oscilatoria de la señal durante las primeras etapas de la prueba. De hecho, estas oscilaciones se han correlacionado con la excursión de la temperatura diaria en la sala principal de pruebas.

Esto hizo que se distorsionara la celosía de acero de referencia, dando lugar a una parte del contenido de señales falsas en las mediciones.



Figura 12. Desplazamiento de fluencia (un punto de datos son 500 segundos).

A pesar de estas oscilaciones, se puede ver en los datos el comportamiento característico de la deformación plástica de los elementos de hormigón armado. Los datos parecerían indicar una fase de deformación plástica secundaria. Sin embargo, tal y como se ha dicho más arriba, las mediciones son sensibles a las oscilaciones de temperatura lo que, por supuesto, también es aplicable a variaciones de temperatura a largo plazo que tienden a cambiar sensiblemente durante la época del año en la que se realizaron las pruebas (abril de 1997).

Quizás es más significativo medir los datos de fluencia de una referencia interior instrumentada, como los datos del strain-gauge que se mostraron en la Figura (13). Los datos pintan la tensión longitudinal medida en los lados de la pared de la viga montados en el material de fibra de vidrio (canales 17-26). Una vez más están claras las oscilaciones periódicas de temperatura diarias y el tiempo variable. Estos datos son consistentes con el hecho de que los materiales individuales de los que está hecha la viga tienen bastante parecidos pero diferentes coeficientes de expansión, a la que la respuesta global es claramente medible. Lo que los datos de medida de tensión parecen indicar es que el proceso de fluencia no es un fenómeno incontrolado; esto se confirma por la fluencia de la posición de la fibra neutra que, como se muestra en la Figura (14), parece nivelarse al final del periodo de 27 días.

Nosotros podemos declarar que, de los datos disponibles, el comportamiento a largo plazo no es conclusivo pero tampoco particularmente alarmante.

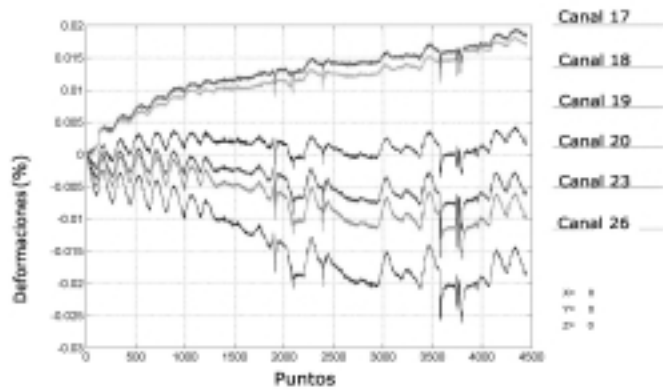


Figura 13. Datos de fluencia de los medidores longitudinales en cara sur.

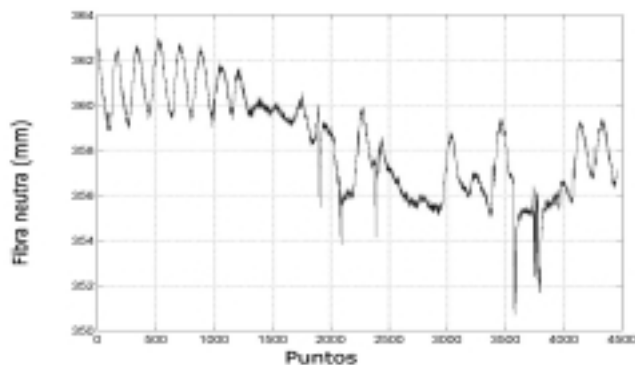


Figura 14. Posición del eje neutro de tensión de fluencia.

3.3. Prueba 3: Carga Cíclica de alta carga

Se suponía que este ensayo llevaba a la viga hasta el fallo por compresión del hormigón. Considerando que las predicciones de FE acerca del campo de tensiones estaban de acuerdo razonablemente con los datos del ensayo baja carga, las predicciones de rigidez fueron algo mas bajas que las experimentales para el caso de grandes desplazamientos. En el F.E. la predicción para el fallo de la viga debido a la compresión del hormigón se esperaba a los 600 KN. Se pensaba que esto era demasiado optimista dado el error anterior en la estimación de la rigidez y la posibilidad de que el encofrado se abriera antes de que tuviera lugar el aplastamiento del hormigón. En la realidad resultó que el pistón de 500kN no fue suficiente para que la viga fallara. Es más, el tren de cargas se dañó durante la prueba; debido a esto los 56 KJ acumulados de energía de tensión fueron liberados de repente. El daño estructural indirecto fue el resultado de la separación superficial local del encofrado del hormigón en un lado de la viga sobre el centro del vano. Se piensa reparar este daño uniendo estas superficies.

Los resultados de la prueba son los siguientes: La historia de cargas y desplazamientos se muestran en las Figuras (15 a y b). Los ciclos de histéresis de carga y deformación se muestran en la Figura (16) junto con aquéllos obtenidos de las pruebas de baja carga descritas anteriormente: tenemos la historia de carga completa. Puede verse que la actuación de la viga es substancialmente similar, en naturaleza, al ensayo de baja carga, un primer ciclo caracterizado por una histéresis limi-

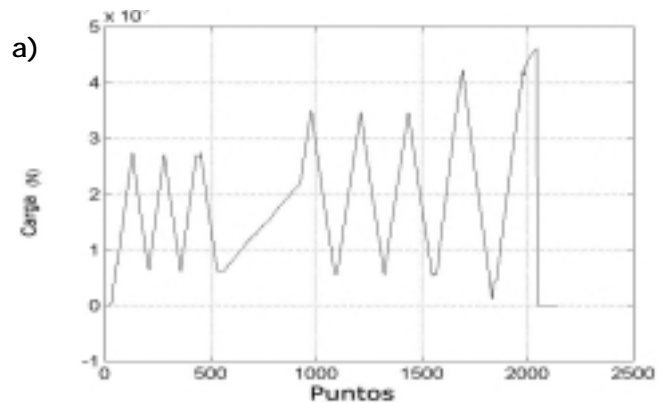


Figura 15 (a). Carga.

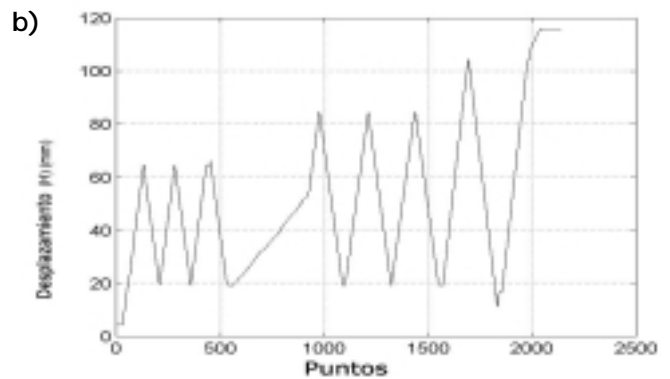


Figura 15 (b). Desplazamiento.

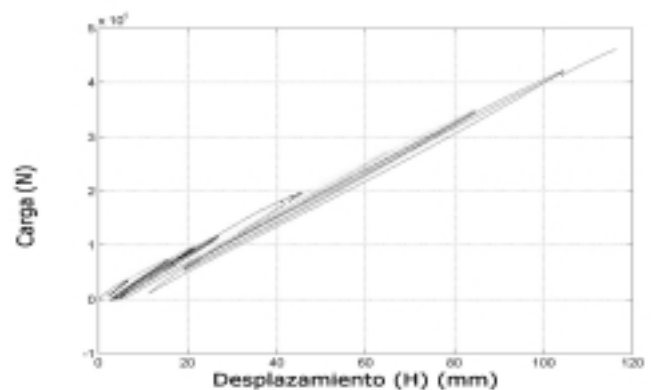


Figura 16. Historia completa del comportamiento estructural.

tada seguido de ciclos pseudo-elásticos que no parecen indicar degradación notable alguna. El comportamiento general no muestra ninguna señal de deterioración en las propiedades. Los datos de tensión longitudinal en el centro de la viga son similares a los de la prueba de baja carga aunque los niveles de tensión son ahora del orden de 0.7%, 30 mm de las fibras del fondo, Figura (17). Con respecto a las tensiones longitudinales en la base de la viga, mostradas en la Figura (18) los picos de tensiones son del orden de 0.7%.

La posición del eje neutro se muestra en la Figura (19) donde se ve que la posición relativa a los picos de carga no es excesivamente diferente a la observada para el ensayo de baja carga, aproximadamente 360-380 mm de la base. Y que, como en el ensayo de baja carga, la posición sube cuando la carga se retira.

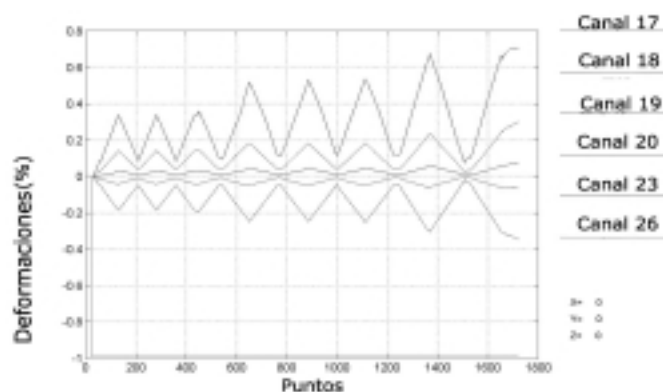


Figura 17). Datos de tensión longitudinales del tejido de la cara sur.

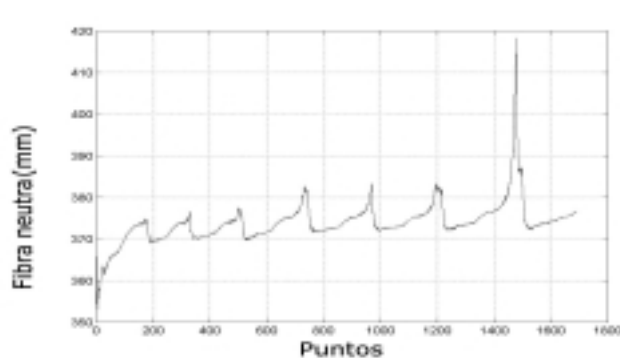


Figura 19. Posición del eje neutro de los datos de medida de tensión.

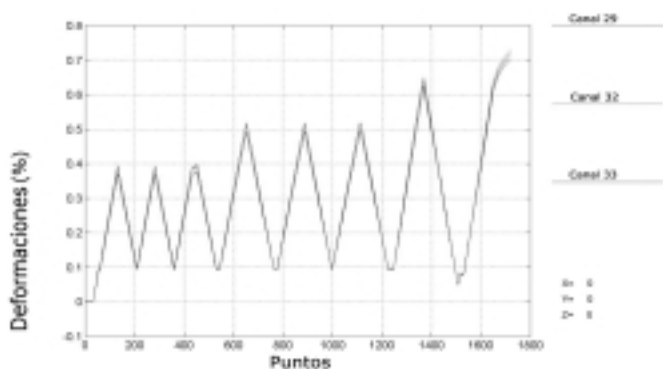


Figura 18. Tensiones longitudinales medidas en la superficie inferior (carbono+vidrio).

4. CONCLUSIONES

Se fabricaron unas vigas híbridas formadas por un encofrado estructural de materiales compuestos (fibra de vidrio, carbono y resina epoxi) de sección en U con una losa de hormigón de alta resistencia. La primera de las vigas se diseñó de acuerdo con los requerimientos exigidos para una viga de edificación. Se observó que el comportamiento estructural fue especialmente bueno en lo relativo a la seguridad estructural. No se ha establecido todavía el modo de fallo debido a que no llegó a romper la viga por superar la carga última estimada en el modelo y la carga de los pistones.

La viga no pudo cumplir los requisitos de rigidez, por que mientras el desplazamiento fue de 41 mm, el límite era de $1/250 = 32$ mm. Sin embargo, la viga probada tenía un espesor efectivo del refuerzo de fibra de carbono de 6 mm, mientras que los requisitos de las dimensiones originales habían sido de 10 mm.

La viabilidad del uso de materiales compuestos para la fabricación de elementos estructurales queda en este artículo demostrada con los resultados que se muestran y el buen comportamiento de la viga en su conjunto.

REFERENCIAS

- [1] Meier U., Deuring M, Meier H., Schwegler G., Strengthening of structures with CRFP laminates: research and applications in Switzerland. *Advanced Composites Materials in Bridges and Structures*, pp 243-251, Eds. Neale K.W, Labossiere P., (1992).
- [2] Meier U., Kaiser H.P, Strengthening of Structures with CRFP laminates, *Proc. Conf. on Advanced Composite Materials*, in *Civ. Engrg, Structures*. ASCE, 224-232 (1991).
- [3] Triantafyllou T.C, Meier U., Innovative design of FPR combined with concrete, *Proc. Advanced Composites Materials in Bridges and Structures*, pp 491-498, Eds. Neale K.W, Labossiere P., (1992).
- [4] Saiidi M, Gordaninejad F, Welibe N., Behaviour of graphite/epoxy concrete composite beams, *J. Struct, Engrg*, ASCE, Vol 120, No. 10, pp2958-2976. (.1994).
- [5] Norris T., Saadatmanesh H., Ehsani R., Shear and flexural strengthening of P/C beams with carbon fiber sheets, *J. Struct. Engrg*, ASCE, Vol 123, No 7: pp 903-911.
- [6] E. Gutierrez, G. Di Salvo, J. M. Mieres, Experimental results from laboratory tests on an 8 metre beam manufactured from hybrid composite formwork. *Advanced Composite letters* vol.7 Number 6 pp,155-1.

MANUAL DE FIRME CON CAPAS TRATADAS CON CEMENTO

El objetivo de este manual es constituir una ayuda para todos aquellos que tienen que proyectar o construir firmes con capas tratadas con cemento (empresas consultoras, constructoras, laboratorios o administraciones).

Se ha redactado teniendo en cuenta las siguientes premisas:

- Sencillez y concisión para evitar dudas de interpretación.
- Inclusión únicamente de las técnicas consolidadas y avaladas por la práctica
- Planteamiento general válido para todas las administraciones o empresas aunque en su mayor parte siguiendo las directrices del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales (PG-3) del Ministerio de Fomento.

En este Manual se revisan los conceptos básicos relativos a los materiales tratados con cemento, las propiedades de los distintos tipos de mezclas, su dosificación y caracterización, y se describen las prácticas más adecuadas para el proyecto, construcción y control de calidad de los firmes con capas tratadas con cemento. Se tratan de forma especial los métodos de prefisuración en fresco

Autores: Varios

Título: MANUAL DE FIRMES CON CAPAS TRATADAS CON CEMENTO

P.V.P.: 18 € (IVA incluido) + gastos de envío

Los interesados en dicha publicación deberán consultar nuestra hoja WEB

www.ieca.es

Algunos aspectos críticos en la comparación del diseño a corte y punzonamiento de zapatas con los códigos EC-2, MODEL CODE 90 y ACI 318-00

Comparison of Eurocode 2, Model Code 90 and ACI 318-00 with regard to shear and punching provisions for footings

J. Calavera

Presidente de INTEMAC

Catedrático de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.M.

RESUMEN

El Código ACI 318, el MODEL CODE-90 y el Eurocódigo EC2 presentan diferencias importantes en cuanto a la capacidad a corte y punzonamiento, especialmente acusadas cuando la cuantía de armadura de flexión es baja.

Lo anterior es especialmente importante en el caso de zapatas. El autor analiza las diferencias tanto en las dimensiones como en coste para zapatas corridas y zapatas aisladas, de acuerdo con los tres Códigos mencionados.

SUMMARY

Code ACI 318, MODEL CODE 90 and Eurocode EC-2 present important differences with regard to the shear strength and punching strength, this is especially shown when the steel ratio of reinforcement is low.

The above mentioned is important especially in the case of footings. The author analyses the differences either in structural design or in cost for wall footings and isolated footings, in accordance with the three mentioned Codes.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño a corte de piezas sin armadura de corte presenta diferencias importantes entre los Códigos EC-2 (1), ACI 318-00 (2) y MODEL CODE 90 (3).

EC-2 y ACI 318-00 emplean para calcular la resistencia a corte expresiones del tipo

$$V_{cu} = \varphi_1 (f_{ck}) + \varphi_2 (\rho_1 f_{ck}) \quad [1]$$

donde ρ_ℓ es la cuantía geométrica de la armadura de flexión.

Sin embargo el MODEL CODE 90 supone $\varphi_1 = 0$ y por tanto

$$V_{cu} = \varphi_1 (\rho_1 f_{ck}) \quad [2]$$

es decir, la resistencia a corte es nula si lo es la cuantía ρ_ℓ .

Una razón para inclinarse por fórmulas del tipo [2] es que los fenómenos termohigrométricos en el hormigón pueden reducir fuertemente su resistencia a tracción, e incluso fisurarlo. Sin embargo, que una pieza esté fisurada no quiere decir que su resistencia a corte se haya anulado sino solamente que se ha reducido. En el caso particular que aquí nos ocupa, que es el de zapatas corridas y aisladas, las dimensiones en planta son reducidas y por tanto lo son también las tensiones inducidas por los efectos termohigrométricos.

En lo referente a punzonamiento el razonamiento anterior sigue siendo válido, si bien la diferencia de superficies críticas a punzonamiento adoptadas por los tres Códigos hace más compleja la comparación.

En todo lo que sigue debe tenerse muy en cuenta que **salvo en países muy poco desarrollados se cumple siempre el principio tanto para zapatas corridas como aisladas, de que el coste mínimo corresponde siempre a la zapata de mínimo canto posible, es decir la de máxima cuantía de armadura de flexión (4).**

2. COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LOS TRES CÓDIGOS

MODEL CODE 90

2.1. Corte

Las funciones [1] y [2], toman los valores particulares siguientes:

EUROCÓDIGO EC-2. Adopta la fórmula

$$V_{cu} = \left[\tau_{rd} k (1,2 + 40\rho) \right] b_w d \quad [3]$$

donde

$$k = 1,6 - d \neq 1, \text{ con } d \text{ en } m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \neq 0,02$$

$$\tau_{rd} = \frac{0,25 f_{ctk}}{1,5}$$

ACI 318-00. Utiliza dos fórmulas(*)

$$V_{cu} = 0,13 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad [4]$$

$$V_{cu} = \left[0,12 \sqrt{f_{ck}} + 13,5 \rho \frac{V_d d}{M_d} \right] b_w d \neq 0,23 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad [5]$$

donde V_d y M_d son los valores de esfuerzos cortante y momento flector concomitante en la sección considerada. (Los tres Códigos comprueban la sección a un canto de la cara del pilar). Rige el mayor valor de [4] ó [5].

donde

$$V_{cu} = \left[0,12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right] b_w d \quad [6]$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (d \text{ en } mm)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \neq 0,02$$

Una comparación de las reglas de diseño de los tres Códigos puede verse en la figura 1, para $d = 600$ mm y $d = 200$ mm.

Como en cimentaciones ρ suele oscilar de 0,15 a 0,30%, puede verse que en líneas generales el EUROCÓDIGO EC-2 permite tensiones de corte $\frac{A_s}{b_w d}$ del orden de un 25% mayores que el MODEL CODE 90 y el CÓDIGO ACI el doble.

Naturalmente, cuando un Código requiere más canto por razones de corte, en teoría se reduce la cantidad de armadura de flexión, pero esto baja el valor de r y por tanto el de $\frac{A_s}{b_w d}$ y muchas veces tal ahorro de armadura no se produce si se respeta una cuantía mínima ($\rho \geq 0,15\%$ parece un valor mínimo razonable).

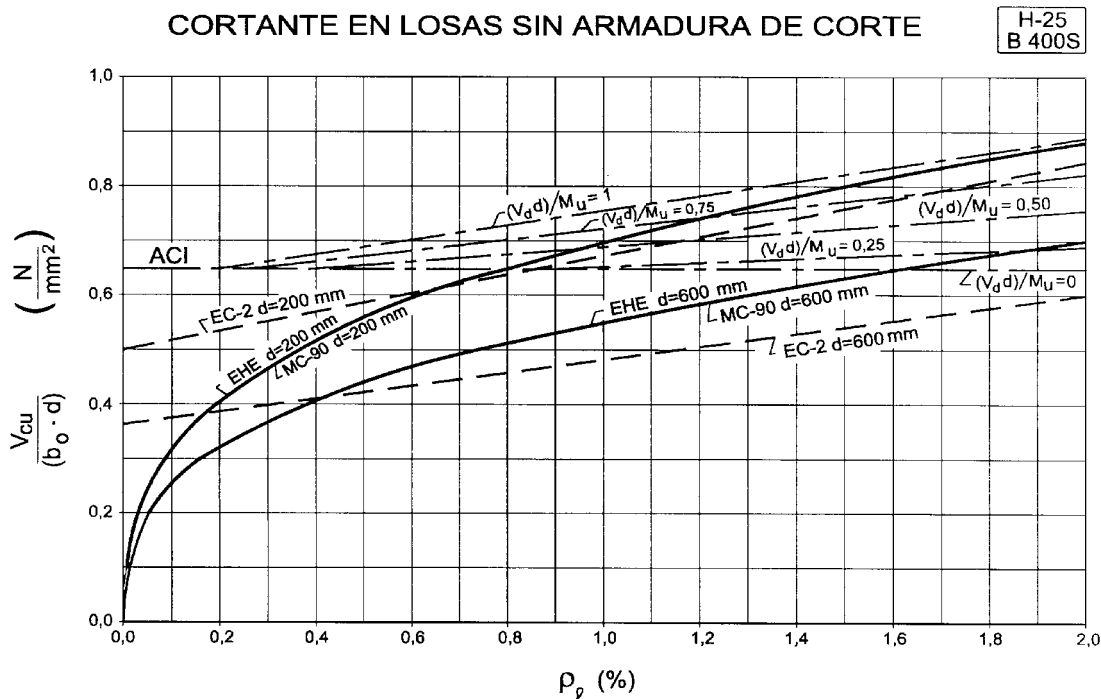


Figura 1.

(*) EC-2 y MODEL CODE 90 utilizan $\gamma_{fg} = 1,35$ y $\gamma_{fq} = 1,50$ para la mayoración de las acciones permanentes y variables, respectivamente. ACI 318-00 utiliza $\gamma_{fg} = 1,4$ y $\gamma_{fq} = 1,7$, pero la forma de introducir la seguridad es diferente. En lo que sigue, se han corregido las fórmulas del ACI para que su **seguridad determinista** sea análoga a la EC-2 y MODEL CODE 90.

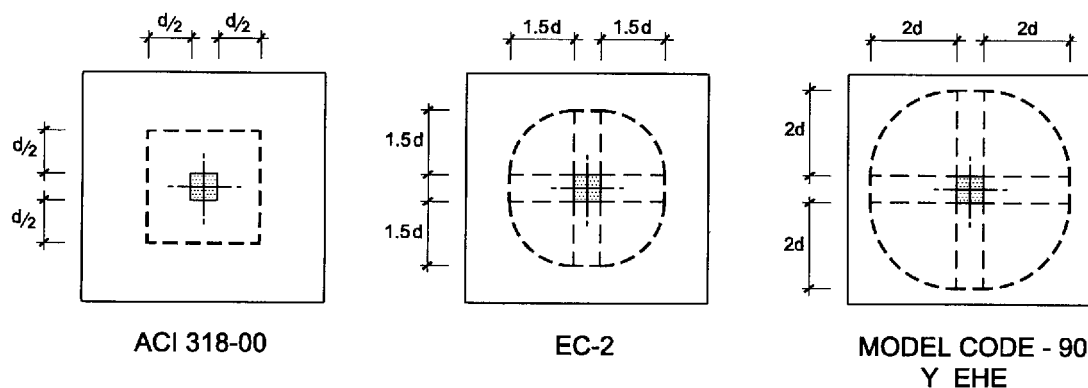


Figura 2. Perímetros críticos de punzonamiento.

