

H A

HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

octubre-diciembre 2014 | volumen 65 - número 274



HA SUMARIO

C O N T E N I D O S

Viaducto de Trapagaran <i>Trapagaran Viaduct</i> Jordi Revoltós Fort, José Antonio Llombart Jaques, Juliana Fernández Vega	233
Un modelo unificado de resistencia a flexión y cortante de vigas esbeltas de hormigón armado bajo cargas puntuales y repartidas <i>A unified shear-flexural strength model for slender reinforced concrete beams under concentrated and distributed loads</i> Antonio Marí, Antoni Cladera, Jesús Bairán, Eva Oller, Carlos Ribas	247
Diseño óptimo de dovelas de hormigón reforzado con fibras para el revestimiento de túneles <i>Optimal design of precast fibre reinforced concrete segments for tunnel support</