2.2. Punzonamiento

La comparación es más compleja debido a que las funciones φ_1 y φ_2 de [1] y [2] son diferentes en los tres Códigos pero además los perímetros críticos de las secciones de punzonamiento son muy diferentes (Fig. 2).

En el apartado 3 se hace una comparación a partir de un estudio paramétrico.

3. COMPARACIÓN DIRECTA PARA ZAPATAS

La figura 1 refleja el problema en líneas generales para cualquier pieza. A partir de las tablas para el proyecto directo de zapatas contenidas en la referencia [4] es fácil realizar estudios paramétricos. En todos los casos se ha mantenido una cuantía mínima de 0,15%.

3.1. Zapatas corridas

Se ha realizado el estudio paramétrico para zapatas con hormigón HA-25 y acero B 400 S con $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ y con $\sigma'_{td} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ de presión de cálculo sobre el terreno, que corresponde para edificios ordinarios a $\sigma_t = 0,2 \text{ N/mm}^2$ de presión admisible en servicio.

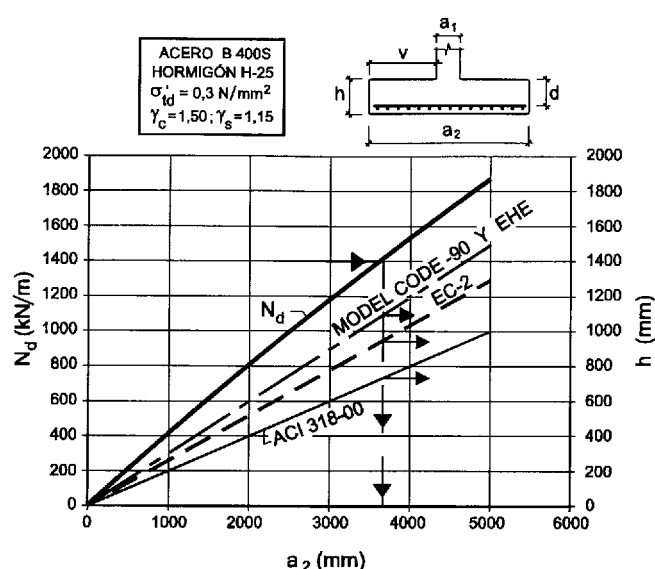


Figura 3. Zapata corrida.

La figura 3 permite, para una carga axial de cálculo N_d , determinar el ancho a_2 de zapata y los cantos según MODEL CODE 90, EC-2 y ACI 318-00.

Como puede apreciarse, el MODEL CODE 90 requiere (a igualdad de seguridad determinista, como se dijo anteriormente) un canto un 50% que el Código ACI 318 y el EC-2 un canto un 30% superior al Código ACI.

La figura 4 representa la relación en costos de zapata por un metro lineal de zapata. Se ha partido de un precio de 132 €/m^3 de hormigón y de $0,85 \text{ Euros/kg}$ de armadura.

En líneas generales la solución con el MODEL CODE 90 es un 36% más cara que con ACI y un 20% más cara con EC-2 que con ACI.

3.2. Zapatas aisladas

Operando análogamente al caso anterior, la figura 5 indica la relación de cantos.

La situación es inversa para el caso de punzonamiento. ACI exige un canto superior del 33% en pequeñas zapatas, del 25% en grandes zapatas respecto al EC-2. El MODEL CODE 90 exige un canto del orden del 10% mayor que el correspondiente a EC-2.

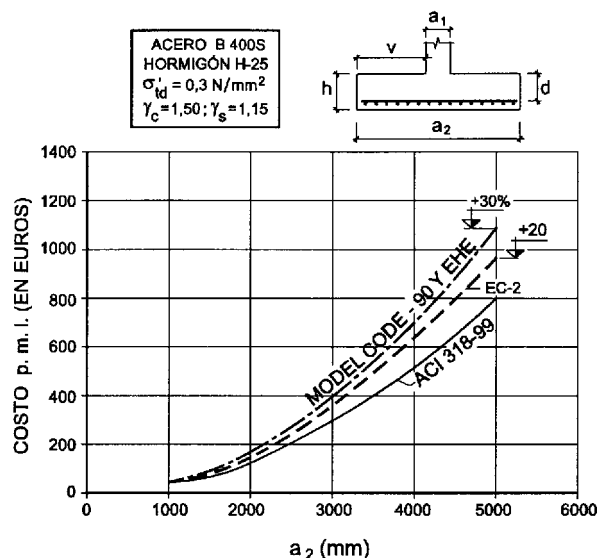


Figura 4. Zapata corrida.

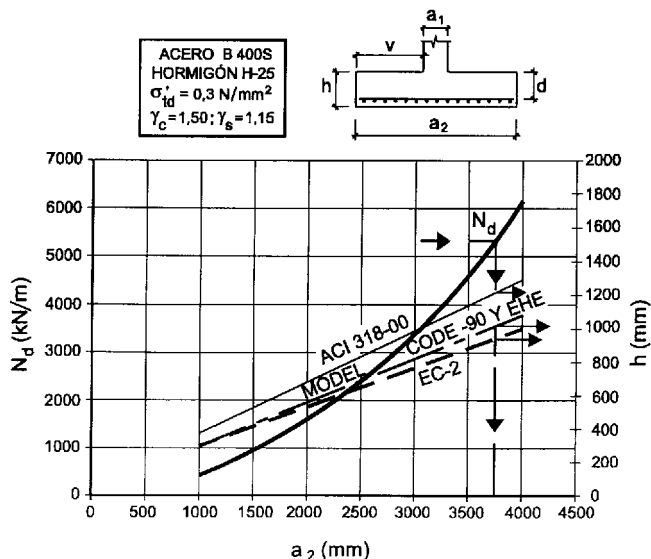


Figura 5. Zapata aislada.

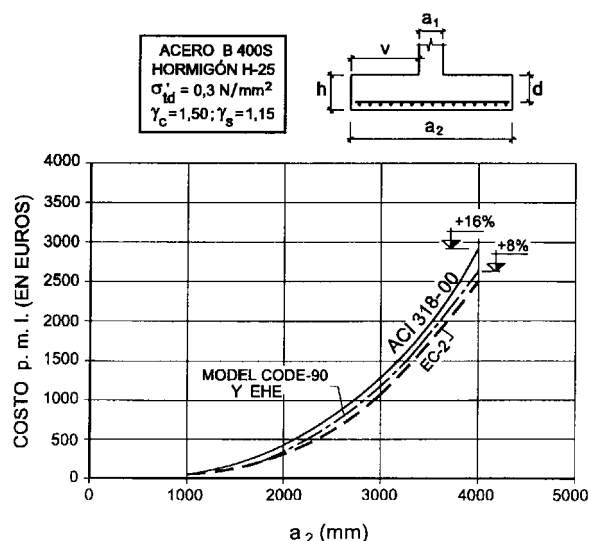


Figura 6. Zapata aislada.

Comparando los costos por zapata (despreciando las pequeñas diferencias de excavación necesarias), la figura 6 indica el costo en Euros.

Como puede verse ACI conduce a soluciones un 16% más caras y MODEL CODE 90 un 8% más caras, respecto al coste de la zapata diseñada con el EUROCÓDIGO EC-2.

4. CONCLUSIONES

Zapatas corridas (Condición crítica al corte)

- La fórmula del MODEL CODE 90, al no considerar una resistencia directa a corte del hormigón es claramente conservadora respecto a las del EC-2 y ACI 318-00.
- Para el caso particular de zapatas, debe pensarse que estas piezas pueden proyectarse como elementos de hormigón en masa, lo cual discrepa de la teoría de asignarse un valor nulo a la resistencia a corte del hormigón.
- Las zapatas constituyen piezas singulares, con grandes cargas repartidas, vuelos cortos y baja relación de vuelo a canto. Los ensayos a corte en laboratorio se hacen normalmente con cargas puntuales, lo cual para el caso de zapatas pudiera constituir una simplificación perturbadora.
- Con valores sensiblemente iguales a los permitidos por el Código ACI se han publicado desde hace casi 40 años

colecciones de zapatas, que han sido usadas ampliamente en países muy diversos, algunos con calidad insatisfactoria de construcción. Sin embargo las informaciones de Patología no suministran ningún fallo de este tipo.

- Todo ello aconseja una revisión de la formulación del cálculo a cortante del MODEL CODE 90 que creemos debería ser tomada en cuenta en la actual revisión del EC-2.

Zapatas aisladas

Las diferencias entre los tres Códigos son de menor importancia, aunque no despreciables. Parece que la definición del perímetro crítico del Código ACI 318-00 debería ser revisada.

BIBLIOGRAFÍA

- EUROCODE N° 2. "Design of concrete structures. Part 1. General rules and rules for buildings". Commission of the European Communities. 1989.
- ACI 318-00. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". American Concrete Institute. Detroit. 2000.
- MODEL CODE CEB-FIP 1990.
- CALAVERA, J.; "Cálculo de Estructuras de Cimentación". 4ª Edición. INTEMAC. Madrid. 2000.

Factor β para el cálculo de secciones rectangulares de hormigón de alta resistencia sometidas a esfuerzos de flexo-compresión esviada, mediante reducción a flexo-compresión recta

β coefficient for analysis of RC rectangular sections of HSC under axial load and biaxial bending by reduction to one uniaxial bending

José Luis Bonet Senach

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Miguel Ángel Fernández Prada

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Pedro F. Miguel Sosa

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia

RESUMEN

En este artículo se propone una nueva expresión del factor β para el cálculo de secciones rectangulares de hormigón armado con armadura en sus cuatro esquinas y armaduras iguales en las cuatro caras, sometidas a sollicitaciones de flexo-compresión esviada, mediante el método de reducción a flexo-compresión recta, válido tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia hasta 80 MPa.

Las expresiones propuestas han sido contrastadas tanto con ensayos experimentales como con los provenientes de una simulación numérica. La propuesta permite la comprobación de secciones así como el dimensionamiento de la armadura con suficiente precisión para la práctica profesional. Este método es aplicable a un porcentaje importante de soportes que se encuentran en el campo de la edificación.

SUMMARY

This paper proposes a “new” expression of the β coefficient for analysis of reinforced concrete cross sections with rectangular shape and equal reinforcement in all faces under axial load and biaxial bending. This method is valid for compressive strength of concrete between 25 and 80 MPa.

The proposed expressions have been checked with the results obtained from experimental tests and from a numerical model. This proposed model allows to verify section capacity and to

design the reinforcement with enough accuracy for the professional practice. Moreover, it may be applied to an important percentage of reinforced concrete columns in buildings.

1. INTRODUCCIÓN

Las secciones de hormigón armado son sometidas a sollicitaciones de flexo-compresión esviada como resultado de su posición en la estructura, de la forma de la sección o de la naturaleza de las acciones exteriores. La capacidad resistente de dichas secciones frente a este tipo de esfuerzos se puede alcanzar por diferentes combinaciones de los esfuerzos (N_u , M_{ux} , M_{uy}). Si se representan los esfuerzos (N_u , M_{ux} , M_{uy}) para los que se alcanza la rotura en el espacio (N , M_x , M_y) se obtiene una superficie cerrada llamada “**superficie de interacción**” (Figura 1) que contiene en su interior a todos los puntos que representan las combinaciones de esfuerzos para las cuales no se produce el agotamiento de la sección.

El método más habitual para determinar las sollicitaciones (N_u , M_{ux} , M_{uy}) que producen la rotura de la sección es la integración de las tensiones asociadas a cada plano de deformación límite de rotura definido por el diagrama de pivotes (EHE (1999) [9], EC-2 (1991) [12]). En este caso, es muy común aplicar diagramas simplificados tensión – deformación de cálculo del hormigón, bloque rectangular equivalente (ACI-318(02) [1]) o diagrama parábola - rectángulo (EC-2 (1991) [12]), para determinar el campo tensional del hormigón.

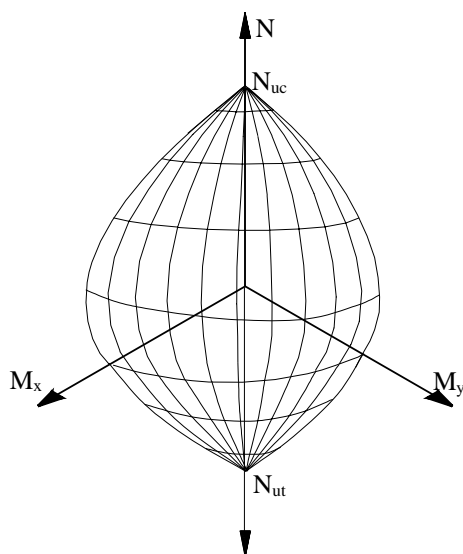


Figura 1. Superficie de interacción.

Alternativamente, puede evaluarse la capacidad máxima de la sección para un determinado nivel de axil (N_u) y dirección de flexión (M_{uy}/M_{ux}), determinando el momento máximo a partir del diagrama momento - curvatura de la sección (Kim (1995) [21], Yazzar (2000) [33], Rodríguez-Gutierrez et al. (2001) [28]).

Son numerosas las propuestas para calcular la superficie de interacción, especialmente para secciones de hormigón convencional, como Bresler (1960) [7], Parme et al. (1966) [26], Rodríguez y Aristozabal-Ochoa (1999) [29], Hong (2000) [16] y Bonet (2001) et al. [4].

Según las diferentes formas de obtener esta superficie de interacción, los métodos de cálculo de secciones pueden clasificarse de acuerdo con el esquema que se muestra en la figura 2.

Los **métodos numéricos** consisten en integrar numéricamente las tensiones del hormigón en secciones sometidas a solicitaciones de flexión esviada (Marí (1984) [21], Bonet et al (2001) [6], Fafatis (2001) [13]). Dichos procedimientos requieren la utilización de computadoras.

Para evitar la integración de las tensiones del hormigón, se han desarrollado numerosos **métodos simplificados** que pueden clasificarse en cuatro tipos: métodos gráficos, métodos que aproximan analíticamente la superficie de interacción de la sección y los métodos basados en la reducción a dos cálculos

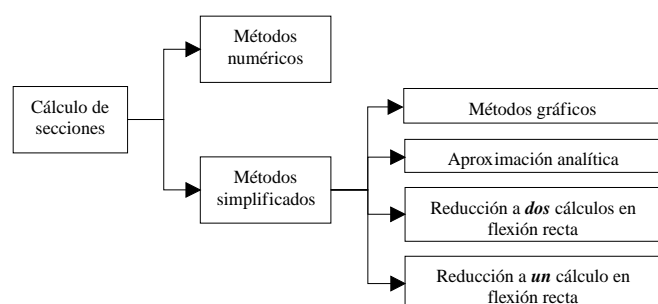


Figura 2. Métodos de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones de axil y flexión esviada.

los en flexión recta o en la reducción a un problema uniaxial equivalente.

Los **métodos gráficos** están disponibles solamente para secciones rectangulares o circulares y se basan en la utilización de ábacos en roseta (Jiménez et al. (2000) [20], ACI SP-17 (1997) [2]).

Existen distintos métodos que han planteado la aproximación de la superficie de interacción para secciones rectangulares mediante **aproximaciones analíticas**. En 1960 Bresler [7] propuso el “método de la carga recíproca”, el cual aproxima la superficie de interacción mediante planos secantes a partir de tres puntos de la superficie de interacción determinados en flexión recta. Silva et al. (2001) [31] afirma que este método suele ser muy conservador y su aplicación implica un coste computacional importante para hormigones convencionales. Por otra parte, Wang y Hong (2002) [32] afirman que la aplicación de este método para secciones de hormigón de alta resistencia puede quedar del lado de la inseguridad.

También, Bresler (1960) [7] propuso aproximar la superficie de interacción mediante cortes por planos de axil constante. Este método se denomina “método de la carga de contorno”.

En 1988, Hsu [18] propuso aproximar analíticamente la superficie de interacción mediante una única ecuación. Esta propuesta ha sido modificada posteriormente para obtener una mayor precisión por Muñoz y Hsu (1997) [25], Silva et al (2001) [31] y Bonet et al (2001) [4].

Los métodos basados en la **reducción a dos cálculos en flexión recta** proponen diferentes estrategias para reducir el cálculo en rotura de una sección sometida a una solicitación de flexo-compresión esviada, a dos cálculos independientes de la misma sección sometida a una solicitación de flexo-compresión recta según cada uno de los ejes principales (Morán (1972) [24]). Según Morán, dichos métodos suelen estar del lado de la inseguridad.

Por último, existen distintos métodos que reducen el análisis de una sección rectangular sometida a una solicitación de flexo-compresión esviada a un cálculo en flexo-compresión recta. Así Parme et al. (1966) [26], propuso el cálculo del flector ficticio M_x^* ó M_y^* para secciones rectangulares doblemente simétricas (figura 3):

a) Para

$$M_x / M_{ux} \geq M_y / M_{uy}; \quad M_x^* = M_x + \beta \cdot \frac{M_{ux}}{M_{uy}} \cdot M_y \quad (1)$$

b) Para

$$M_y / M_{uy} \geq M_x / M_{ux}; \quad M_y^* = M_y + \beta \cdot \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \cdot M_x$$

donde: β es el coeficiente de interpolación.

M_{ux}, M_{uy} son los momentos de agotamiento de la sección en flexión recta según los respectivos ejes de simetría.

M_x, M_y son los esfuerzos aplicados en la sección.

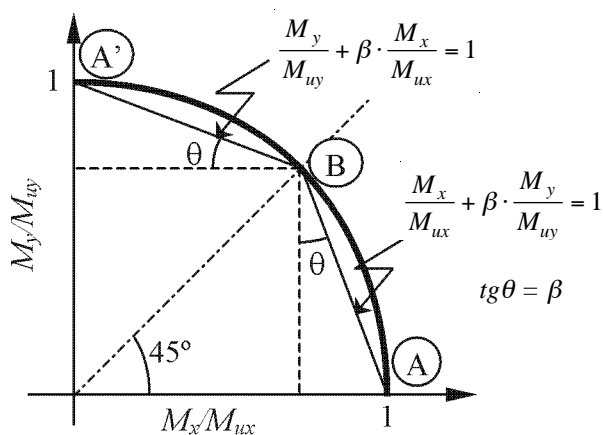


Figura 3. Aproximación de la superficie de interacción.

En el caso de secciones rectangulares con armadura igual en las cuatro caras, la relación de momentos de agotamiento (M_{ux}/M_{uy}) es igual a la relación entre el canto y el ancho de la sección (h/b), siempre que el recubrimiento mecánico de la armadura sea proporcional al tamaño de la pieza en cada dirección ($h^*/h=b^*/b$, en la figura 4.b). Para esta distribución de armadura, Parme et al.(1966) [26], Jiménez Montoya y Morán (1987) [19], BS-8110-1:1997 [8] y EHE (1999) [9] proponen la siguiente expresión para el cálculo del siguiente momento flector ficticio (M_x^* ó M_y^*):

a) Para

$$M_x/h^* \geq M_y/b^*; \quad M_x^* = M_x + \beta \cdot \frac{h^*}{b^*} \cdot M_y \quad (2)$$

b) Para

$$M_x/h^* \leq M_y/b^*; \quad M_y^* = M_y + \beta \cdot \frac{b^*}{h^*} \cdot M_x$$

Para Parme (1966) [26], Jiménez Montoya y Morán (1987) [19] y la instrucción EHE (1999) [9], h^* y b^* corresponden al canto y al ancho de la sección rectangular (Figura 4.a), mientras que para la instrucción BS-8110-1:1997 [8], h^* y b^* son los cantos útiles de la armadura de tracción respecto a los dos ejes principales de la sección transversal (Figura 4.b).

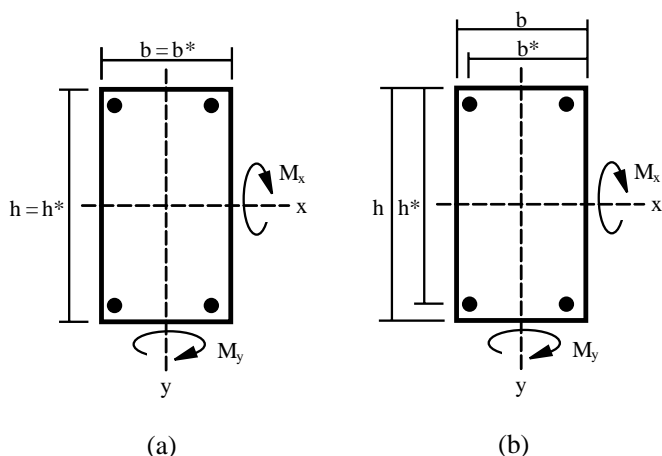


Figura 4. Reducción a flexo-compresión recta (a) EHE (b) BS-8110-1:1997.

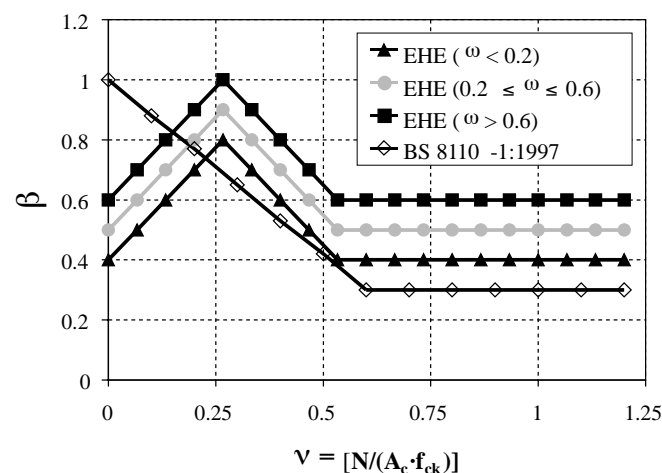
Según Parme et al. (1966) [26], el valor del coeficiente β depende en gran medida de la distribución y cuantía de armadura, de la resistencia del acero y del nivel del axil aplicado. Estos autores aportan unos ábacos para el cálculo de dicho coeficiente.

Jiménez Montoya y Morán (1987) [19] proponen distintos valores del coeficiente β en función de la distribución de armaduras (igual en las cuatro esquinas o igual en las cuatro caras), del axil reducido y de los momentos reducidos aplicados en la sección. Mediante los dos últimos parámetros se tiene en cuenta de forma indirecta la cuantía mecánica de armadura.

Los valores del coeficiente β propuestos por la EHE (1999) [9] y la instrucción BS-8110-1:1997 [8] para el rango de los hormigones convencionales se representan en la figura 5 en función del axil reducido ($v=N/(A_c \cdot f_{ck})$). Como el método de la EHE toma la resistencia de cálculo (f_{cd}) en lugar de la resistencia característica (f_{ck}) para el cálculo del axil reducido, se ha considerado el valor de 1.5 como coeficiente de seguridad del hormigón ($f_{cd}=f_{ck}/1.5$) para establecer las comparaciones.

Si se analizan ambas propuestas se observa que aunque el coeficiente β depende en ambos casos del axil reducido existe una clara discrepancia tanto en la magnitud de este coeficiente como en la variación que muestra en función del axil reducido. Además, únicamente la EHE (1999) [9] hace depender el valor de β de la cuantía mecánica de armadura (ω). Por último, la EHE (1999) [9] señala que el método es válido para secciones rectangulares con armadura en sus cuatro esquinas o armadura iguales en las cuatro caras. Mientras que en la instrucción BS-8110-1:1997 [8] se indica que es válido para secciones rectangulares con armadura doblemente simétrica.

Por otra parte, la tecnología de la fabricación de los hormigones ha evolucionado considerablemente en los últimos años siendo posible obtener actualmente hormigones de altas resistencias, pero cuyo comportamiento mecánico no es directamente extrapolable a partir de los hormigones convencionales. Por ello, es necesario revisar los distintos métodos simplificados para el cálculo en rotura de secciones sometidas a sollicitaciones de flexión esviada con el fin de ampliar su rango de aplicación a los hormigones de alta resistencia.

Figura 5. Propuestas del coeficiente de interpolación β .

2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN, PLANTEAMIENTO E INTERÉS DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo de este artículo es proponer una nueva expresión para el coeficiente β que se define en el método simplificado de reducción a un cálculo en flexo-compresión recta (ecuación 2) válida para secciones rectangulares de hormigón convencional o de alta resistencia y con armadura en sus cuatro esquinas o armaduras iguales en las cuatro caras.

La expresión propuesta del coeficiente β se ha deducido estudiando mediante un análisis numérico la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en el agotamiento frente a sollicitaciones de flexo – compresión esviada. Las características de la simulación numérica se enumeran en el apartado tercero de este trabajo. El ajuste de la expresión que se propone ha sido contrastado tanto con resultados experimentales como con los resultados que se obtienen de un cálculo teórico en rotura, de acuerdo con la EHE (1999) [9], utilizando como relación tensión-deformación para el hormigón el modelo parábola-rectangular.

Este método es aplicable a un importante porcentaje de soportes de hormigón armado que se encuentran en el campo de la edificación, permite de forma sencilla la comprobación de secciones o el dimensionamiento de la armadura y muestra un buen grado de precisión para su aplicación en la práctica profesional.

3. OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE β MEDIANTE SIMULACIÓN NUMÉRICA

En el caso de secciones rectangulares con armadura igual en las cuatro caras, el diagrama de interacción representado en los ejes normalizados (M_x/M_{ux} ; M_y/M_{uy}) para cualquier axil constante, presenta simetría respecto a los ejes de coordenadas y a sus bisectrices. Para la reducción del dimensionamiento en flexión esviada a una flexión recta, tal como se indicó en el apartado 1 (ecuación 1 y figura 3), la simetría señalada permite aproximar en cada octante la curva que representa el diagrama de interacción, por una línea recta definida por su paso por el valor 1 en la intersección con alguno de los ejes de coordenadas (A ó A' en la figura 3) y el punto de intersección de la bisectriz con el diagrama de interacción (B en la figura 3). La ecuación de esta recta puede definirse también mediante el punto de paso por el eje de coordenadas (A ó A') y su pendiente:

a) Para

$$\frac{M_x}{M_{ux}} \geq \frac{M_y}{M_{uy}}; \quad \frac{M_x}{M_{ux}} + \beta \cdot \frac{M_y}{M_{uy}} = 1 \quad (3)$$

b) Para

$$\frac{M_x}{M_{ux}} \leq \frac{M_y}{M_{uy}}; \quad \frac{M_y}{M_{uy}} + \beta \cdot \frac{M_x}{M_{ux}} = 1$$

El valor del coeficiente β se puede obtener calculando el valor de ($M_x/M_{ux} = M_y/M_{uy}$) correspondiente al diagrama de interacción:

$$\beta = \frac{1 - \frac{M_x}{M_{ux}}}{\frac{M_x}{M_{ux}}} = \frac{M_{ux}}{M_x} - 1 = \frac{M_{uy}}{M_y} - 1 \quad (4)$$

Por consiguiente, mediante la simulación numérica debe calcularse el momento flector de agotamiento en flexión recta (M_{ux} ó M_{uy}) y las componentes (M_x ó M_y) del momento flector de agotamiento correspondiente a la situación $M_x/M_{ux} = M_y/M_{uy}$. En el caso de secciones rectangulares con armaduras iguales en las cuatro caras esta situación corresponde a una relación entre fletores proporcional a las dimensiones de la sección: $M_x/M_y = h/b$, puesto que $M_{ux}/M_{uy} = h/b$

Para la obtención de los esfuerzos flectores M_{ux} y M_x (ó M_{uy} y M_y) se ha empleado un programa de cálculo seccional válido para condiciones de servicio y hasta la rotura, tanto para hormigones convencionales como de alta resistencia. Mediante este programa se obtiene el diagrama momento-curvatura para un esfuerzo axil y una relación de esfuerzos flectores (M_y/M_x) predeterminados. El valor máximo de este diagrama determina el punto correspondiente a la superficie de interacción para las condiciones dadas de esfuerzo axil y relación de fletores.

Las ecuaciones constitutivas que se han empleado para los materiales son las propuestas en el CM90 [10] y su extensión a hormigones de alta resistencia recomendada en CEB (1995) [11]. En concreto, se han aplicado las ecuaciones recomendadas por este Código en el capítulo 2 “Propiedades de los materiales”.

Una más detallada información de este modelo numérico puede encontrarse en Bonet (2001) [5]. Este mismo trabajo muestra el buen nivel de ajuste de los resultados obtenidos reproduciendo numerosos ensayos experimentales existentes en la bibliografía, que cubren un amplio rango de variación de resistencias de hormigón y de esfuerzos aplicados.

Los parámetros que se han considerado para realizar la propuesta del coeficiente β son los reflejados en la tabla 1.

Además, se han considerado fijos los siguientes datos, debido a que su influencia en la definición del coeficiente β es poco relevante:

Tabla 1. Rango de variación de los parámetros analizados

Parámetro	Rango
Distribución de armadura	Igual en las cuatro esquinas Igual en las cuatro caras
Resistencia del hormigón [f_c (MPa)]	25, 50 y 80 MPa
Cuantía mecánica [ω]	0.06, 0.20, 0.40, 0.60 y 0.75
Esfuerzo axil	10 valores a intervalos iguales, desde el axil nulo hasta la situación de carga de compresión simple

- El **recubrimiento mecánico** (c) de las armaduras longitudinales: el 10% del canto.
- La **resistencia del acero** (f_y): 500 MPa.

La combinación de los valores de los parámetros anteriores supone la consideración de 210 simulaciones numéricas.

4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este apartado se analiza la variación del coeficiente β respecto a los parámetros definidos en el apartado anterior.

Como se observa en la figura 6 el coeficiente β se ve claramente influenciado por el axil reducido, tal y como habían descrito los métodos de la EHE (1999) [9] y la instrucción BS-8110-1:1997 [8]. En general, el coeficiente β muestra una tendencia creciente para axiles reducidos pequeños hasta alcanzar un valor máximo, a partir del cual, el coeficiente β en gene-

ral disminuye. El axil para el cual se registra el máximo coeficiente β se denomina en este trabajo, axil reducido pico (v_p).

Por otra parte, el coeficiente β también depende de la resistencia del hormigón. Así, tal y como se aprecia en la figura 6, conforme aumenta la resistencia del hormigón, el valor de β se incrementa, el axil reducido pico (v_p) disminuye y se reduce la pendiente de la rama descendente hasta llegar a anularse para hormigones con resistencia de 80 MPa.

En la figura 7 se representa el coeficiente β en función del axil reducido para diferentes cuantías mecánicas de armadura (ω). Se observa que el valor del coeficiente β aumenta conforme se incrementa la cuantía mecánica.

Por último, en la figura 8 se observa que el valor del coeficiente β es sensiblemente independiente de la distribución de armadura

En consecuencia, las variables que tienen una influencia considerable en el coeficiente β son: el axil reducido (v), la resistencia del hormigón (f_c) y la cuantía mecánica (ω).

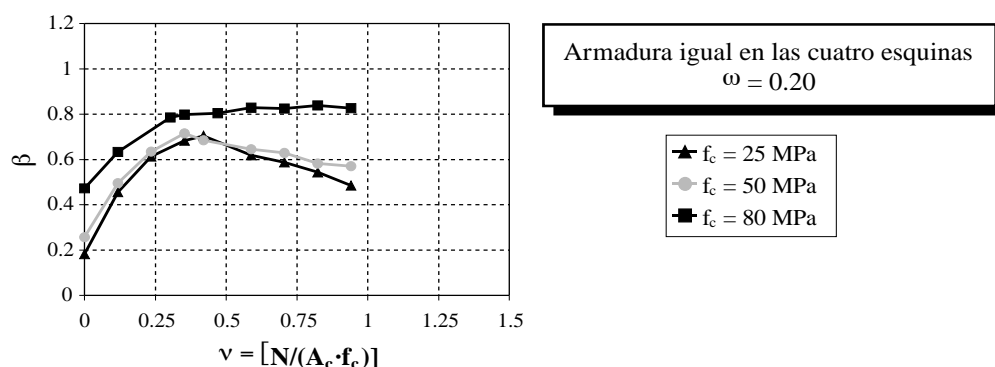


Figura 6. Influencia de la resistencia del hormigón (f_c) en el coeficiente β .

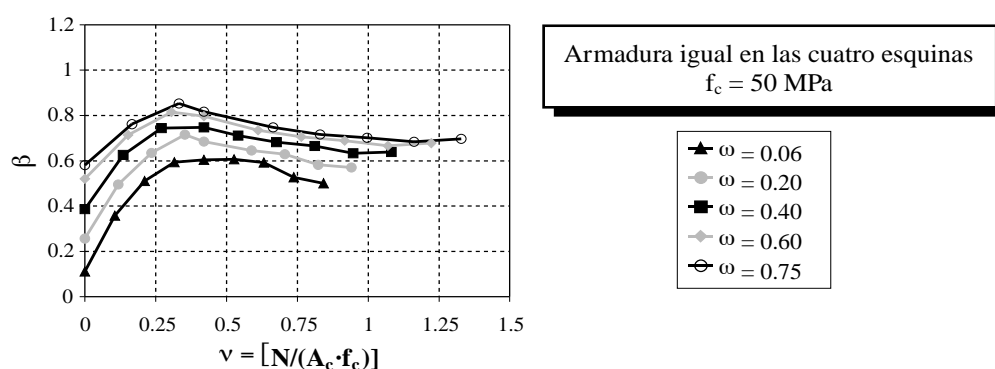


Figura 7. Influencia de la cuantía mecánica (ω) en el coeficiente β .

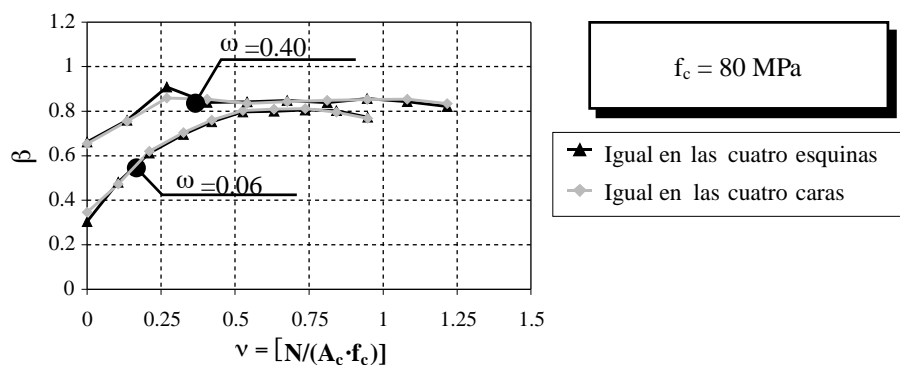
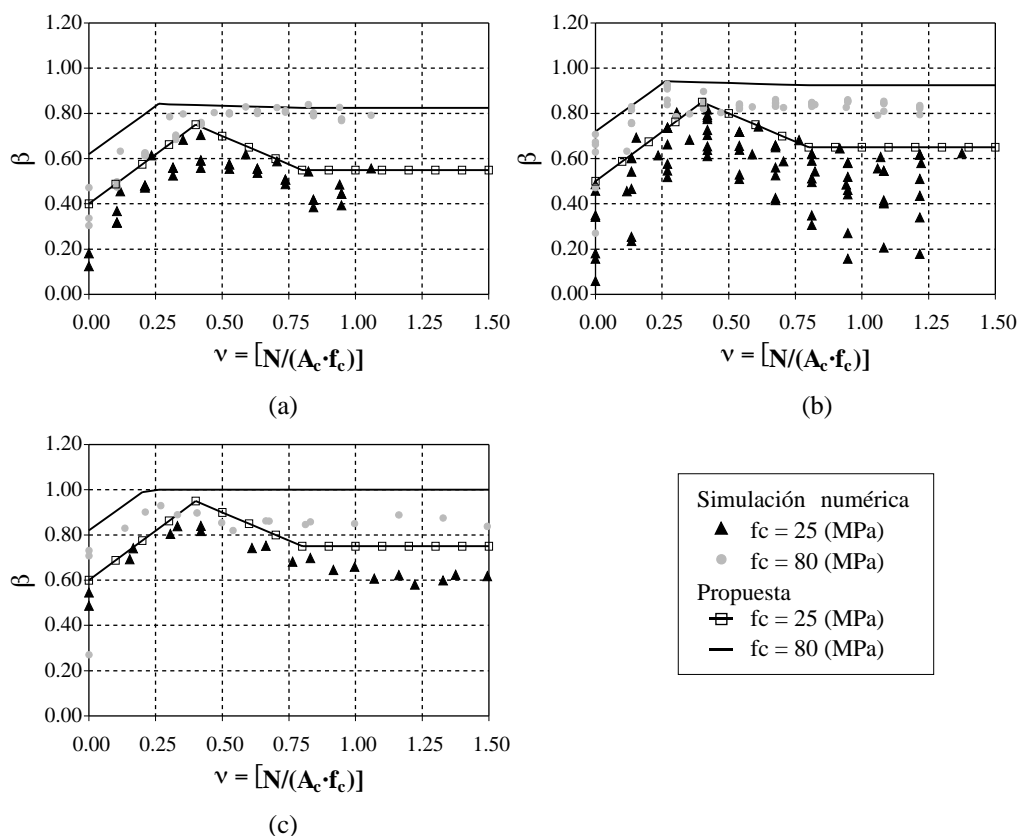


Figura 8. Influencia la distribución de armadura en el coeficiente β .

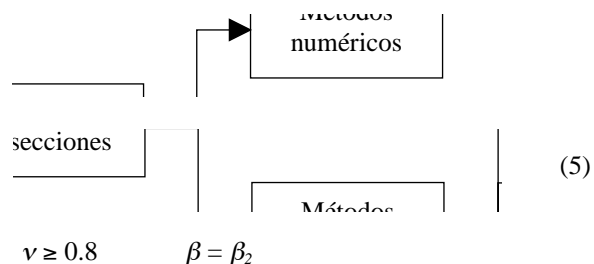
Figura 9. Propuesta del coeficiente β (a) $\omega \leq 0.2$ (b) $0.2 \leq \omega \leq 0.6$ (c) $\omega \geq 0.6$.

5. PROPUESTA DEL COEFICIENTE β

Aunque el coeficiente β depende sensiblemente de la cuantía mecánica de armadura (figura 7), para facilitar la aplicación del método simplificado en el caso de tener que dimensionar la armadura pasiva, se ajustará el coeficiente β solamente para tres rangos de cuantía de armadura (ω): inferior a 0.2; entre 0.2 y 0.6 y, superior a 0.6, de acuerdo con el planteamiento existente en la EHE (1999) [9].

El coeficiente β se ha ajustado con una envolvente superior de todos los casos analizados, constituida por rectas. En la figura 9, se representan las soluciones adoptadas para los casos de resistencia de hormigón de 25 y 80 MPa y los tres intervalos de cuantía de armadura escogidos.

La expresión analítica del coeficiente β (Figura 10) queda definida a partir de las siguientes expresiones:



donde: ν axil reducido, igual a $[N/(b \cdot h \cdot f_c)]$ siendo N el axil aplicado en la sección y f_c es la resistencia a compresión simple del hormigón.

$$\nu_p = [f_c \text{ expresado en MPa}]$$

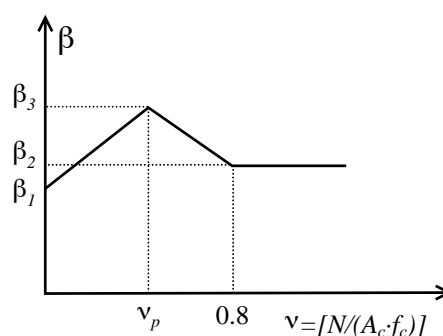
$$\beta_1 =$$

$$\beta_2 =$$

$$\beta_3 =$$



Para cuantías grandes ($\omega > 0.6$) los valores indicados para β aumentarán en 0.1 y para valores pequeños de cuantía ($\omega < 0.2$) los valores disminuirán en 0.1. En ningún caso el valor de β superará el valor de la unidad.

Figura 10. Parámetros que definen el coeficiente β .

6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Para la verificación del grado de precisión que se alcanza cuando se aplica el método de reducción a flexo-compresión recta con el coeficiente β (ecuación 5), se han comparado los resultados obtenidos con los que se deducen de un cálculo teórico de la sección en rotura en flexión esviada, de acuerdo con la EHE (1999) [9], y con los resultados experimentales referenciados en la literatura.

El cálculo teórico se ha realizado empleando el diagrama parábola-rectángulo y los pivotes de rotura definidos en la EHE (1999) [9]. En concreto, para el hormigón convencional se han aplicado los artículos 39.5 y 42.1.3 y para el hormigón de alta resistencia se han seguido las recomendaciones del anejo 11.

Estas mismas hipótesis se han adoptado para la obtención de los momentos flectores de agotamiento en flexión recta que requiere el método simplificado de reducción a flexo-compresión recta.

El grado de precisión puede obtenerse como relación entre los axiles de agotamiento calculados mediante el método simplificado (N_s) y, según el caso, los obtenidos mediante el cálculo teórico o el ensayo experimental (N_t), o partir de la relación entre los momentos flectores de agotamiento (M_s) y (M_t). Sin embargo, si se calcula el error a partir de la expresión (N_s/N_t) resulta inadecuado para situaciones de flexión simple y si se obtiene el error a partir de la relación (M_s/M_t) resulta de nuevo inadecuado para situaciones de compresión simple. Para salvar esta dificultad, se define el parámetro R (Figura 4.a) como:

$$\boxed{\text{Métodos numéricos}} \quad (6)$$

Esta expresión es una extensión al caso de flexión esviada del parámetro R definido para flexión recta por Zhou y Hong (2000) [34].

Por tanto, el grado de precisión del método se evalúa a partir de la siguiente expresión:

(7)

donde R_s es el módulo del vector que corresponde a la rotura según el método simplificado cuya dirección en el espacio ($N_x/h, M_y/b$) es igual a la del vector que representa el punto de agotamiento según el cálculo teórico o el ensayo experimental, y cuyo módulo es R_t .

El número de casos simulados mediante el cálculo teórico es de 750, variando los parámetros incluidos en la tabla 2 en los rangos indicados.

En la figura 11 se muestra el grado de precisión ξ en función de los parámetros analizados. Sobre dicha figura además se representa la línea de tendencia y su ecuación correspondiente en función de cada parámetro objeto de estudio.

En todas las gráficas de la figura 11, la línea de tendencia se sitúa en una posición de ξ ligeramente inferior a la unidad y marcadamente horizontal. Sólo en el caso de la cuantía mecánica de armadura y el axil reducido presenta una tendencia ligeramente creciente.

En la tabla 3, se muestra el grado de precisión del método propuesto respecto al cálculo teórico tanto para los hormigones convencionales como de alta resistencia. Resulta importante destacar que para ambos tipos de hormigón se alcanza un grado de precisión similar, el ratio medio (ξ_m) es de 0.95 del lado de la seguridad y el coeficiente de variación es de 0.07.

Por otra parte, el método propuesto ha sido contrastado con 71 ensayos experimentales extraídos de la bibliografía existente. El grado de precisión se evalúa a partir del ratio ξ definido en la ecuación 7.

Los ensayos experimentales utilizados corresponden a soportes cortos de hormigón armado biapoyados sometidos a esfuerzos de flexo-compresión esviada. La sección es rectangular con armadura en las cuatro esquinas o igual en las cuatro caras

En la tabla 4, se muestra la relación de autores que han realizado dichos ensayos, así como el grado de precisión que se alcanza con el método propuesto. En esta tabla se puede observar que se ha obtenido un ratio medio de 0.96 del lado de la seguridad con un coeficiente de variación de 0.06. Estos resultados son muy similares a los obtenidos en el contraste con el cálculo teórico (ver tabla 3).

Tabla 2. Rango de variación de los parámetros para el contraste con el cálculo teórico

Parámetro	Rango
Distribución de armadura	Igual en las cuatro esquinas o igual en las cuatro caras
Resistencia del hormigón [f_c (MPa)]	25, 50 y 80 MPa
Cuantía mecánica [ω]	0.06, 0.20, 0.40, 0.60 y 0.75
Relación de momentos $\psi = [\min(M_x/h; M_y/b)] / \max(M_x/h; M_y/b)$	Entre 0 y 1
Esfuerzo axil	10 valores a intervalos iguales, desde el axil nulo hasta la situación de carga de compresión simple

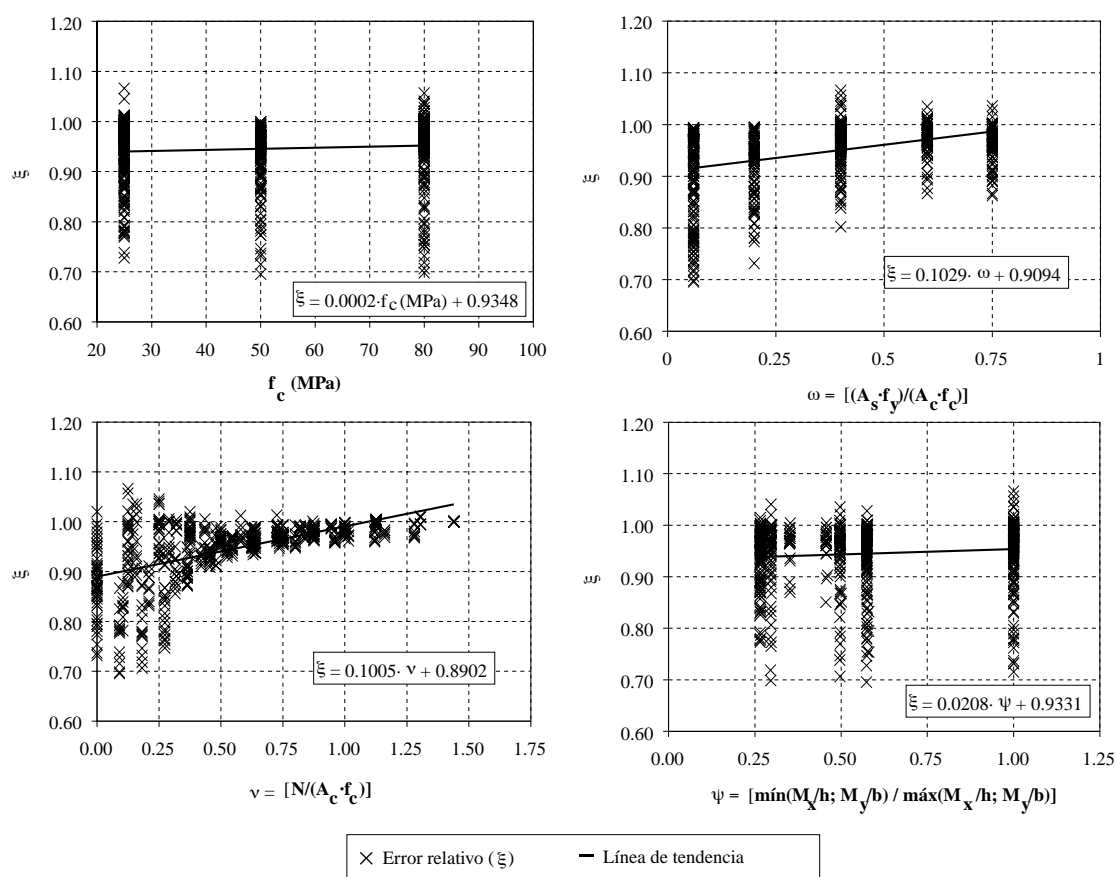
Figura 11. Contraste del coeficiente β propuesto respecto al cálculo teórico.

Tabla 3. Grado de precisión del método propuesto respecto al cálculo teórico

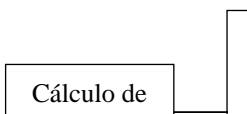
	$f_c \leq 50$ MPa	$f_c \geq 50$ MPa	Total
Promedio(ξ_m)	0.94	0.96	0.95
Desviación standard	0.06	0.06	0.06
Coefficiente de variación	0.07	0.06	0.07
Ratio ξ máximo	1.07	1.06	1.07
Ratio ξ mínimo	0.70	0.70	0.70

Tabla 4. Relación de autores y grado de precisión del método propuesto respecto a los ensayos experimentales

Autor	Número de ensayos	Promedio	Desviación standard	Coefficiente de variación	Ratio ξ máximo	Ratio ξ mínimo
Sarker et al (2001) [30]	12	0.97	0.05	0.05	1.06	0.90
Anderson and Lee (1951) [3]	2	1.01	(*)	(*)	1.02	0.99
Bresler (1960) [7]	4	0.99	0.05	0.05	1.06	0.94
Hsu (1974) [17]	11	0.96	0.04	0.04	1.01	0.92
Ramamurthy (1966) [27]	18	0.92	0.03	0.03	1.00	0.87
Heimdahl y Bianchini (1975) [15]	16	1.00	0.06	0.06	1.09	0.85
Meek (1963) [23]	8	0.91	0.04	0.04	0.96	0.85
	71	0.96	0.06	0.06	1.09	0.85

(*) El número de ensayos experimentales no son representativos como para calcular la desviación standard

Tabla 5. Rango de variación de los parámetros de estudio en los ensayos experimentales

Parámetro	Rango
Resistencia del hormigón [f_c (MPa)]	19.34 MPa – 92 MPa
Resistencia del acero [f_y (MPa)]	306.83 MPa – 503.34 MPa
Cuantía mecánica de armadura [ω]	0.11 – 0.65
Cuantía geométrica de armadura [ρ_g]	0.015 – 0.05
Relación de momentos [ψ]	0.07 – 1
Relación canto - ancho [h/b]	1 – 2
Axil reducido [ν]	0.10 – 0.76
Excentricidad relativa: 	0.19 – 1.05
Distribución de armadura	Igual en las cuatro esquinas Igual en las cuatro caras

En la tabla 5 se muestra el rango de variación de los parámetros estudiados en los distintos ensayos experimentales.

En la figura 12 se muestra una comparación entre los resultados obtenidos mediante el método propuesto y los resultados experimentales. En esta misma figura se ha representado la distribución de frecuencias acumuladas del ratio ξ en un papel probabilístico normal. Puede observarse que dicha distribución de errores se adapta correctamente a la distribución normal y que la gran mayoría de los resulta-

dos se sitúan del lado de la seguridad, siendo del 78.54% el frágil para el ratio igual a la unidad.

Finalmente, en la figura 13 se muestra la distribución de ratios ξ correspondientes al contraste experimental, en función de los parámetros más importantes. En esta misma figura puede observarse que el ratio ξ varía entre 0.85 y 1.09, tal como se indicó en la tabla 4. También puede apreciarse la distribución de ensayos dentro del rango de cada uno de los parámetros analizados.

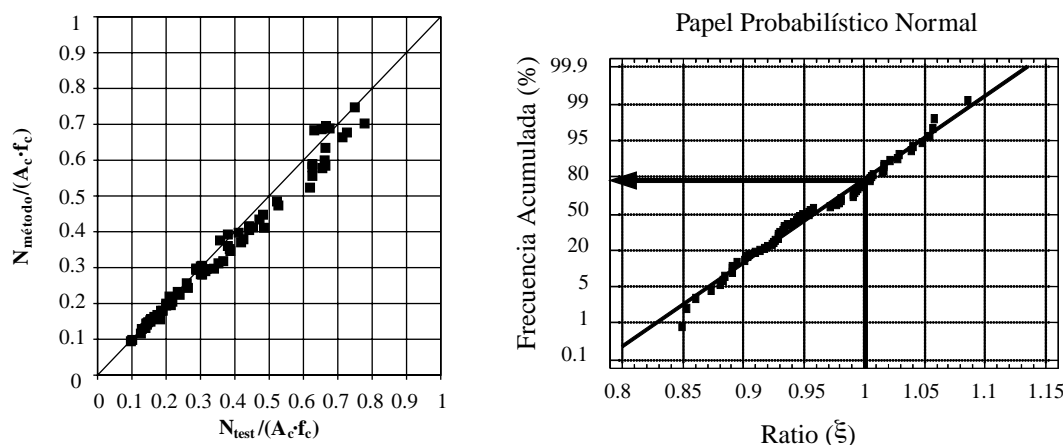
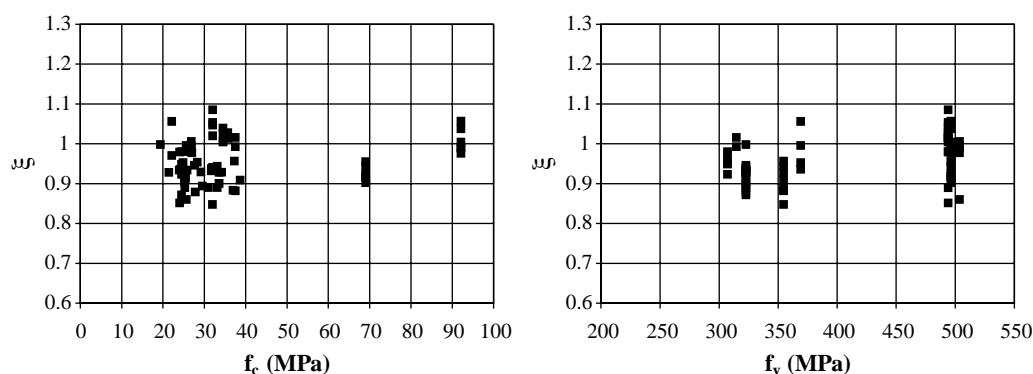
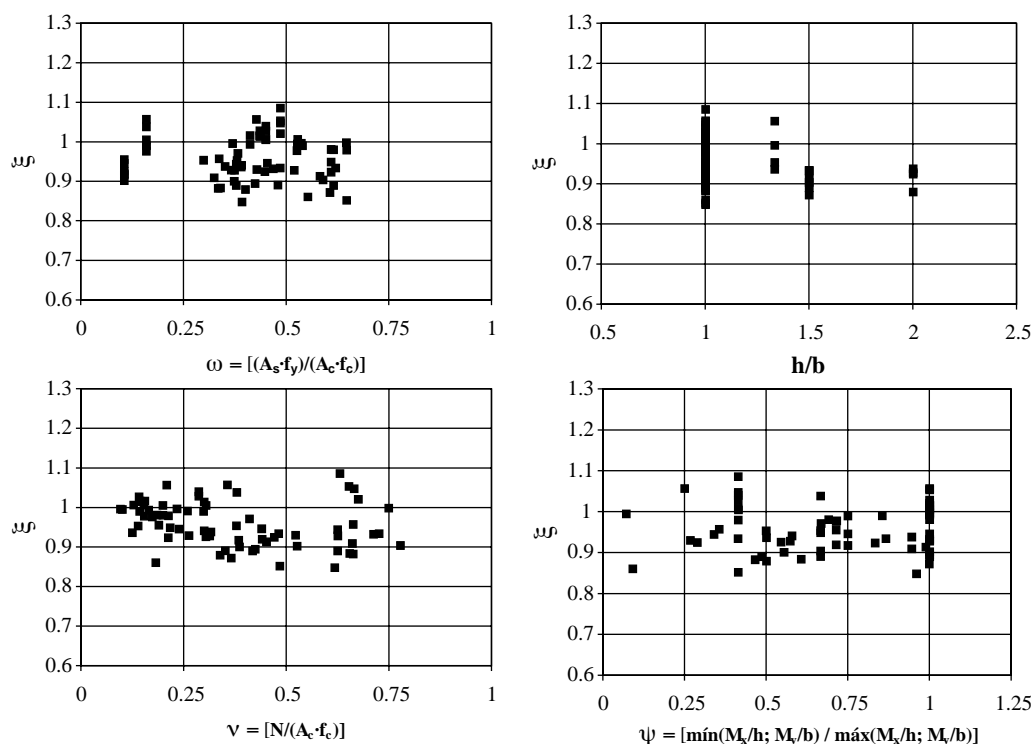


Figura 12. Comparación entre los resultados experimentales y los resultados obtenidos mediante el método propuesto.

Figura 13. Contraste del coeficiente β propuesto respecto a los resultados experimentales.

Figura 13 (Cont.). Contraste del coeficiente β propuesto respecto a los resultados experimentales.

7. EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este apartado se ilustra la aplicación práctica del método propuesto sobre la sección cuyas características geométricas se presentan en la figura 14. Los esfuerzos de cálculo, correspondientes a la situación permanente o transitoria, a los que está sometida esta sección son: $N_d = 300 \text{ kN}$, $M_{dx} = 33 \text{ m kN}$ y $M_{dy} = 44 \text{ m kN}$. Las características mecánicas de los materiales son: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ y el nivel de control de la ejecución es normal.

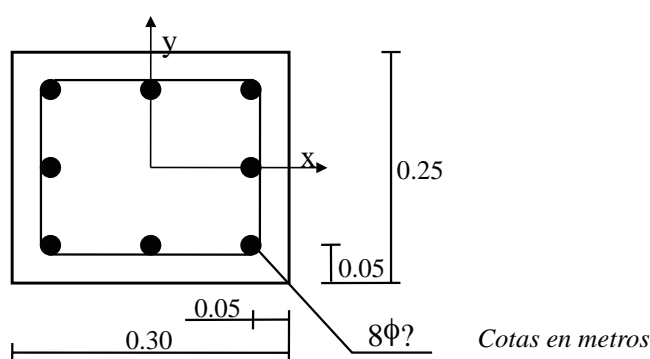


Figura 14. Ejemplo de aplicación.

- Valores de cálculo de las resistencias de los materiales (según EHE):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

- Axil reducido:

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{300}{0.25 \cdot 0.30 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0.20$$

- Axil reducido pico:

$$\nu_p = 0.4 - \frac{1}{400}(f_{cd} - 25) = 0.4 - \frac{1}{400}(20 - 25) = 0.4125$$

- Con $\nu \leq \nu_p$, coeficiente β :

$$\beta_1 = 0.50 + \frac{1}{250}(f_{cd} - 25) = 0.50 + \frac{1}{250}(20 - 25) = 0.48$$

$$\beta_3 = 0.85 + \frac{1}{600}(f_{cd} - 25) = 0.85 + \frac{1}{600}(20 - 25) = 0.8416$$

$$\beta = \beta_1 + \frac{\beta_3 - \beta_1}{\nu_p} \cdot \nu = 0.66$$

- Momento ficticio en flexión recta:

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{dx}}{h} &= \frac{33}{0.25} = 132 \\ \frac{M_{dy}}{b} &= \frac{44}{0.30} = 146.6 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{M_{dx}}{h} \leq \frac{M_{dy}}{b}$$

$$M_{dy}^* = M_{dy} + b \cdot \frac{b}{h} \cdot M_{dx} = 44 + 0.66 \cdot \frac{0.30}{0.25} \cdot 33 = 70.14 \text{ m kN}$$

El dimensionamiento de la sección, efectuado mediante la reducción a flexión recta, se plantea con los siguientes esfuerzos de cálculo:

$$N_d = 300 \text{ kN}$$

$$M_{dy}^* = 70.14 \text{ mkN}$$

Si se calcula la cuantía de la armadura longitudinal, planteando como criterio de armado la distribución de armadura que se indica en la figura 14, se obtiene como armadura necesaria 9.93 cm^2 .

Por consiguiente, la cuantía mecánica de armadura ω necesaria es igual a:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9.93 \cdot 435}{25 \cdot 30 \cdot 20} = 0.29$$

Como la cuantía de armadura no es inferior a 0.2 ni superior a 0.6 el coeficiente β utilizado es correcto y no resulta necesario revisar su valor. Por consiguiente, la cuantía de armadura necesaria es igual a 0.29, lo que equivale a $6\phi 14$ ($\omega \approx 0.36$).

8. CONCLUSIONES

En este artículo se ha obtenido una expresión del coeficiente β a emplear en el método de reducción a una flexo-compresión recta, para el cálculo de secciones rectangulares con armadura igual en sus cuatro esquinas o en sus cuatro caras, sometidas a flexo-compresión esviada, válida para hormigones convencionales y de alta resistencia hasta 80 MPa.

La utilización del coeficiente propuesto se ha contrastado con resultados experimentales obtenidos en la bibliografía existente y con resultados teóricos obtenidos mediante un cálculo que adopta las hipótesis de la EHE. En todos los casos analizados, el método muestra un buen grado de precisión para su aplicación en la práctica profesional.

Esta propuesta podría adoptarse para extender el método de reducción a flexo-compresión recta de la EHE a hormigones de alta resistencia.

9. AGRADECIMIENTOS

El contenido del presente artículo se enmarca en una línea de investigación que está llevando a cabo el Grupo de Investigación de Análisis, Diseño y Tecnología de la Construcción (ADITEC) en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia. Este trabajo cuenta con la financiación del Ministerio de Ciencia y Tecnología (Referencia MAT2002-02461) y del Ministerio de Fomento (BOE 13/12/2002).

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)" American Concrete Institute, Detroit, 2002.

[2] American Concrete Institute, "ACI design handbook : design of structural reinforced concrete elements in accordance with the strength design method of ACI 318-95", SP-17(97), Farmington Hills, ACI 1997, pp 482.

[3] Anderson, P.; Lee, H.N: "A Modified Plastic Theory of Reinforced Concrete", Bulletin N°33, V.54, N°19, University of Minnesota, Minneapolis, Apr, 1951, 51 pp.

[4] Bonet Senach, J.L., Miguel Sosa, P.F. y Fernández Prada, M.A.: "Aproximación analítica de la superficie de interacción de secciones de hormigón armado sometidas a esfuerzos de flexión esviada", Hormigón y Acero, n.º. 221-222, Tercer y Cuarto Trimestre de 2001, pp. 83-95.

[5] Bonet Senach, J.L.: "Método simplificado de cálculo de soportes esbeltos de hormigón armado de sección rectangular sometidos a compresión y flexión biaxial", Tesis Doctoral, Dpto. Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Julio 2001.

[6] Bonet, J.L.; Miguel, P.F.; Fernández, M. A.; Romero, M. L.: "Efficient Procedure for Stress Integration in Concrete Sections Using a Gauss-Legendre Quadrature", Proceedings of the Eight International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, Eisenstadt (Austria), September 2001.

[7] Bresler, B.: "Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending", ACI, Journal of the American Concrete, V.57, N°5, 1960, pp 481-490.

[8] British Standards Institution. BS 8110:1997 Incorporating Amendments Nos1 and 2. Structural Use of Concrete. Part 1: Code of Practice for Design and Construction. BSI, London, May 2002.

[9] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Ministerio de Fomento, 1999.

[10] Comité Euro-internacional du beton: "CEB-FIB Model Code 1990" C.E.B. Bulletin N° 203-204 y 205, 1991.

[11] Comité Euro-internacional du beton: "High Performance Concrete. Recommended extensions to the Model Code 90 research needs", C.E.B.. Bulletin, N° 228, 1995.

[12] European Committee for Standardization: "Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings". ENV-1992-1-1, December 1991.

[13] Fafatis, A.: "Interaction Surfaces of Reinforced-Concrete Sections in Biaxial Bending", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No 7, July, 2001, pp 840-846.

[14] Furlong, R.W.: "Concrete columns under biaxially eccentric thrust", ACI, Journal of the American Concrete, V.76, N°10, 1979, pp 1116-1130.

- [15] Heimdahl, P.D; Bianchini, A.C.: "Ultimate Strength of Biaxially Eccentrically Loaded Concrete Columns Reinforced with High Strength Steel", Reinforced Concrete Columns, SP-50, American Concrete Institute, Detroit, 1975, pp 93-117.
- [16] Hong, H.P.: "Short RC column capacity under biaxial bending and axial load" Can. J. Civ. Eng, Vol. 27, No 6, 2000, pp 1173-1182.
- [17] Hsu, C.T: "Behaviour of Structural Concrete Subjected to Biaxial Flexure and Axial Compression", PhD tesis, McGill University, Montreal, Aug, 1974, 479 pp.
- [18] Hsu, C-T T "Analysis and Design of Square and Rectangular Columns by Equation of Failure Surface", ACI Structural Journal, March-April 1988, pp 167-179.
- [19] Jiménez Montoya, P. y Morán F.: "Nuevas fórmulas aproximadas para el dimensionamiento de secciones de hormigón armado". Hormigón y Acero n°164, V.1987, N°3, Agosto 1987, pp 89-100.
- [20] Jiménez Montoya, P.; García Messeguer, A.; Morán Cabré, F.: "Hormigón Armado 14ª Edición basada en la EHE. Ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo", Editorial Gustavo Gili, S.A. 2000, pp 844.
- [21] Kim, J.K., Yang, J.K.: "Buckling Behaviour of Slender High-Strength Concrete Columns", Engineering Structures, V.17, N° 1, 1995, pp 39-51.
- [22] Mari, A.R.: "Nonlinear Geometric, Material And Time Dependent Analysis Of Three Dimensional Reinforced And Prestressed Concrete Frames", Report No. USB/SESM-84/12, Department of Civil Engineering, University of California, Berkley, California, USA, June 1984.
- [23] Meek, J.M.: "Ultimate Strength of Columns with Biaxially Eccentric Loads", ACI Journal Proceedings, Vol 60, August, 1963, pp 1053-1064.
- [24] Morán Cabré, F.: "Manuel de calcul CEB-FIP "Flexion-compression", C.E.B. Bulletin N°83, 1972.
- [25] Muñoz, P.R.; Hsu, C.T.T. "Behaviour of Biaxially Loaded Concrete-Encased Composite Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 123, No 9, 1997, pp 1163-1171.
- [26] Parme, A.L.; Nieves, J.M.; Gouwens, A.: "Capacity of reinforced rectangular columns subject to biaxial bending", ACI, Journal of the American Concrete, V.63, N°9, 1966, pp 911-923.
- [27] Ramamurthy, L.N.: "Investigation of the Ultimate Strength of Square and Rectangular Columns under Biaxially Eccentric Loads" Symposium on Reinforced Concrete Columns, SP-13, American Concrete institute, Detroit, 1966, pp 263-298.
- [28] Rodríguez-Gutierrez, J.A.; Dario Aristizabal-Ochoa, J.: "M-P- ϕ Diagrams for Reinforced, Partially, and Fully Prestressed Concrete Sections Under Biaxial Bending and Axial Load", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 127, No 7, July, 2001, pp 774-783.
- [29] Rodríguez-Gutierrez, J.A.; Dario Aristizabal-Ochoa, J.: "Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 125, No 6, June, 1999, pp 672-683.
- [30] Sarker, P.K.; Adolphus, S.; Patterson, S. Rangan, B.V. "High -Strength Concrete Columns Under Biaxial Bending" Fifth CANMET/ACI International Conference on recent advances in concrete technology / editor V.M. Malhotra. - Michigan, ACI, Special Publication N°200, 2001, pp 217-234.
- [31] Silva, M.A.; Swan, C.C.; Arora, J.S; Reyolando, M.L.R.F.: "Failure Criterion for RC Members Under Biaxial Bending and Axial Load"; Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 127, No 8, August, 2001, pp 922-929.
- [32] Wang, W.; Hong; H.P. : "Appraisal of Reciprocal Load Method for Reinforced Concrete Columns of Normal and High Strength Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No.11, November, 2002, pp 1480-1486.
- [33] Yazzar, S.A.: "Estudio de la Ductilidad de Elementos Comprimidos Fabricados con Hormigón de Alta Resistencia Sometidos a Cargas Cíclicas", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Enero 2000, 149 pp.
- [34] Zhou W. ; Hong H.P.: "Modeling Error of Strength of Short Reinforced Concrete Columns" ACI Structural Journal, V. 97, No 3, May-Jun 2000, pp 427-435.

Estudio de efectos diferidos en los viaductos de Espiñeiro, Ferreiras, del Acebo y del Sella

Long term effects in Espiñeiro, Ferreiras, Acebo and Sella Viaducts

Celso Iglesias Pérez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.



Leonardo Fernández Troyano

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.



José Ignacio González Esteban

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fomento de Construcciones y Contratas

RESUMEN

El objeto de este trabajo es doble, por un lado presentar el proceso constructivo de una familia de cuatro puentes de dovelas prefabricadas conjugadas y encoladas con resina, contruidos por avance en voladizo y, por otro, presentar algunos resultados de su cálculo en servicio, teniendo en cuenta los efectos diferidos de retracción y fluencia.

Se establece una metodología práctica para realizar el cálculo de tensiones en servicio de estructuras evolutivas:

1. Se presenta un método “exacto” que tiene en cuenta los efectos descritos, utilizando el método paso-a-paso en el tiempo, basado en el modelo multicapa.
2. Se presenta un método simplificado para abordar el mismo problema en estructuras evolutivas transversal y longitudinalmente.
3. Se comparan los resultados obtenidos con ambas aproximaciones y se deducen consideraciones de orden práctico para abordar el problema mediante el método simplificado, mostrando las ventajas y desventajas de ambas aproximaciones.

La sección transversal puede estar formada por hormigón de diferentes edades, acero pasivo, activo y estructural.

En el caso del método paso-a-paso hay que definir con la mayor precisión posible el programa de construcción de la

estructura, pudiendo reproducir cualquier secuencia temporal del montaje, tanto transversal como longitudinal, por complicada que sea.

SUMMARY

The object of this paper is to present both the step-by-step erection of a family of four precast segmental bridges, built by the balanced cantilever form of construction, and some results of the service analysis, accounting for long term effects of creep, self-induced and superimposed deformations.

This paper is an attempt to provide a practical treatment of the serviceability analyses of concrete structures having an evolutive process of erection:

1. An “exact” approach, using the classical incremental step-by-step time procedure, is presented, which takes into account the effects described, based on the multilayer model.
2. A simplified approach for the inclusion of the time-dependent effects of creep and shrinkage is presented, using a step-by-step procedure.
3. Comparison of both approaches is made showing their advantages and disadvantages. Practical conclusions are presented in order to treat these kind of problems by means of the “simplified approach”.

In both approaches the cross section may be formed by concrete of different ages, prestressed and non-prestressed reinforcement and even by a section of steel.

In the case of the step-by-step procedure it is necessary to define as exactly as possible what the stages of construction are. Any sequence of construction may be taken into account, both transversely and longitudinally, however complicated it may be.

1. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

1.1. Localización geográfica

Los viaductos de Piedrafita o **viaducto de Espiñeiro** (405 m) y **viaducto de Ferreiras** (385 m) están situados en el tramo Castro Lamas-Noceda de la Autovía del Noroeste A-6. Se trata de un tramo de 8 km de longitud que corresponde al paso de Galicia a León por el Puerto de Piedrafita. Discurre entre el sur de la localidad de As Nogais (Lugo) y el extremo oeste de Vega de Valcarce (León), pasando por las localidades de Ferreiras, San Pedro, Pedrafita do Cebreiro y El Castro.

El **viaducto del Acebo** (450 m) y el **punto sobre el Río Sella** (530 m) se sitúan en el tramo de la nueva Autovía del Cantábrico entre las localidades de Caravia y Llovio, ambas situadas en el Principado de Asturias.

1.2. Característica geométricas

El **viaducto de Espiñeiro**, el **viaducto de Ferreiras** y el **viaducto del Acebo** presentan los tres idéntica tipología, con un tablero de ancho total de 26,50 m y canto constante de 3,70 m. Las pilas tienen sección rectangular aligerada variable y altura máxima de 95,0 m. El espesor máximo considerado de losa inferior es de 0,55 m y almas de 0,80 m.

El viaducto sobre el río Sella responde a la misma tipología que los tres viaductos anteriores pero con adaptaciones de la sección transversal en el vano principal de 106 m,

introduciendo canto variable entre apoyos y centro de vano. En el resto de vanos, a excepción del primero con 3,78 m de canto, se utiliza el canto de 3,70 m. Se construye por el mismo procedimiento que los tres viaductos precedentes, es decir, por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas conjugadas y encoladas, con la única diferencia de que en el vano principal de 106 m de luz las dovelas tienen un canto máximo de 4,70 m en el apoyo y de 3,78 m en centro de vano. El espesor de losa inferior máximo es de 0,80 m y el espesor máximo de alma de 1,20 m. La parte final del viaducto es de ancho variable y se resuelve manteniendo constante el núcleo de la dovela y aumentando la longitud de los vuelos, lo que obliga a prever puntales más potentes para soportar este sobreancho. La altura máxima de pilas es menor, con 31 m, siendo formalmente idénticas a las de los tres viaductos ya citados.

En todos los casos el tablero es hiperestático, con una sección transversal en cajón, ejecutada en dos fases. Primero se construyó el núcleo del cajón por el procedimiento de voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas y utilizando una cimbra especialmente diseñada para la ocasión. Después se ejecutaron las alas del cajón "in situ", transmitiendo la carga a la losa inferior de las dovelas mediante jabalcones prefabricados.

El hormigonado de los vuelos tiene lugar tras haber completado el montaje de toda la estructura. El manejo de las dovelas se realiza mediante una cimbra de lanzamiento, con un peso aproximado de 600 t.

La estabilidad de los voladizos se consigue mediante gatos verticales que proporcionan el par compensador del desequilibrio máximo esperable, es decir, dovela en desequilibrio por un lado por el máximo brazo posible. Las pilas están pretensadas en cabeza y la geometría de su cabecero permite la colocación de cuatro gatos con posibilidad de ser accionados independientemente, para ajustar movimientos del voladizo y permitir la transferencia de carga de estos a los apoyos definitivos, una vez finalizado el proceso de montaje. Cada dovela es de 2,10/2,15 m de longitud y con un peso típico de 70 t. Las dovelas de apoyo llegan a alcanzar las 120 t en el caso del vano principal del viaducto del Sella.

Tabla 1. Principales características de los viaductos.

VIADUCTO (Terminación)	LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	LONGITUD (m)	CANTO (m)	LUCES (m)
Espiñeiro (2000)	Autovía del Noroeste Lugo (Galicia)	405,0	3,70 constante	52,0 + 4*75,0 + 52,0
Ferreiras (2000)		385,0	3,70 constante	43,0 + 4*75,0 + 43,0
Ferreiras (2000)	Autovía del Cantábrico Ribadesella (P. de Asturias)	449,6	3,70 constante	47,0 + 5*70,7 + 49,1
Sella (2002)		53,0	3,70 constante	56,0 + 106,0 + 74,0 + 2*6,5 + 65,0 + 56,0 + 35,0

El cierre en centro de vano se hace con una junta de 50 cm hormigonada in situ que comprende la ejecución de una viga riostra en losa inferior para hacer frente a eventuales fuerzas de desviación de los cables de continuidad. Se previeron además sendas juntas de este tipo en los vanos de compensación para hacer frente a eventuales desviaciones respecto de las flechas teóricas esperadas.

Las dovelas son prefabricadas y conjugadas, es decir, se hormigonan sucesivamente contra la dovela anterior en un encofrado previsto al efecto. En el caso particular del Sella, la zona de canto variable se construyó de una sola vez sobre una cama de asiento que reproducía la geometría del intradós, teniendo en cuenta las correspondientes contraflechas de construcción.

1.3. Proceso de construcción

El proceso construcción de todos los viaductos es similar, ya que todos oscilan en torno a una luz máxima de 75 m. El único que es singular en este sentido es el viaducto del río Sella, debido al vano principal de 106 m, que introduce algunas particularidades, tanto en su geometría (canto de 4,70 m en apoyos/3,78 m en centro de vano) como en su proceso de montaje. Sin entrar en una descripción detallada de todo el proceso constructivo, señalaremos una serie de particularidades que juzgamos interesantes:

- Se utilizaron barras Dywydag para montar las dovelas y aplicar la tensión necesaria a la resina de las juntas. Se dispusieron dos familias, en zona superior de dovela barras Ø40 y en zona inferior Ø36, con doble número de barras en la familia superior. Lo anterior permite independizar las operaciones de montaje de dovelas de las operaciones de tesado de los cables superiores de voladizo. Se llegó a montar un máximo de 3 dovelas consecutivas a ambos lados, exclusivamente con barras, antes de proceder al tesado de sus cables correspondientes.
- La velocidad normal de montaje fue de 2 a tres parejas de dovelas diarias de 2,15 m de longitud.
- Se previeron mogotes interiores concebidos para montar las familias de barras y para pretensar desde el interior del cajón, evitando pretensar al frente de dovela.
- El lanzamiento de la cimbra de 600 t en el vano principal de 106 m de luz supuso prever una reacción máxima de 542 t a 45 m del eje de la pila 1.
- Se dispuso un puntal provisional, para estabilizar el voladizo de la pila 2 y montar 5 dovelas descompensadas en el brazo de la T del vano principal de 106 m.

En ambos estribos se han cerrado el primer y último vano colgando simultáneamente de la cimbra 6 dovelas de 60 t cada una. En el caso del estribo 1 se previó una junta húmeda de 60 cm de espesor para corregir eventuales desviaciones de la geometría.

Las fotografías adjuntas ilustran la secuencia completa del proceso constructivo de los viaductos, mediante la cimbra de lanzamiento de dovelas.



Figura 1. Detalle del montaje de la dovela 1.



Figura 2. Hormigonado de vuelos.



Figura 3. Montaje de dovelas en un voladizo.



Figura 4. Aspecto final con puntales y vuelos.

2. VISCOELASTICIDAD Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

2.1. El problema viscoelástico

En el momento actual se puede decir que el cálculo de estructuras de hormigón basado en el modelo lineal e instantáneo de comportamiento de los materiales, así como en la linealidad del equilibrio de primer orden no presenta mayor problema.

Cuando se aborda el problema viscoelástico se encuentra que la dificultad para predecir los fenómenos de fluencia y retracción para el caso del hormigón es muy grande. Aparte de los efectos no lineales que influyen en esta complejidad, sucede también que las propiedades del material cambian como resultado de reacciones químicas internas y de fenómenos de conducción térmica. Esto hace que, ante condiciones ambientales variables resulta muy difícil predecir el comportamiento del hormigón.

La posibilidad de utilizar el ordenador permite elaborar modelos numéricos cada vez más complejos para este tipo de estructuras. No obstante, se percibe un divorcio natural, por la complejidad de los mismos, entre la práctica habitual de las oficinas de proyectos y las propuestas de los reólogos del hormigón. Parece que la evaluación “científica” de los fenómenos viscoelásticos a que se ven sometidas las estructuras se circunscribe a tipologías muy especiales en el mundo de las estructuras de hormigón y, no obstante, la tendencia natural de las oficinas de proyectos es obviar el “cálculo científico” en favor de soluciones de tipo empírico confirmadas a lo largo de años de experiencia.

Actualmente el esfuerzo investigador se dirige en dos sentidos diferentes. La Ciencia de los Materiales desarrolla nuevas teorías basadas en los principios de la Termodinámica y los ingenieros de estructuras desarrollan modelos basados en formulaciones simplificadas de las ecuaciones constitutivas de los materiales para incluirlos en las normas de cálculo. Así, las propuestas más clásicas y conocidas son:

- Modelo CEB-1970 (Comité Europeo del Hormigón)
- Modelo CEB-1978, según las propuestas de Rüsch y Jungwirth.

- Modelo ACI (American Concrete Institute), basado en las propuestas de Branson.
- Modelo Bazant-Panula.
- Modelo CEB-FIP, MC-1990 (Código Modelo).

Frente a este estado de cosas se puede argumentar a favor o en contra pero, en cualquier caso, se debe cuestionar lo adecuado de planteamientos demasiado complejos para el cálculo de estructuras de hormigón cuando subsisten todavía incógnitas muy importantes en cuanto al comportamiento microestructural del material constitutivo.

Evaluar correctamente el efecto de la retracción y fluencia del hormigón, así como la relajación de los aceros de pretensado obliga a resolver dos problemas.

- Respecto al material de la estructura, estableciendo métodos fiables para predecir la retracción y fluencia del hormigón, así como la relajación del acero de pretensado. Esto que equivale a resolver el problema de definir las ecuaciones constitutivas de los diferentes materiales de la sección transversal de la estructura.
- Establecer algoritmos de cálculo para obtener la respuesta de la estructura según el grado de precisión deseado, lo que implica resolver un problema de cálculo de estructuras. Esto equivale a establecer una relación entre los resultados del cálculo en la sección y el comportamiento global de la estructura.

Este doble aspecto del problema suele denominarse respectivamente “cálculo a nivel sección” y “cálculo a nivel estructura”.

Por otra parte, no todas las estructuras tienen igual grado de sensibilidad al comportamiento reológico del hormigón y, eventualmente, del acero. Así, de modo general puede establecerse que los casos principales que se presentan son:

- Estructuras cuya construcción se realiza de forma evolutiva tanto en sección resistente como en sentido longitudinal, así como en el régimen de aplicación de acciones y / o coacciones.
- Estructuras muy esbeltas cuya gran deformabilidad inicial aumenta esta sensibilidad, ya que el coeficiente de fluencia y la deformación de retracción aumentan con el poco espesor de la pieza.

2.2 Técnicas de cálculo viscoelástico

La aplicación de una técnica concreta de cálculo viscoelástico exige la determinación, en cada instante del cálculo, de los esfuerzos que actúan sobre la estructura. Esto se traducirá en una cierta forma de entender las tres relaciones básicas que rigen el comportamiento de la misma, es decir:

- Ecuaciones de equilibrio.
- Ecuaciones de compatibilidad.
- Leyes de comportamiento de los materiales.

En general se suele fijar el nivel de precisión deseado en dos aspectos diferentes del cálculo, al establecer:

- Las ecuaciones constitutivas del material.
- El modelo matemático de la estructura, para realizar el cálculo de esfuerzos.

Fijada la aproximación para calcular esfuerzos, sólo queda elegir la técnica de cálculo viscoelástico más adecuada que permita conocer el comportamiento diferido de la estructura con el paso del tiempo, de acuerdo con una discretización temporal adecuada.

2.3 Determinación de esfuerzos en la estructura

Al estudiar una estructura para determinar los esfuerzos en la misma, son posibles diversas aproximaciones según el grado de precisión requerido. Los principales planteamientos son los siguientes:

- **Aproximación desde la mecánica de medios continuos:** La estructura se considera un continuo de tipo 2D ó 3D. Esto supone un modelo de cálculo complejo y recurrir a la formulación más general de la viscoelasticidad, con relaciones constitutivas de los materiales de tipo tensorial entre tensiones y deformaciones. Lo complejo del planteamiento hace que su uso se limite a problemas de tipo local.
- **Aproximación desde el ámbito local de la sección:** Este es el modo de abordar el problema que intuitivamente mejor se adapta a estructuras compuestas que admiten discretización con barras. Las ecuaciones constitutivas de los materiales se definen estableciendo una serie de relaciones entre tensiones y deformaciones generalizadas en cada material de la sección diferencial de los elementos barras que integran la estructura. Permite, por tanto, tratar el estudio de barras compuestas por varios materiales sin más que establecer compatibilidad de deformaciones entre ellos. El método se aplica eligiendo como tensiones generalizadas los esfuerzos axil y momento actuantes en cada una de las capas en que se modelizan los diferentes materiales y como deformaciones generalizadas asociadas la deformación longitudinal y la curvatura en el centro de gravedad de esas mismas capas.
- **Aproximación desde el ámbito global de la estructura:** El problema viscoelástico se trata estableciendo la relación entre fuerzas y desplazamientos en los extremos de un elemento tipo barra. El método se aplica eligiendo como tensiones generalizadas los esfuerzos axil y momento actuantes sobre la sección completa y como deformaciones generalizadas asociadas la deformación longitudinal y la curvatura en el centro de gravedad de la sección.

2.4 Soluciones al problema viscoelástico

Las técnicas de cálculo viscoelástico se pueden clasificar en tres grupos principales:

- **Soluciones cuasi-estáticas:** Suponen, a partir de las propiedades viscoelásticas reales, propiedades elásticas “equivalentes a” aquéllas, obtenidas con métodos aproximados o empíricos que simulan la fluencia a tiempo infinito, modificando los esfuerzos obtenidos del cálculo lineal e instantáneo, según la historia de carga y las condiciones ambientales. Estos métodos introducen aproximaciones no acotadas y se utilizan en tanteos iniciales.
- **Técnicas operacionales:** Basadas en la transformada de Carson-Laplace y sólo aplicables a los materiales lineales sin envejecimiento. La inversión de las transformadas se hace numéricamente.
- **Métodos directos:** Tienen en cuenta la historia de carga, son generales y expresan relaciones constitutivas en forma diferencial o integral.
- **Modelos numéricos de comportamiento diferido:** Basados en discretizar espacialmente la estructura, en elementos finitos, tipo barra por ejemplo, y estos en capas que representan los diferentes materiales. Se realiza también una discretización en la variable tiempo y se puede así determinar su comportamiento al final de un número finito de intervalos temporales, en función de la tensión y deformación generalizadas en cada capa, de la deformación generalizada en el centro de gravedad de la sección y del desplazamiento nodal. Los modelos de este tipo se puede plantear para resolver problemas ligados al concepto de Estado Límite de Servicio o de Estado Límite Último.

2.5 Relación de los fenómenos viscoelásticos con el cálculo en Estados Límite

La influencia de los fenómenos de retracción y fluencia se manifiesta principalmente en los Estados Límite de Servicio:

- Estado Límite de Deformación, por el aumento de flecha que conlleva la fluencia.
- Estado Límite de fisuración, cuando lo que se ve afectado es la distribución de tensiones.

En cuanto a los Estados Límites Últimos, el caso más importante aparece en los problemas de estabilidad estructural a pandeo, que suponen la actuación combinada de fenómenos de deformaciones diferidas con la no linealidad geométrica del material, en el marco de una teoría de pequeñas deformaciones con grandes desplazamientos. Todo ello contribuye a la disminución de la capacidad última de la estructura.

2.6 Tipos de problemas que se plantean en el Estado Límite de Servicio (ELS)

Los principales problemas estructurales que se plantean en los ELS son los siguientes:

- Aumento excesivo de las deformaciones.

- Relajación de tensiones debidas a deformaciones impuestas, mantenidas constantes o variables.
- Redistribución de tensiones entre componentes de una sección pretensada o, en general, entre materiales diferentes de una sección resistente.
- Pérdidas de pretensado por la acción de fluencia y retracción, combinadas con la relajación del acero.
- Redistribución de tensiones en estructuras de hormigón por presencia de elementos estructurales metálicos (Puentes atirantados, arcos atirantados). Como caso particular se pueden encuadrar en este grupo a las estructuras mixtas de acero-hormigón.
- Redistribución de tensiones en estructuras con partes hormigonadas en tiempos distintos. La fluencia transfiere esfuerzos internos de aquellas partes que fluyen más hacia las que fluyen menos.
- Redistribución de tensiones por cambio de sistema estático. Al añadir nuevos apoyos, la fluencia acerca los esfuerzos internos gradualmente a los que habría si ésta se construyese desde el inicio con el nuevo sistema estático. El efecto es tanto mayor cuanto más joven es el hormigón y menor la deformabilidad de las coacciones añadidas.

2.7 Tipos de problemas que se plantean en el cálculo de estructuras

Para aplicar las leyes constitutivas al cálculo de estructuras hay que extender las ecuaciones constitutivas a las relaciones entre cargas aplicadas y desplazamientos. Desde este punto de vista, el cálculo de estructuras se puede dividir en los siguientes grupos:

- Estructuras homogéneas con coacciones rígidas.
- Estructuras homogéneas con coacciones elásticas.
- Estructuras homogéneas transversalmente pero no homogéneas longitudinalmente, según su directriz.
- Estructuras no homogéneas transversalmente.

El concepto de homogeneidad supone que las propiedades de fluencia son iguales en todo punto de la estructura, lo que lleva a despreciar las diferencias de edad, humedad, composición, temperatura o presencia de armadura pasiva.

Al estudiar estructuras homogéneas con coacciones rígidas, se pueden plantear cuatro tipos de problemas según el tipo de acciones exteriores aplicadas a la estructura:

1. Estructuras sometidas a cargas impuestas.
2. Estructuras sometidas a desplazamientos impuestos.
3. Estructuras sometidas a un cambio del sistema estático, es decir, a coacciones rígidas diferidas en el tiempo respecto al momento de puesta en carga.

4. Estructuras sometidas a relajación impedida.

La resolución de los problemas anteriores se apoya, desde un punto de vista teórico, en los dos teoremas básicos de la Viscoelasticidad Lineal:

- **Primer teorema de la viscoelasticidad lineal:** Se aplica al caso de fuerzas impuestas y establece la constancia del estado tensional, mientras que el estado elástico de deformación, y por tanto de desplazamientos, varía de acuerdo a la relación que establece el operador integral de fluencia.
- **Segundo teorema de la viscoelasticidad lineal:** Se aplica al caso de movimientos impuestos y establece que el estado elástico de deformación debido a un sistema de movimientos impuestos en el contorno y / o deformaciones autoinducidas no se modifica por fluencia, mientras que el estado de tensión varía según la relación que establece el operador integral de relajación.

El *primer problema* de cálculo de estructuras planteado se resuelve mediante el Primer Teorema de la Viscoelasticidad Lineal, por el que la fluencia del material provoca un incremento con el tiempo de los desplazamientos iniciales de la estructura.

El *segundo problema* se resuelve mediante el Segundo Teorema de la Viscoelasticidad Lineal y es el problema dual del anterior, ya que el estado tensional de la estructura se relaja a partir del estado tensional inicial.

El *tercer problema* consiste en modificar coacciones de tipo rígido tras haber aplicado la carga, con apoyos adicionales o conexiones con otras partes de la futura estructura final. El estado tensional cambia ya que estos apoyos frenan los incrementos de desplazamiento en los puntos donde actúan las coacciones rígidas adicionales. Este es el problema denominado de fluencia impedida, en el que la fluencia modifica el estado tensional, variable con el tiempo, tendiendo al que se tendría si la estructura fuese construida de una sola vez con todas las coacciones rígidas presentes en el momento de cargar. Es un problema mixto, al que no se puede aplicar los teoremas de la Viscoelasticidad Lineal.

El *cuarto problema* es el dual del anterior y ha sido planteado recientemente (3). Si la introducción de coacciones adicionales después de cargar, produce redistribución de esfuerzos y modificación de los desplazamientos de la estructura por fluencia impedida, de la misma forma cabe imaginar una relajación impedida en los puntos coaccionados de la estructura, que produce redistribución de esfuerzos y modificación de los desplazamientos.

En el caso de *estructuras homogéneas con coacciones elásticas con carga constante mantenida*, se puede demostrar la constancia del estado tensional bajo ciertas condiciones. Esto es cierto si las coacciones elásticas están ya presentes al cargar.

Si éstas se aplican después de cargar, la fluencia induce variación del estado tensional inicial ya que no se cumplen las condiciones para aplicar el Primer Teorema de la Viscoelasticidad.

ciudad Lineal: no todas las coacciones son rígidas y / o no todas están presentes en el momento de carga.

Esta variación de la deformación por fluencia se puede anular si todas las coacciones elásticas adicionales se solicitan al mismo tiempo, siendo independiente de que estas se introduzcan antes o después de aplicar la carga, o sea, una deformación impuesta simultánea, pero con la condición de que el valor inicial de la reacción que soportan tenga el valor que tendría si estas coacciones fuesen rígidas y se hubiesen introducido antes de aplicar la carga.

Con lo anterior se hace equivalente la estructura a una homogénea con coacciones rígidas introducidas antes de la puesta en carga. Las deformaciones a imponer a las coacciones elásticas adicionales para obtener esta invarianza se pueden obtener mediante el cálculo habitual de estructuras.

En el caso de *estructuras no homogéneas transversalmente*, también denominadas transversalmente hiperestáticas, sólo es posible aplicar los resultados anteriores de forma cualitativa y el grado de precisión depende del grado de hiperestatismo transversal.

El método general para abordar el problema en este tipo de estructuras obliga a resolver primero el problema en la sección y luego conectar los resultados con el cálculo global en el nivel de la estructura, es decir, no es posible establecer formulaciones generales en el nivel global de estructura en variables generalizadas unidimensionales que obvien el comportamiento en el nivel sección.

Las ecuaciones constitutivas se expresan en cada una de las capas que constituyen la sección transversal, aceptando la hipótesis de fluencia lineal y aceptando la Ley de Navier, lo que permite establecer la compatibilidad de deformación entre todos los materiales que integran la sección transversal.

2.8 Hipótesis clásicas de los métodos numéricos de cálculo diferido

En los métodos numéricos de cálculo paso a paso en el tiempo de las deformaciones diferidas en el hormigón se suelen aceptar las siguientes hipótesis:

- Se supone fluencia lineal, es decir, que las tensiones de compresión en el hormigón, con carga constante, no superan un límite equivalente al 40-50% de la resistencia característica a compresión del hormigón.
- Se acepta la Ley de Navier, las secciones planas continúan planas, de forma que la distribución de la deformación total es lineal.
- Con cargas de servicio la deformación instantánea y la diferida por fluencia toman valores linealmente proporcionales a la tensión aplicada.
- La fluencia de tracción es igual a la de compresión, para niveles bajos de tensión.
- Los aceros de armar, pretensar y estructurales están en el rango elástico.

- La sección no se fisura para los rangos bajos de tensiones de tracción a los que se ve sometida.

Con carga constante, la linealidad es menos cierta al superar la tensión el límite de fluencia lineal. Incluso con tensiones bajas, hay no linealidad si la variación de tensión sucede con disminución de deformación (descarga instantánea). Si se produce con deformación constante (relajación) se cumple bien la hipótesis de linealidad.

3. PROBLEMA VISCOELÁSTICO PLANTEADO POR EL VIADUCTO SOBRE EL RÍO SELLA

3.1 Redistribución de tensiones en secciones transversales ejecutadas por fases sucesivas

Cuando la sección transversal de un puente se construye en dos fases, haciendo solidaria la segunda de la primera, se desarrolla de forma progresiva, en la sección transversal, un estado de autotensión. Lo anterior se debe a que cada una de las partes, considerada individualmente, quiere desarrollar las deformaciones diferidas que le corresponderían en el caso de encontrarse aislada del resto de la sección; deformaciones por retracción y fluencia del hormigón, que no tienen, en principio, por qué ser compatibles entre sí.

Dado que ambas fases son solidarias, las fibras en contacto desarrollan igual deformación longitudinal ε y curvatura ω . El estado de autotensión que se desarrolla en cada parte, es la diferencia entre esta deformación de conjunto de la sección total y la deformación propia que tendría cada parte aislada. Es un estado de autotensión, ya que el conjunto de tensiones desarrollado en la sección transversal, para conseguir la compatibilidad, equilibra un sistema nulo de fuerzas exteriores. Esto se denomina hiperestatismo transversal de la estructura, por la coexistencia de varios materiales de diferentes propiedades reológicas y porque no son suficientes las ecuaciones de la estática para obtener la distribución de esfuerzos en cada material. Aún aceptando leyes de la Elasticidad Lineal para cada material, hay que recurrir a una condición cinemática de compatibilidad que es la Ley de Navier de conservación de secciones planas antes y después de la deformación.

Además del hiperestatismo transversal, si la estructura es hiperestática, las deformaciones diferidas de la sección total (ε , ω) no tienen por qué ser, en general, compatibles con sus coacciones externas, por lo que aparecen reacciones hiperestáticas que dan lugar a esfuerzos que modifican el estado tensional en cada sección y, por tanto, la fluencia diferencial que se produce en cada material integrante de esa sección. Por tanto, el hiperestatismo global de la estructura modifica los estados de autotensión que genera el hiperestatismo transversal de la sección.

Planteado de esta forma es claro que se está ante un problema viscoelástico para cuya resolución se puede realizar una aproximación en la sección transversal para, luego, establecer la solución en el ámbito global de la estructura, con un cálculo paso a paso combinando sucesivamente ambas soluciones local y global, basándose en una técnica de elementos finitos tipo barra, suficientemente conocida.

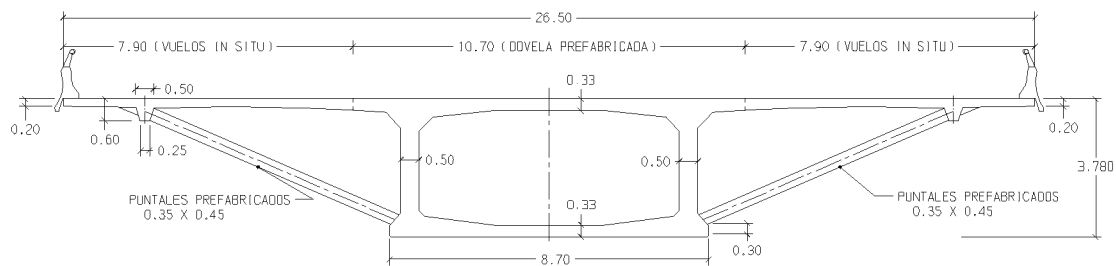


Figura 5. Sección de centro del vano principal de 106 m de luz, viaducto del Sella.

3.2. Resumen del proceso constructivo del Viaducto sobre el río Sella

El tablero de todos estos puentes se ejecuta en dos fases. El núcleo de la sección se materializa mediante una dovela prefabricada tipo de 2,10 m de longitud y los vuelos se hormigonan in situ, con posterioridad al montaje de la estructura completa. Estos vuelos se apoyan en jabalcones prefabricados situados cada dos dovelas, es decir, aproximadamente a 4 metros. Las dovelas prefabricadas se montan mediante una viga de lanzamiento de unas 600 t de peso, especialmente concebida para montar este tipo de estructuras.

La toma en consideración de los efectos diferidos de retracción y fluencia se basa en el modelo multicapa, tal y como se propone en [6], lo que supone aceptar la hipótesis cinemática de Navier, que permite relacionar el cálculo en la sección transversal con el cálculo global de la estructura.

Dado que todas las cargas de pretensado se aplican exclusivamente en el núcleo de la sección, es muy importante evaluar con buena precisión cuánta fuerza de pretensado se transfiere a las alas debido a las deformaciones diferidas de retracción y fluencia. Otro hecho importante es la falta de armadura pasiva pasante en las juntas entre núcleos de dovela, a diferencia de los vuelos hormigonados in situ, lo que hace que sea importante el correcto cálculo de tensiones en la estructura en servicio.

La metodología práctica para realizar el cálculo de tensiones en servicio de estructuras evolutivas como la descrita sería la siguiente:

1. Se realiza un cálculo mediante el método simplificado para abordar el problema de estructuras evolutivas transversal

y longitudinalmente. Este paso previo es ineludible para poder estimar el pretensado necesario en la estructura.

2. Se aplica el método “exacto” que tiene en cuenta los efectos descritos, utilizando el método paso-a-paso en el tiempo, basado en el modelo multicapa.

3.3 Efectos diferidos

Se denominan efectos diferidos a las variaciones con el tiempo de deformaciones y tensiones, inducidas por retracción y fluencia en el hormigón, y relajación en el acero de pretensado.

Los efectos diferidos deben ser tenidos en cuenta en el cálculo de deformaciones, en el cálculo de las redistribuciones de esfuerzos debidas a cambios en el sistema estructural, y en el cálculo de esfuerzos debidos a deformaciones impedidas, tanto debido a coacciones en sección transversal como globalmente en la estructura.

Estas redistribuciones de esfuerzos dependen de muchos parámetros y sólo pueden aproximarse de forma “exacta”, en general, mediante un cálculo paso-a-paso.

3.4 Cálculo de deformaciones debidas a las cargas permanentes

Es importante siempre comprobar adecuadamente las deformaciones debidas a las cargas permanentes, teniendo en cuenta los efectos diferidos. La falta de atención a estos efectos puede dar lugar a tracciones indeseadas en el caso de puentes por voladizos contruidos con dovelas prefabricadas.

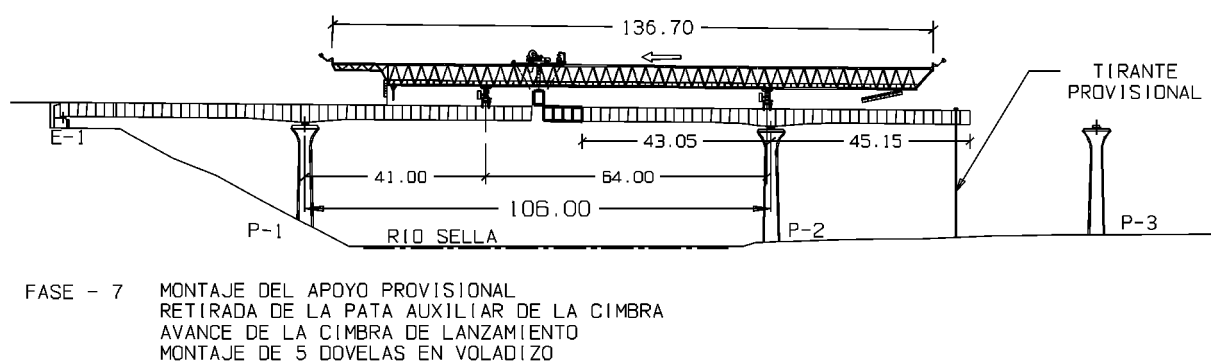


Figura 6. Detalle del proceso de montaje del vano principal del viaducto del río Sella.

Las deformaciones de carga permanente se deben a incrementos de tensiones producidos por las siguientes acciones exteriores:

- Peso propio y pretensado inicial.
- Eventuales fases de pretensado posteriores.
- Aplicación de la carga muerta.
- Pérdidas de pretensado.

Si sólo se precisa el estado tensional final, la consideración individual de cada incremento de tensión debido a las diferentes fases de construcción, y el cálculo paso-a-paso no resulta en general necesario. No obstante, en el caso de coacciones hiperestáticas variables, debido a procesos de construcción vano a vano y a la ejecución de secciones transversales evolutivas, es importante determinar la redistribución global de esfuerzos, así como la correcta transferencia de tensiones entre las diferentes partes de la sección.

3.5 Redistribución de esfuerzos por cambio del sistema estático global de la estructura

Las estructuras descritas al principio de este trabajo son ejemplos típicos de los efectos evolutivos longitudinales y transversales citados. Combinan la construcción vano a vano y el montaje por voladizos sucesivos con cierre en centro de vano. Dada la gran variabilidad de los parámetros que determinan los valores de retracción y fluencia, los cálculos basados en un coeficiente medio de fluencia para la carga muerta más pretensado, sin considerar la historia tensional, puede ser aceptable. Una aproximación típica del estado tensional final, completamente redistribuido suele ser:

$$\sigma_{\infty} = \sigma_A + K (\sigma_E - \sigma_A) \quad (1)$$

El coeficiente K resulta ser $K < 1$. En el caso de las estructuras mencionadas anteriormente este valor resulta ser $0.4 \leq K \leq 0.6$, siendo además σ_A la distribución de tensiones en la estructura en el momento de cierre del voladizo y σ_E la distribución de tensiones que se obtiene suponiendo que la estructura se construye de una sola vez sobre cimbra.

3.6. Tensiones autoequilibradas por retracción y fluencia en secciones no fisuradas

Se trata de resolver el problema de la evolución temporal de tensiones asociadas a deformaciones y curvaturas en una sección de una estructura. Se supone que esta sección tiene un eje de simetría y está sometida a un momento flector y a un esfuerzo axil aplicados en su centro de gravedad.

En la Fig. 7 se considera la sección transversal citada, definida por n capas y A_i , I_i , E_i son respectivamente el área de la capa i-ésima, su momento de inercia respecto al eje de flexión correspondiente que pasa por el centro de deformación G_i de la capa y su módulo de elasticidad. Si $(\varepsilon_i, \omega_i)$ son la deformación y la curvatura impuestas a la capa i-ésima en su centro de gravedad G_i , la deformación en cualquier fibra, a una distancia y del centro de gravedad de la sección G vale:

$$\varepsilon = \varepsilon_i + \omega_i (y - y_i) + \frac{\sigma}{E_i} = \varepsilon + \omega (y - y_G) \quad (2)$$

Donde σ es la tensión autoequilibrada en la fibra y correspondiente. Los parámetros (ε, ω) son la deformación y la curvatura en G, por tanto:

$$\sigma = E_i \varepsilon + E_i \omega (y - y_i) - E_i \varepsilon_i - E_i \omega_i (y - y_i) \quad (3)$$

Imponiendo las condiciones de equilibrio, por integración extendida a toda la sección de las tensiones, y tomando momentos respecto a un eje que pasa por G, permite obtener una expresión de la deformación y de la curvatura de la sección total:

$$N = \int \sigma dA = 0 \Rightarrow \varepsilon = \frac{\sum E_i A_i \varepsilon_i}{E A} \quad (4)$$

$$M = \int \sigma y dA = 0 \Rightarrow \omega = \frac{\sum E_i A_i \varepsilon_i (y_i - y_G) + \sum E_i I_i \omega_i}{E I} \quad (5)$$

Las deformaciones impuestas a las capas $(\varepsilon_i, \omega_i)$ se deben por lo general a la retracción, fluencia, variaciones de temperatura en el canto de la sección o incluso desplazamientos impuestos en estructuras hiperestáticas.

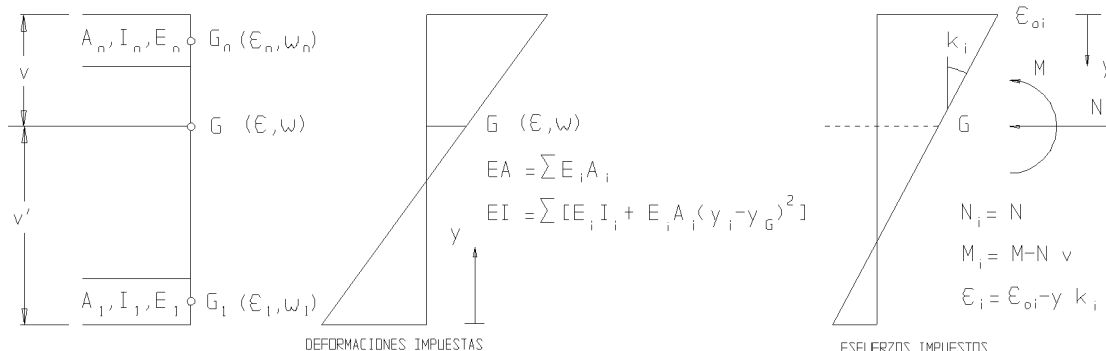


Figura 7. Leyes de deformación en una sección transversal compuesta por n capas.

Como se ha visto anteriormente, aparece una deformación ε y una curvatura ω en el centro de gravedad G de cada una de las secciones de la estructura, las cuales, en general, no son compatibles con las coacciones externas, dando lugar a su vez a esfuerzos hiperestáticos de compatibilidad y a sus correspondientes estados tensionales.

3.7. leyes de tensiones debidas a momento y axil en secciones no fisuradas

La ley de deformación justo después de aplicar los esfuerzos se muestra en la Fig.7, donde la deformación en un punto genérico de la sección a una distancia y de la fibra superior se define a partir de la deformación longitudinal ε_{oi} de la fibra superior y de la curvatura inicial k_i , común a todas las fibras de la sección:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{oi} - y k_i \quad (6)$$

La resultante inicial de tensiones axiles N_i y el momento flector M_i respecto de la fibra superior se obtienen, respectivamente, por integración extendida a la sección transversal del bloque de tensiones y tomando momentos respecto a la fibra superior:

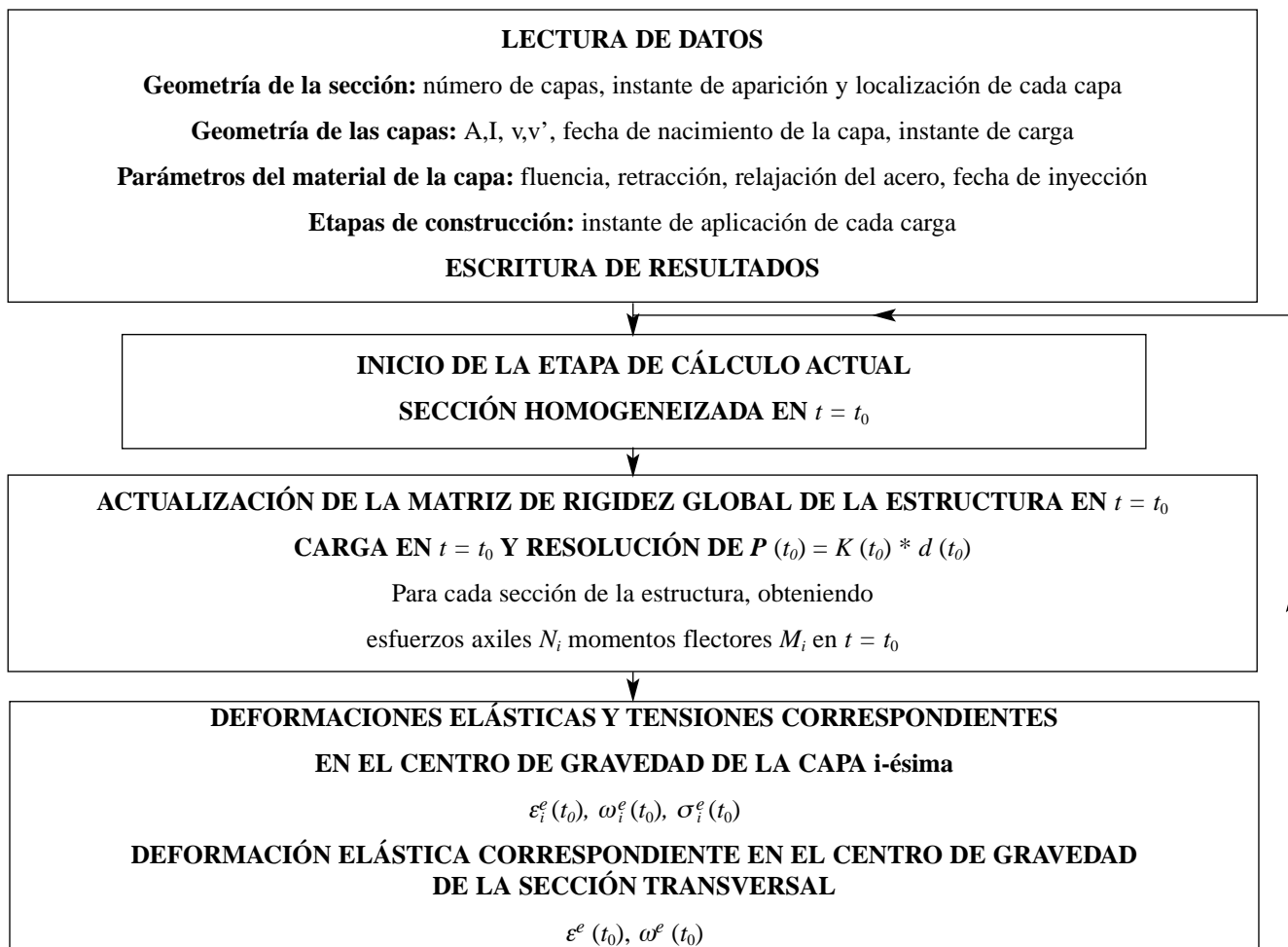
$$\begin{bmatrix} \sum E_i A_i & -\sum E_i B_i \\ -\sum E_i B_i & \sum E_i I_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{oi} \\ k_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_i \\ M_i \end{bmatrix} \quad (7)$$

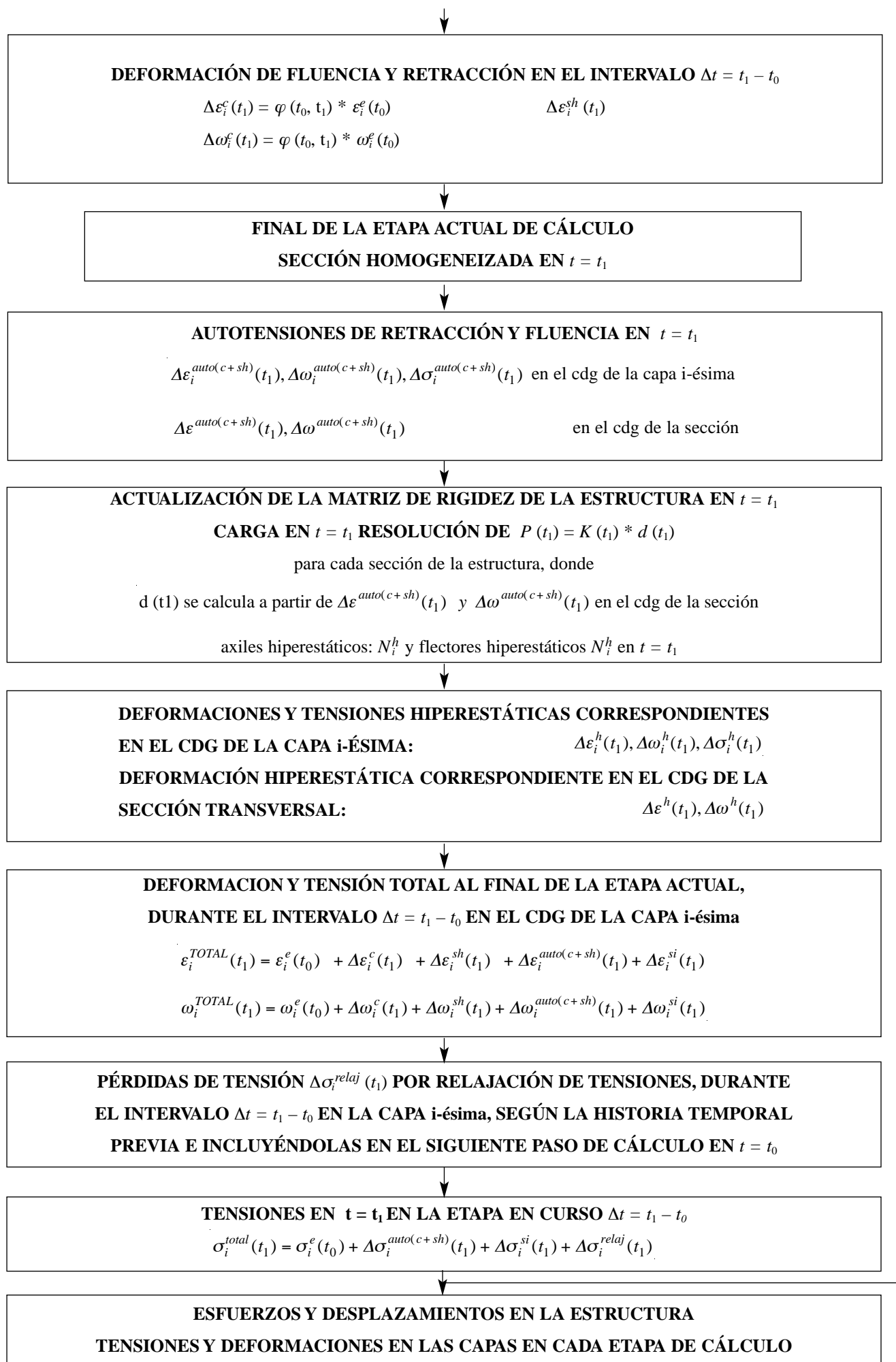
Donde A_i , B_i , I_i , E_i son respectivamente el área de la capa i -ésima, su momento estático, su momento de inercia respecto a un eje que pasa por su centro de gravedad y su módulo de elasticidad. Resolviendo estas ecuaciones, se obtiene la deformación de la fibra superior ε_{oi} y la curvatura k_i , y a continuación la deformación en cualquier fibra. Los axiles N_i y momentos M_i aparecen en cada etapa de construcción de acuerdo con las cargas exteriores y fuerzas de pretensado que consecutivamente se vayan aplicando en cada fase.

3.8. Cálculo paso-a-paso

Teniendo en cuenta todos los efectos diferidos mencionados, se ha procedido a plantear una metodología general de cálculo paso-a-paso, considerando aquí la aplicación del método de cálculo de tensiones autoequilibradas en secciones transversales genéricas multicapa. Se escribió un programa [6] que permite el cálculo de tensiones y deformaciones con un desarrollo paso-a-paso de las leyes de momentos y axiles, correspondientes a las diferentes fases de construcción de una estructura hiperestática. El grado de precisión se controla sin más que considerar un suficiente número de capas en la modelización de la sección, aunque la generación de estos datos puede llegar a ser demasiado larga y penosa.

A continuación se resume el diagrama de flujo para calcular incrementos de tensiones y deformaciones en una sección multicapa genérica.





3.9. Cálculo simplificado

Debido al tiempo necesario para generar los datos precisos en un cálculo paso-a-paso, es conveniente desarrollar métodos de cálculo alternativos que permitan una estimación rápida de los efectos de fluencia descritos. El método simplificado que ahora se propone puede, en principio, utilizarse de forma general, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- 1. Pérdidas diferidas de pretensado debidas a retracción y fluencia del hormigón y a relajación del acero de pretensado:** Se consideran tres valores, 7%, 12%, 15%, para horquillar la influencia de este efecto. Se trata respectivamente de los valores mínimo, medio y máximo esperables, teniendo en cuenta las edades de las dovelas prefabricadas al ser puestas en carga, las cuales suelen ser desconocidas a priori para el proyectista.
- 2. Redistribución de esfuerzos debido al cambio de sistema estático:** Debido a la falta de datos, como en el caso precedente, se han considerado tres diferentes valores para tener en cuenta este efecto.

$$\sigma_{\infty} = \sigma_A + K(\sigma_E - \sigma_A) = \alpha \sum \sigma_A + \beta \sum \sigma_E$$

CASO 1: $K = 0.60$ $\alpha = 0.40$ $\beta = 0.60$

CASO 2: $K = 0.50$ $\alpha = 0.50$ $\beta = 0.50$ (8)

CASO 3: $K = 0.40$ $\alpha = 0.60$ $\beta = 0.40$

Los valores relativamente bajos del coeficiente K se deben a la edad alta del hormigón de las dovelas prefabricadas en su puesta en carga.

- 3. Redistribución de esfuerzos debido a sección transversal evolutiva:**

Tensiones de retracción y fluencia isostáticas:

Las leyes de esfuerzos en $t = 0$ en cada nudo de la estructura se calculan mediante un modelo de elementos finitos tipo barra $P(t_0) = K * d(t_0)$, de acuerdo con las siguientes hipótesis de carga:

- Peso propio (SW).
- Fuerza de Pretensado (Pf).
- Peso Propio de los vuelos (SWf), que se supone aplicado sobre el núcleo.

Se puede considerar que las leyes de esfuerzos en $t = 0$, justo después de completar todas las fases de construcción son:

$$N_i(t_0) = \sum_{fases} N_{Ai}^{SW} + \sum_{fases} N_{Ai}^{Pf} + \sum_{fases} N_{Ai}^{SWf} \quad (9)$$

$$M_i(t_0) = \sum_{fases} M_{Ai}^{SW} + \sum_{fases} M_{Ai}^{Pf} + \sum_{fases} M_{Ai}^{SWf} \quad (10)$$

Las ecuaciones (7) y (6) proporcionan las deformaciones elásticas (ϵ_i^e , ω_i^e) en $t = 0$, obteniéndose las deformaciones de retracción y fluencia a partir de

ellas, con la consideración de un único intervalo temporal (t_0 , $t = \infty$):

$$\Delta \epsilon_i^{c+sh}(\infty) = \varphi(t_0, \infty) \epsilon_i^e(t_0) + [\epsilon_i^{sh}(\infty) - \epsilon_i^{sh}(t_0)] \quad (11)$$

$$\Delta \omega_i^{c+sh}(\infty) = \varphi(t_0, \infty) \omega_i^e(t_0) \quad (12)$$

Utilizando ahora las ecuaciones (4) y (5) se obtienen inmediatamente las deformaciones $[\Delta \epsilon(\infty), \Delta \omega(\infty)]$ del estado de autotensión y mediante la ecuación (3), el correspondiente estado tensional:

$$\Delta \sigma(\infty) = \{E_i(\infty) \Delta \epsilon(\infty) + E_i(\infty) \Delta \omega(\infty)(y - y_G) - E_i(\infty) \Delta \epsilon_i^{c+sh}(\infty) - E_i(\infty) \Delta \omega_i^{c+sh}(\infty)(y - y_i)\} K_1(t_m, \infty) \quad (13)$$

Donde K_1 es un coeficiente de relajación que tiene en cuenta que el estado tensional final resulta de deformaciones impuestas que se mantienen constantes en la totalidad del único intervalo temporal considerado, y el tiempo t_m es un tiempo medio a partir del cual se relajan las tensiones.

Tensiones hiperestáticas de retracción y fluencia:

Las leyes de esfuerzos hiperestáticos se calculan en cada nudo de la estructura utilizando el modelo de elementos finitos que sirve de base para el cálculo de la estructura $P(\infty) = K * d(\infty)$, donde $d(\infty)$ se calcula a partir de las deformaciones $[\Delta \epsilon(\infty), \Delta \omega(\infty)]$ del estado de autotensión. Las tensiones que resultan de estos esfuerzos hiperestáticos se reducen mediante un coeficiente de relajación $K_2(t_m, \infty)$, similar, al arriba mencionado.

3.10. Parámetros de los materiales y edad de puesta en carga en el método simplificado

Los parámetros de los materiales que se han supuesto en el cálculo simplificado, que están de acuerdo con el Código Modelo 90 (MC-90), y los datos relativos a la edad en el instante de puesta en carga se indican en la Tabla 2, con las siguientes hipótesis:

- Transcurre un tiempo de 90 días entre el hormigonado de las dovelas y su puesta en carga. La edad del núcleo de la sección cuando se descimbran los vuelos es de 300 días.
- Transcurre un tiempo de 300 días entre el hormigonado de las dovelas y el hormigonado de los vuelos y la retracción impedida empieza en el instante en que se para el curado del hormigón de vuelos, $t_s = 3$ días.
- La edad del hormigón de los vuelos al descimbrar es de 3 días y en ese mismo instante se interrumpe el curado, $t_s = 3$ días.

Los coeficientes de relajación $K_1(t_m, \infty)$ y $K_2(t_m, \infty)$ se indican en la Tabla 3, teniendo en cuenta que las tensiones se relajan desde el instante $t = 1000$ al instante $t = 10000$ días.

Tabla 2. Datos considerados en el cálculo simplificado.

	NÚCLEO DOVELA PREFABRICADA $t_1 = 300, t_2 = 10000$ (días)	VUELOS HORMIGONADOS IN SITU $(t_1 = 3, t_2 = 10000)$ (días)
Resistencia Característica f_{ck} (MPa)	42,5	42,5
Espesor Ficticio h_0 (mm)	77,5	239
Humedad Relativa RH (%)	70	70
Tiempo de curado t_s (días)	3	3
Deformación de Retracción $\epsilon_{sh}(t_1, t_2)$	$-16,4 \cdot 10^{-5}$	$-20,7 \cdot 10^{-5}$
Coefficiente de Fluencia $\varphi(t_1, t_2)$	1015	1980
Módulo de Elasticidad en $t = t_1$ E_{cr1} (MPa)	40232	28530

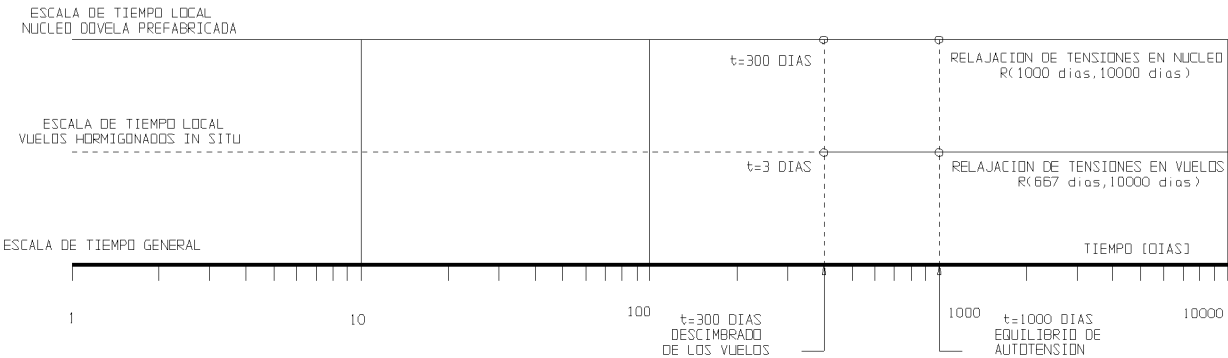


Figura 8. Historia temporal supuesta para el cálculo simplificado.

Tabla 3. Coeficientes de relajación en el cálculo simplificado.

Coeficientes de Relajación (días)	NÚCLEO DOVELA $(t_1 = 1000, t_2 = 10000)$ (días)	VUELOS IN SITU $(t_1 = 667, t_2 = 10000)$ (días)
f_{ck} (MPa)	42,5	42,5
h_0 (mm)	775	239
RH (%)	70	70
Relajación de tensiones y Función de Relajación $\Delta\sigma(t_2) = \sigma(t_1) \left[1 - \frac{R(t_1, t_2)}{R(t_1, t_1)} \right]$	$\sigma(t_1) \left[1 - \frac{22131}{40933} \right] = 0,459$	$\sigma(t_1) \left[1 - \frac{20013}{40766} \right] = 0,509$
$\sigma(t_2) = \sigma(t_1) - \Delta\sigma(t_2)$ $= \sigma(t_1) K_1(t_m, \infty)$	$\sigma(t_1) \cdot 0,541$	$\sigma(t_1) \cdot 0,491$
$K_2(t_m, \infty) = \frac{K_1^{núcleo} + K_1^{vuelos}}{2}$	0,516	

3.11. Contraste de resultados

Se dan a continuación, en la Tabla 4, los resultados obtenidos con el método simplificado y con el método paso-a-paso en el tiempo, anteriormente descritos. En el método general paso-a-paso se pueden considerar en la sección transversal tantas capas como sean precisas. Un aumento excesivo del número de capas implica grandes tiempos de generación de datos. En este caso particular se han considerado un número máximo de 8 capas por sección de la estructura:

- Capa nº 1: núcleo de la dovela.
- Capa nº 2/3: pretensado superior fase 1/fase 2.
- Capa nº 4: pretensado inferior.
- Capa nº 5: hormigón de vuelos.
- Capa nº 6/7: armadura pasiva superior/inferior vuelos.
- Capa nº 8: pretensado superior fase 3.

La armadura pasiva del núcleo no se ha considerado al no tener continuidad a lo largo de la estructura, dado que se trata de dovelas prefabricadas.

3.12. Conclusiones

Se presenta una familia de puentes por voladizos con dovelas prefabricadas conjugadas y encoladas, que se montan con viga de lanzamiento. Se presta especial atención a los efectos diferidos de retracción y fluencia, para tener en cuenta la redistribución tensional a lo largo del tiempo y para evitar variaciones geométricas indeseables respecto a la rasante de proyecto, lo que da lugar a un problema de cálculo costoso de resolver.

Por tanto, los dos problemas principales que plantea una estructura de dovelas prefabricadas evolutiva longitudinal y transversalmente y que, además, justifica un estudio fino del proceso de construcción, son los siguientes:

1. Problema 1

Estimación correcta de la transferencia de tensiones de unas partes a otras de la sección, que en origen tienen tensiones diferentes, debido al carácter evolutivo transversal. Esto es especialmente importante en estructuras prefabricadas por dovelas, en las que la condición de ausencia de tracciones es determinante.

2. Problema 2

Estimación correcta de las deformaciones para realizar el proceso de desmontaje desde la rasante final deseada y, por tanto, establecer el valor correcto de las contraflechas. Esto es especialmente importante en estructuras prefabricadas por dovelas, al no existir la posibilidad de corregir giros con el carro de avance ya que el "sólido rígido" existe antes del montaje.

Los efectos diferidos son fenómenos complejos y la definición de los parámetros que rigen el problema, puede llevar a cuestionar la validez de cualquier cálculo de fluencia. Por tanto, conocer el **estado tensional "real"** de la estructura se convierte en una cuestión relativa, es decir, que depende del modelo de fluencia adoptado y del valor de los parámetros que

involucra dicho modelo. Estos parámetros a su vez dependen de infinidad de condicionantes: humedad relativa, velocidad de montaje, edad del hormigón, etc. Lo único que se puede hacer es aproximarse a ese **estado tensional "real"** mediante cálculos simplificados o mediante cálculos paso-a-paso.

En este tipo de estructuras es aconsejable reproducir lo más exactamente posible el proceso de construcción. Si no es posible, por falta de tiempo para modelizar una evolución muy compleja, se pueden utilizar métodos aproximados, al menos para el cálculo del estado tensional de la estructura (**Problema 1**), tanto a tiempo cero como a tiempo infinito.

Con un programa de cálculo paso-a-paso se contrasta una metodología aproximada de estimación de efectos diferidos y se evalúan todos los parámetros que afectan al valor de las tensiones redistribuidas.

El cálculo paso-a-paso se realiza con la edad real de cada dovela en el montaje, según datos de obra, considerando los intervalos de tiempo en las operaciones de montaje, instante de curado, de inyección de pretensado y las operaciones de lanzamiento de la cimbra, es decir, los efectos derivados de cargar la cimbra en un sistema estático y descargar en un sistema estático diferente.

En la Tabla 4 se resumen los resultados obtenidos mediante el método paso-a-paso y el método simplificado en dos secciones representativas de la estructura: centro del vano principal de 106 metros de luz y uno de los apoyos de dicho vano principal. Los resultados que se proporcionan son las tensiones en fibra superior e inferior, tanto en los vuelos como en el núcleo de la sección.

En dicha Tabla 4, se individualizan cada una de las fases sucesivas de carga de la estructura. En primer lugar se aplica el peso propio de las dovelas y su pretensado sobre la sección del núcleo (S1). Sobre esta misma sección del núcleo (S1) se añade el peso propio de los vuelos. El estado tensional final a $t=0$ se obtiene tras aplicar la carga muerta sobre la sección conjunta núcleo + vuelos (S2). Este estado tensional a $t=0$ (2,1/1,8/9,5/13,8/-3,1/-2,8/7,7/10,1) se puede comparar con el cálculo "exacto" paso-a-paso a $t=0$, en el que se tienen en cuenta redistribuciones transversales y longitudinales desde el inicio del montaje hasta la aplicación de la carga muerta (3,2/1,9/9,0/13,7/-4,2/-3,2/9,4/9,6). Esto es lo que explica la diferencia entre los resultados del cálculo paso-a-paso y del cálculo resultante de la mera superposición de Peso Propio + Pretensado + Carga Muerta.

Se dan los resultados de las nueve hipótesis de cálculo H#1 a H#9 en las que se consideran la combinación de 3 redistribuciones posibles (0,6 + 0,4/0,5 + 0,5/0,4 + 0,6) con tres valores de pérdidas diferidas de pretensado (7% / 12% / 15%). Se añaden además los efectos de fluencia y retracción. Se tienen en cuenta en primer lugar el efecto isostático en la estructura de la fluencia y retracción diferenciales en cada una de las secciones (efectos debidos al hiperestatismo transversal de la sección), que constituye un estado tensional autoequilibrado. También se tiene en cuenta en cada sección el efecto hiperestático en la estructura del estado de deformación correspondiente al estado de autotensión, por incompatibilidad con las coacciones externas de la estructura, de acuerdo con la metodología ya explicada.

Estos nueve casos constituyen horquillas del **estado tensional "real"** a $t = \infty$ que se pueden comparar con el

cálculo paso-a-paso. Se opta por calcular la media de los nueve casos y comparar esta media con el resultado paso-a-paso en el tiempo.

De los casos estudiados, el que mejor se ajusta al resultado del cálculo paso-a-paso en el tiempo es el caso 9.

De la comparación de los estados tensionales obtenidos con ambos métodos se concluye que la aproximación del estado tensional final a tiempo infinito con la clásica media (1) se puede aplicar globalmente a una estructura evolutiva de este tipo. El cálculo paso-a-paso da desviaciones respecto al método aproximado, con etapa única de tiempo, que pueden considerarse aceptables, con la condición de considerar los valores adecuados de los coeficientes de relajación de tensiones.

Se han considerado diferentes valores de pérdidas diferidas de pretensado y del coeficiente K de redistribución por proceso de construcción evolutivo longitudinal. Se puede concluir que en estructuras prefabricadas el coeficiente K, oscilando entre 0,4 y 0,6, no influye excesivamente en el resultado final tensional obtenido. La redistribución de tensiones se aproxima bien, por tanto, en estructuras prefabricadas, donde K se acerca al valor medio $K=0,5$ (puentes de dovelas prefabricadas) y tal redistribución no depende tampoco del orden de magnitud de las pérdidas diferidas de pretensado. cuando estas pérdidas oscilan en un rango entre el 7% y el 15%. Estas pérdidas, en cualquier caso, son menores en puentes de dovelas prefabricadas, donde el hormigón de las dovelas es mucho más viejo cuando se pretensa, que en una estructura hormigonada in situ.

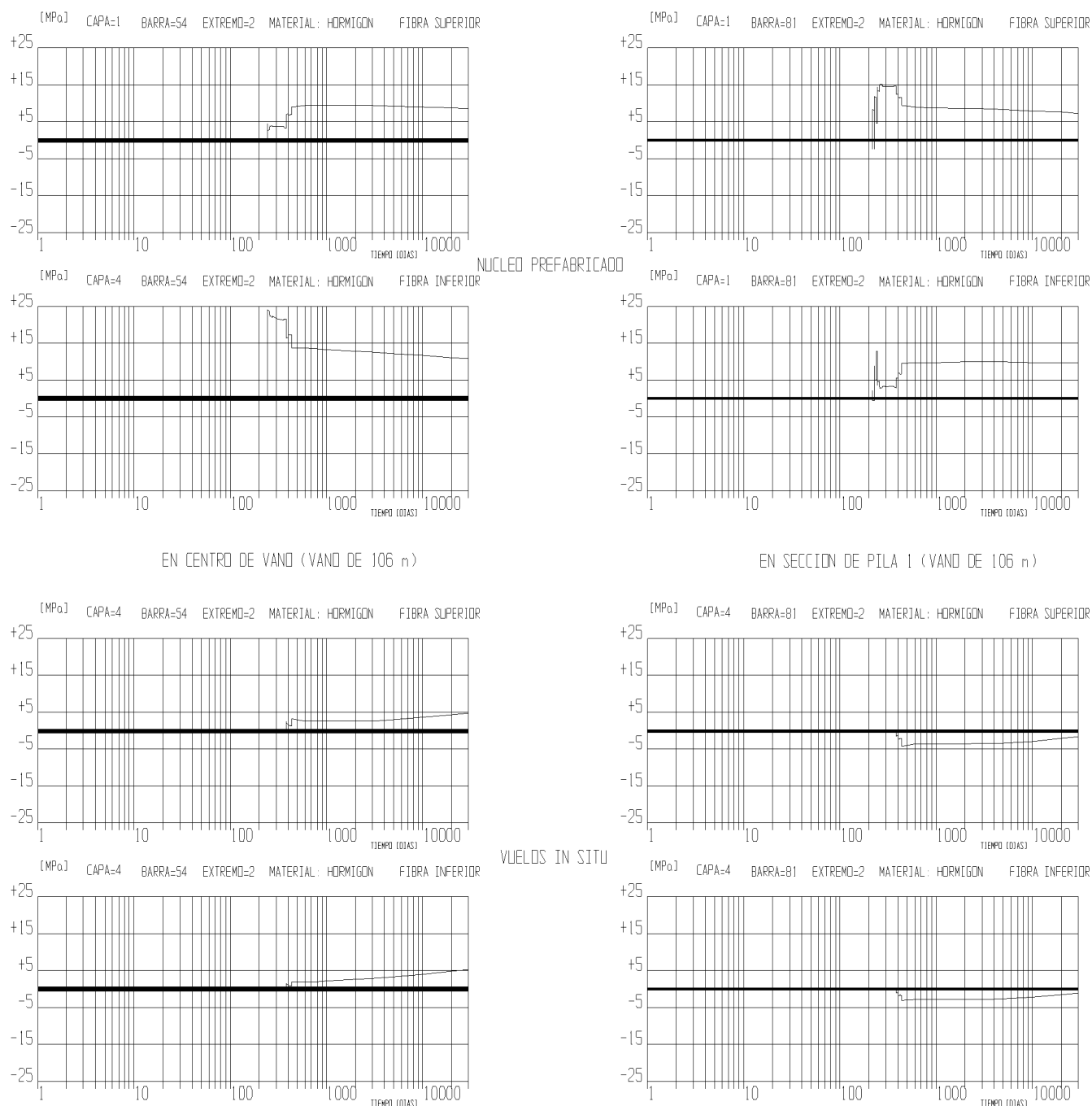


Figura 9. Historia tensional del núcleo y los vuelos del viaducto sobre el río Sella.

Tabla 4. Comparación del método paso-a-paso con el método simplificado

SECCIÓN	EN CENTRO DE VANO (VANO DE 106 m)				EN APOYO 1 (VANO de 106 m)			
TENSIÓN EN FIBRAS [MPa]	σ_{vuelo}^{sup}	σ_{vuelo}^{inf}	$\sigma_{núcleo}^{sup}$	$\sigma_{núcleo}^{inf}$	σ_{vuelo}^{sup}	σ_{vuelo}^{inf}	$\sigma_{núcleo}^{sup}$	$\sigma_{núcleo}^{inf}$
Nº1 :PESO PROPIO DOVELAS + PRETENSADO (Pf) S1 a t = 0	—	—	3,1	22,6	—	—	15,3	3,0
Nº2:Nº1+PESO PROPIOVUELO(fSW) S1 a t = 0	—	—	7,4	17,7	—	—	10,7	7,0
Nº3: Nº2 + CARGA MUERTA (DL) S1 S2 a t = 0	2,1	1,8	9,5	13,8	-3,1	-2,8	7,7	10,1
a t = ∞								
H# 1: {Nº1(0,6A+0,4E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,07%)+flu+ret} S2	4,2	4,2	8,3	11,3	-1,2	-0,9	6,3	9,6
H# 2: {Nº1(0,6A+0,4E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,12%)+flu+ret} S2	4,3	4,2	8,4	9,9	-2,3	-1,9	5,2	10,0
H# 3: {Nº1(0,6A+0,4E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,15%)+flu+ret} S2	4,4	4,2	8,5	9,0	-3,0	-2,6	4,5	10,2
H# 4: {Nº1(0,5A+0,5E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,07%)+flu+ret} S2	4,2	4,2	8,3	11,3	-1,2	-0,9	6,5	9,4
H# 5: {Nº1(0,5A+0,5E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,12%)+flu+ret} S2	4,3	4,2	8,4	9,9	-2,3	-1,9	5,4	9,8
H# 6: {Nº1(0,5A+0,5E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,15%)+flu+ret} S2	4,4	4,2	8,5	9,0	-3,0	-2,6	4,7	10,0
H# 7: {Nº1(0,4A+0,6E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,07%)+flu+ret} S2	4,2	4,2	8,2	11,4	-1,2	-0,9	6,7	9,3
H# 8: {Nº1(0,4A+0,6E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,12%)+flu+ret} S2	4,3	4,2	8,4	10,0	-2,3	-1,9	5,6	9,6
H# 9: {Nº1(0,4A+0,6E)}+fSW S1 +{DL+Pfpérd (-0,15%)+flu+ret} S2	4,4	4,2	8,4	9,1	-3,0	-2,6	4,9	9,8
Nº3: Nº2 + CARGA MUERTA (DL) S1 S2 a t = 0	2,1	1,8	9,5	13,8	-3,1	-2,8	7,7	10,1
CÁLCULO “EXACTO” PASO-A-PASO a t = 0	3,2	1,9	9,0	13,7	-4,2	-3,2	9,4	9,6
MEDIA DE LAS NUEVE HIPÓTESIS H# 1 a H# 9	4,3	4,2	8,4	10,1	-2,2	-1,8	5,5	9,7
CÁLCULO “EXACTO” PASO-A-PASO a t = ∞	3,5	3,9	8,9	11,8	-2,8	-2,3	8,0	9,8

H: hipótesis de carga
S1: sección sólo núcleo

A: actual
S2: sección núcleo+vuelos

E: la estructura construida entera sobre cimbra

La aplicación del método paso-a-paso necesita calcular previamente la estructura, para conocer la distribución del pretensado en cada sección y poder definir todas las capas en cada una sus secciones transversales. Se puede concluir, por tanto, que la metodología a seguir en este tipo de estructuras evolutivas puede ser la que se propone a continuación:

1. Establecer el dimensionamiento general de la estructura, determinando la distribución del pretensado. Para ello se puede recurrir al método simplificado, estableciendo el estado tensional (**Problema 1**). Ha quedado demostrado que el método simplificado propuesto aproxima suficientemente el **estado tensional "real"** de la estructura.
2. Proceder a continuación a aplicar el método general paso-a-paso en el tiempo para confirmar los resultados tensionales (**Problema 1**) y para principalmente establecer la deformada a tiempo infinito de la estructura, obteniendo, tras el proceso de desmontaje a partir de la rasante de referencia, la ley de contraflechas con que deben fabricarse las dovelas (**Problema 2**).

REFERENCIAS

- [1] Mathivat, J.: The Cantilever Construction of prestressed Concrete Bridges. John Wiley & Sons, traducción inglesa de la edición francesa (Eyrolles, 1979, París), 1983.
- [2] Gilbert, R.I.: Time Effects in Concrete Structures. Elsevier, Amsterdam, 1988.
- [3] Tarantino, A.M.: "Prevention of Stress Relaxation in Viscoelastic Structures". Journal of Structural Engineering. VOL.118.NO.7. July 1992.
- [4] Iglesias Pérez, C.: Formulation of Cracking using the Multilayer Model (MLM). Pgs of the 5th International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete. BARCELONA, pp. 561-566, 1993.
- [5] Ghali, A. And Favre, R.: Concrete Structures, Stresses and Deformations. E&FN Spon (Chapman &Hall), London, second edition, 1994.
- [6] Iglesias Pérez, C.: Estudio de efectos diferidos en secciones fisuradas mediante el método multicapa. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 1996.



XVI Curso de Estudios Mayores de la Construcción

Madrid, 23 de Febrero al 25 de Junio de 2004

MASTER NUEVAS TENDENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN

El enfoque por objetivos y prestaciones

Desde el año 1.956 el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, (IETec) viene realizando, a través del Curso de Estudios Mayores de la Construcción, CEMCO, una labor de formación y difusión científico tecnológica en el área de la Construcción y sus Materiales. El programa propuesto para esta nueva edición del curso CEMCO ha sido diseñado para graduados universitarios que se dediquen al sector de la construcción.

Área de Innovación y Reglamentación (del 24 de Febrero al 17 de Marzo)

- S1: Los objetivos y prestaciones en la Edificación. Código Técnico de la Edificación Normativa y Reglamentación
- S2: La innovación en materiales, sistemas y procedimientos constructivos
- S3: La innovación en el proyecto. El enfoque prestacional
- S4: Diseño de Hormigones por prestaciones

Área de Seguridad y Estructuras (del 22 de Marzo al 21 de Abril)

- S5: Análisis de riesgos y fiabilidad estructural. Ingeniería del fuego
- S6: Modelización y Análisis de Estructuras
- S7: Materiales compuestos avanzados en la construcción
- S8: Industrialización y prefabricación de elementos estructurales de hormigón

Área de Vida Útil (del 26 de Abril al 2 de Junio)

- S9: Prestaciones del hormigón armado frente a la durabilidad: Nuevas tendencias y mecanismos de deterioro
- S10: Evaluación de estructuras existentes
- S11: Reparación y refuerzo de estructuras. Soluciones de Intervención
- S12: Patologías frecuentes en la edificación. El problema de la humedad
- S13: La conservación del patrimonio en un entorno sostenible

Área de Habitabilidad y Medio Ambiente (del 7 de Junio al 23 de Junio)

- S14: Los materiales de construcción y la protección del medio ambiente. La industria del cemento
- S15: Habitabilidad en los edificios. Salubridad y Acústica
- S16: La eficiencia energética en la edificación

Más información en <http://www.ietcc.csic.es/cemco/Cemco.html>
e-mail: cemco@ietcc.csic.es



MINISTERIO
DE CIENCIA
Y TECNOLOGÍA

Con la colaboración del
MINISTERIO
DE FOMENTO

Instituto de Ciencias de la
Construcción Eduardo Torroja

Consejo Superior de
Investigaciones Científicas



Hormigones de ejecución especial (seis tipos)

Recomendación E-9 de ACHE y CICCOP

Por: Fernando Hué
Coordinador del Grupo de Trabajo
GT3/2 "Hormigonado no convencional"

La sociedad exige cada vez más una mayor calidad en la construcción. Fruto de esta exigencia es la nueva Ley 38/1999, de 5 de Noviembre, de Ordenación de la Edificación (LOE), que tiene por objeto regular en sus aspectos esenciales el proceso de la edificación con el fin de asegurar la calidad.

ACHE pretende divulgar los aspectos relacionados con el hormigón para contribuir a esta calidad en la construcción. Su Comisión 3 (Ejecución) se ocupa de la ejecución de las estructuras de hormigón para edificación y obra civil, tanto "in situ" como prefabricadas, para conseguir que este proceso se realice adecuadamente y obtener la seguridad, durabilidad y funcionalidad requeridas tanto de la obra final como durante su construcción.

El aumento de la calidad de las obras pasa por la mejor formación técnica de las personas que intervienen en su ejecución, como son encargados, jefes de producción, jefes de obra, e ingenieros de asistencias técnicas. En la construcción el producto fabricado es siempre un prototipo, pues siempre hay aspectos distintos en cada obra. Por ello, los controles de calidad industriales, referidos a procesos muy repetitivos, no son suficientes y se necesita personal con el criterio técnico necesario para resolver imprevistos. Generalmente los esfuerzos por elevar el nivel técnico de las estructuras han estado más dirigidos al proyecto que a la ejecución y las diferentes asociaciones científicas estructurales raramente han publicado documentos dedicados exclusivamente a los aspectos más prácticos de la ejecución.

A finales de Enero de 1999 la Comisión 3 inició la formación de varios Grupos de Trabajo. Dentro de los aspectos de **"ejecución"** se creyó muy conveniente redactar un documento que expusiera unas reglas prácticas básicas para la ejecución de **"hormigones no convencionales"** o especiales, dirigidas a técnicos con experiencia en hormigonados convencionales o normales y que se deben enfrentar a alguna realización especial a la que no están habituados. No se pretendía abarcar de una forma exhaustiva cada tipo de hormigonado, sino exponer unas reglas prácticas básicas y proporcionar una bibliografía para que el técnico pudiera ampliar conocimientos si la complejidad de la obra lo aconsejase.

Es fundamental para la buena realización de una obra conocer de antemano los problemas que se pueden plantear, para poner y tener dispuestos los medios de resolverlos antes de que se presenten, pues la resolución a posteriori de un problema que se presenta sin haberlo previsto conduce, normalmente, a retrasos en la ejecución y, muchas veces, a reparaciones que dejan la obra con algún defecto al menos estético, con un incremento del coste.

Para la elaboración del documento se creó el Grupo de Trabajo GT3/2 denominado "Hormigonado no convencional". Al definir el alcance se detectaron doce tipos de hormigones especiales no convencionales sobre los que convenía dar reglas prácticas de ejecución y se ordenaron según su mayor o menor probabilidad de utilización. Para reducir la extensión del documento se decidió abordar los seis primeros puntos en un primer documento y dejar para un futuro segundo documento, en el que ya se está trabajando, los otros seis tipos de hormigonado menos frecuentes. Por eso se ha denominado "Hormigones de ejecución especial (seis tipos)".

La redacción de cada tipo de hormigonado se encargó a un ponente. La tarea de su selección no fue fácil pues cada uno debía ser un especialista en el tema, conocer los problemas que se presentan en la práctica y tener el interés necesario para dedicar entre sus actividades el tiempo necesario para la elaboración del capítulo asignado.

Este documento presentaba una ventaja con respecto a otros que elabora ACHE. Debido a la independencia de cada uno de los capítulos, excepto los dos primeros que fueron realizados por la misma persona, cada ponente ha podido redactar su tema

sin relación con el trabajo de los demás ponentes, por lo que no ha sido necesario mantener reuniones del grupo para encajar las diferentes partes. El coordinador se ha encargado de darle una cierta uniformidad y ha redactado el capítulo de introducción. Además de los ponentes, otros miembros de la Comisión 3 y algunos expertos han proporcionado sugerencias y comentarios que han servido para perfeccionar el documento.

El capítulo 1 que trata del **hormigonado en tiempo caluroso** y el capítulo 2 que se ocupa del **hormigonado en tiempo frío** son similares de alguna manera, pues se refieren a singularidades causadas por la climatología, aunque sean de sentidos opuestos. El excesivo calor es bastante común en nuestro país, sobre todo en el sur y en verano, pero también el frío excesivo ocurre en invierno con bastante frecuencia en la meseta del norte y en las zonas montañosas, aunque también puede hacer frío en el sur. Tanto el ambiente frío como el caluroso pueden provocar problemas en el curado y en el endurecimiento en las primeras edades del hormigón fresco, problemas que pueden afectar negativamente a las propiedades del hormigón endurecido y a su durabilidad durante su vida útil. El ambiente caluroso puede además provocar problemas en la fabricación y en el transporte. El hormigonado en grandes espesores aumenta los problemas producidos por el ambiente caluroso y, en general, reduce los causados por el ambiente frío.

En el capítulo 3 se expone el **hormigón bombeable**. Aunque hoy día este tipo de hormigonado es bastante convencional, pues es bastante común en las obras la colocación del hormigón por medio del bombeado, por lo general se utilizan hormigones fabricados en centrales que ya tienen experiencia en la dosificación de estos hormigones para el uso al que se les destina. Las dificultades aumentan cuando el bombeo es más especial, por la distancia, la altura, los volúmenes a bombear o el tipo de hormigón a utilizar, o bien porque el hormigón debe ser fabricado en la propia obra. Por ello también es conveniente conocer las particularidades y las reglas prácticas del empleo de estos hormigones.

El capítulo 4 se refiere a **hormigones estructurales arquitectónicos**. El término “arquitectónico” se utiliza para designar hormigones cuyas diferentes soluciones de textura y color pretenden conseguir un aspecto estético definido. A veces se confunde con “hormigón visto”, término más ambiguo y que engloba desde hormigones arquitectónicos propiamente dichos hasta “hormigones visibles”, que son aquellos en los que, sin pretender un determinado efecto estético, se cuida su superficie por estar al alcance de la observación. Las recomendaciones se refieren a un hormigón arquitectónico ejecutado *in situ*. Aunque el hormigón estructural arquitectónico se suele reservar para edificios emblemáticos y obras públicas especiales y tiene un uso restringido en edificación no singular, puede ser necesario colocarlo en pequeñas zonas de obras corrientes. Muchas veces, con pequeñas actuaciones y cuidados en la ejecución, se consiguen los resultados estéticos requeridos y es muy conveniente conocer las reglas prácticas para realizar estas actuaciones.

La aplicación más conocida de los **hormigones proyectados** del capítulo 5 corresponde a la ejecución de revestimientos en túneles, si bien se han visto numerosas aplicaciones en otros campos, tales como estabilización de taludes, pantallas atirantadas en hormigón proyectado, cubiertas laminares, ejecución de obras hidráulicas o refuerzos de muros en rehabilitación. Su gran flexibilidad ha favorecido la creación de nuevas aplicaciones que con toda seguridad, continuará en los próximos años. Una de ellas es la formación de superficies de formas muy diversas con el fin de modelar las atracciones de los parques temáticos, tan extendidos hoy día por todo el país.

Por último, se ha considerado conveniente incluir en el capítulo 6 del documento el **hormigón sumergible**, entendiendo como tal aquel hormigón cuya colocación se realiza bajo carga de agua. Ésta es una técnica que debe emplearse sólo en circunstancias muy especiales, sobre todo si los elementos a construir son de hormigón armado. Antes de decidirse por esta forma de hormigonar, es preferible siempre tratar de efectuar el hormigonado en seco, utilizando diversos procedimientos para poder agotar el agua, como pueden ser el empleo de recintos de tablestacas, utilización de *well points*, pantallas de cemento bentonita o, incluso ir a una prefabricación de los elementos a construir. A pesar de lo dicho, en algunas ocasiones, una vez examinadas todas las posibilidades, es necesario colocar el hormigón bajo el agua. En este caso, es preciso efectuar los trabajos con los mejores métodos posibles, sancionados por la práctica. Tales métodos se exponen en ese capítulo.

El coordinador agradece en primer lugar a los ponentes el esfuerzo empleado en realizar su trabajo y también a todos los demás miembros de la Comisión y de ACHE que han aportado ideas, comentarios, correcciones y fotografías, que han hecho posible que este documento sea una realidad. La Comisión 3 desea y espera que el documento sobre estos **seis tipos de hormigones de ejecución especial**, proporcione a las personas que se dedican expresamente a la ejecución de las obras la información necesaria que facilite la mejora técnica de la construcción, y que sea de gran ayuda para que muchos técnicos puedan afrontar una obra especial, sabiendo el camino que deben seguir, los obstáculos que se pueden encontrar y cómo se consigue evitarlos.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter trimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relaciones seguidamente:

Nombre

NIF..... Calle

Ciudad..... Código Postal..... País

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas)

Teléfono..... Fax..... E-mail

☐ desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de ☐ solicita más información sobre la modalidad de Miembro

☐ Estudiante ☐ Personal ☐ Colectivo ☐ Protector ☐ Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular

NIF

Código cuenta cliente: Banco Sucursal..... Dígitos control

Número cuenta



ESPAÑA

ACEROS PARA LA CONSTRUCCIÓN, S.A.–Illescas (Toledo).
ACS, Proyectos, Obras y Construcciones, S.A.–Madrid.
AEPO, S.A.–Madrid.
AGENCIA VALENCIANA DEL TURISME.–Servicio de Estudios.Valencia.
AIDICO.–Paterna (Valencia).
ANCLAJES Y FORMACIONES EN ROCA, S.L (ANFOR).–Sta. Eulalia de de Roçana (Barcelona).
ANEFA –Asociación Nacional de Fabricantes de Árido.–Madrid.
APC AUTOMATIZACIÓN PROCESOS CONSTRUCTIVOS, S.A.–Madrid.
ÁREA DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS.–Universidad de Málaga.–Málaga.
ÁREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS DEMARCACIO.–Oviedo.
ASOCIACIÓN NACIONAL INDUSTRIALES FERRALLA.–Madrid.
ASOCIACIÓN NACIONAL DE FABRICANTES CON SELLO CIETAN.–Madrid.
ASSOCIACIO D'ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.–Biblioteca.–Barcelona.
BIBLIOTECA UNIVERSITARIA DE ZARAGOZA.–Zaragoza
ATECO, S.L.–Zaragoza.
BUREAU VERITAS ESPAÑOL, S.A.–Alcobendas (Madrid)
CASTRO HERMANOS, S.L.–Mislata (Valencia).
CENTRO ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCT. S.A.–Oviedo
CENTRO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A. (CADESA)–Oviedo.
CETRES ENGINYERS, S.L.–Barcelona.
CIBO, S.A.–Liria (Valencia).
CM ARQUITECTURA, INGENIERÍA, URBANISMO Y MEDIO AMBIENTE, S.L.–Valencia
COLEGIO DE ARQUITECTOS VASCO NAVARRO.–Donostia.
COLEGIO OF. A.A.T. DE BARCELONA.–Barcelona.
COLEGIO OFICIAL ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.–Delegación en Vizcaya.–Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS DE MURCIA.–Murcia
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS BALEARES.–Biblioteca.–Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL INGENEROS INDUSTRIALES MADRID.–Madrid.
CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES.–Sevilla.
CONSEJO SUPERIOR COLEGIOS DE ARQUITECTOS ESPAÑA.–Madrid.
CONSORCI ESCOLA INDUSTRIAL DE BARCELONA.–Barcelona.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.–Madrid.
CONSULTOR DE INGENIERÍA CIVIL, S.A.–Barcelona.
COPUT-D.GRAL. ARQUITECTURA Y VIV.–Valencia.
CPV-CEP IBÉRICA.–Madrid.
DEPARTAMENTO ESTRUCTURAS E.U.A.T. UNIVERSIDAD DE VALENCIA.–Valencia.
DÍAZ DE SANTOS, S.A.–Madrid.
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS.–San Sebastián.
DPTO. DE INGENIERÍA INDUSTRIAL E INGENIERÍA CIVIL.–E.T. Superior.–Algeciras (Cádiz)
DPTO. INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN.–Universidad de Alicante.–Alicante.
DPTO. RESISTENCIAS DE MATERIALES, ESTRUCTURAS.–Univ. Valladolid.–Valladolid

DPTO.INGEN.CONSTRUCCIÓN E.U.ARQUITECTURA TÉCNICA.–Univ. de La Laguna (Tenerife).

DYG SOCIEDAD CIVIL.–Sevilla.

E.T. SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Biblioteca.–Valladolid.

E.T.S. ARQUITECTURA DE VALENCIA.–Valencia.

E.T.S. ARQUITECTURA LA CORUÑA.–Biblioteca Central-Adquisiciones.–La Coruña

E.T.S. ARQUITECTURA MADRID.–Biblioteca.–Madrid.

E.T.S. ARQUITECTURA MADRID DEPART.STRUCT. EDIFICA.–Madrid.

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE NAVARRA.–Pamplona.

E.T.S. DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECO.–Univ. País Vasco-Biblioteca.–Bilbao.

E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS-UPC.–Sec. Camins.–Barcelona

E.T.S. INGENIEROS INDUSTRIALES DE VALENCIA.–Valencia.

E.U. ARQUITECTURA TÉCNICA DE MADRID.–Madrid.

E.U. DE ARQUITECTURA TÉCNICA.–Univ. de La Laguna.–La Laguna (Tenerife).

E.U. DE INGENIERÍA TÉCNICA MINERA.–Biblioteca.–León.

EBSCO/UNIVERSIDAD DE SEVILLA.–Arroyo de la Vega (Madrid).

EBSCO-MADRID ZE-09996.–Madrid.

ENRESA.–Madrid

ESBCO/UNIVERSIDAD DE SEVILLA.–Arroyo de la Vega (Madrid)

ESCOLA TÉC. SUP. D'ARQUITECTURA DEL VALLÉS.–Biblioteca.–S. Cugat del Vallés (Barcelona).

ESCOLA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA BARCELONA.–Biblioteca.–Barcelona.

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA.–Biblioteca.–Barcelona.

ESCUELA UNIVERSITARIA ARQUITECTURA TÉCNICA.–Biblioteca Central-Adquisiciones.–La Coruña.

ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TÉCNICA.–Biblioteca.–Madrid.

ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA DE CÓRDOBA.–Córdoba.

ESCUELA UNIVERSITARIA POLITÉCNICA DE MANRESA.–Biblioteca.–Manresa (Barcelona).

ESTUDIO DE INGENIERÍA DYNAMIS.–Santander.

EUROESTUDIOS, S.L.–Madrid.

FHECOR INGENIEROS CONSULTORES, S.A.–Madrid.

FOMENTO CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Valencia.

FUNDACIÓN DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.

GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURAS DE ANDALUCÍA, S.A.–Sevilla.

GINPRO, S.A.–Pozuelo de Alarcón (Madrid).

HORMADISA, S.L.–Valga (Pontevedra).

HORMIGONES Y MINAS, S.A.–Málaga.

HORMIPRESA CENTRO.–Madrid.

HORMIPRESA. Hormigones Prefabricados España, S.A.–Sta. Coloma de Queralt.

IBERDROLA, INGENIERÍA Y CONSULTORÍA.–Madrid.

IBÉRICA ESTUDIOS INGENIERÍA, S.A.–Madrid.

IDEAM, S.A.–Madrid.

INARA INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.L.–San Juan (Alicante).

INARGEST, S.L.–Bilbao.

INDAG, S.A.–Madrid.

INGENIERÍA DE PUENTES Y AUTOPISTAS, S.A.–Barcelona.

INGENIERÍA DEL METAL, S.L.–San Vicente.

INGENIERÍA DÍEZ CISNEROS, S.A.–Valencia.

INGENIERÍA GARCÍA VILLANUEVA, S.L.–Algeciras (Cádiz).

INGENIERÍA Y ECONOMÍA DEL TRANSPORTE, S.A (INECO).—Madrid.
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Madrid.
 INOCSA INGENIERÍA, S.L.—Madrid.
 JUNTA CASTILLA Y LEÓN. Consejería Fomento.—Servicio Tecnol. Inform.—Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN. Dirección Gral. Carreteras.—Servicio de Gestión.—Valladolid.
 LABORATORIO GEOCISA.—Coslada (Madrid).
 LABORATORIO INGENIEROS EJÉRCITO.—Madrid.
 LABORATORIOS PROYEX, S.A.—Utebo (Zaragoza).
 LUIS BATALLA, S.A.—Castellón de la Plana.
 MINISTERIO DE FOMENTO. Subdirección Gral. Arquitectura.—Madrid.
 NORTEN Prefabricados de Hormigón, S.L.—Arrakaldo (Vizcaya).
 OFICEMEN.—Madrid.
 POLITÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.A.—Barcelona.
 PONDIO INGENIEROS, S.L.—Madrid.
 POSTES NERVIÓN, S.A.—Bilbao.
 PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
 PREFABRICADOS CEMENTO, S.A.—León.
 PREFABRICADOS LA MANCHA, S.L.—Seseña (Toledo).
 PREINDUSTRIALIZADOS PRETENSADOS DE LEVANTE.—Buñol (Valencia).
 PROBISA, TECNOLOGÍA Y CONSTRUCCIÓN, S.A.—Valladolid.
 PUENTES Y CALZADAS, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
 RIOJANA DE PREFABRICADOS DEL HORMIGÓN, S.L.—Logroño.
 RUBIERA BURGOS, S.A.—Burgos.
 RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.—León.
 S.A.E. TUBO FABREGA.—Madrid.
 SECRETARIA GENERAL TÉCNICA. Subdirección Gral Norma. Ministerio Fomento.—Madrid.
 SEOPAN.—Madrid.
 SESTRA, S.A.—Donostia.
 SPAN-DECK CATALANA, S.A.—El Bruc (Barcelona).
 TÉCNICA Y PROYECTOS, S.A.—Madrid.
 TECNOLOGÍAS MECÁNICAS DE CONSTRUCCIÓN, S.A.—Madrid.
 TERRATEST TÉCNICAS ESPECIALES, S.A.—Madrid.
 TIGNUS, S.A.—COMERCIALES LUZ.—Valencia.
 TRAZAS INGENIERÍA, S.L.—Sta. Cruz de Tenerife.
 TUBERÍAS Y PREFABRICADOS, S.A.—Luceni
 TZ INGENIERÍA MÁLAGA, S.L.—San Pedro de Alcántara (Málaga)
 UNIV. CASTILLA-LA MANCHA. Biblioteca General Ciudad Real.—Ciudad Real.
 UNIV. GRANADA. E.A.T. Politécnica.—Biblioteca.—Granada.
 UNIVERSIDAD CANTABRIA.—Periódicas.—Santander.
 UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.—Hemeroteca.—Albacete.
 UNIVERSIDAD DE ALICANTE.—S. Vicente Rapeig (Alicante).
 UNIVERSIDAD DE BURGOS.—Burgos.
 UNIVERSIDAD DE CÁDIZ E.U. POLITÉCNICA.—Algeciras (Cádiz).
 UNIVERSIDAD DE HUELVA.—Huelva.
 UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—La Coruña.
 UNIVERSIDAD DE LA RIOJA.—Logroño.
 UNIVERSIDAD DE VIGO.—Vigo (Pontevedra).
 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA VALENCIA.—Valencia.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA VALENCIA.–Valencia.
UNIVERSIDAD PÚBLICA DE NAVARRA.–Pamplona (Navarra).
UNIVERSIDAD SEK (C.E.I.A.).–Segovia.
UNIVERSITAT DE GIRONA.–Girona.
UNIVERSITAT DE LLEIDA.–Lleida.
URCI CONSULTORES, S.L.–Almería.
V.S. INGENIERÍA Y URBANISMO, S.L.–Sevilla.
VALLADARES INGENIERÍA, S.L.–Madrid.
VORSEVI, S.A. INGENIERIA Y CONTROL DE CALIDAD.–Pañoleta-Camas (Sevilla).

EXTRANJERO

AIG/ENGINEERING.–The Netherlands.–Holanda.
LABORATORIO ENGENHARIA ANGOLA.–Rep. P. Angola.
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR. Biblioteca Central.–Quito (Ecuador).
PRETENZA, LTDA.–La Paz (Bolivia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. N. 71898883.–Netherlands. Holanda.
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. N. 70282765.–Netherlands. Holanda.
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE. N. 72616776.–Netherlands. Holanda.
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca recinto universitario.–Mayaguez (USA).
UNIVERSIDAD NACIONAL ANDRÉS BELLO. Biblioteca central.–Santiago (Chile).

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.—Avda. Parc Logístic, 12-20 (zona Franca) 08040 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS INDUSTRIAL, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

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, 2ª 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 - 3ª - 1ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

O.H.L.—Gobelos, 35-37. 28023 Madrid.

PACADAR, S.A.—Arturo Soria, 336 - 7ª planta. 28033 Madrid.

PERI, S.A.U.—Camino de Malatones, km. 0,500. 28110 Algete (Madrid).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.—Ap. 11. Polígono Industrial Las Gándaras. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROES, S.A.—Estébanez Calderón, 5 - 1ª planta. 28020 Madrid.

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.—Ribera del Loira, 42 - Edificio 3 - planta 1ª. 28042 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.—Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

VSL IBÉRICA, S.A.—Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar 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.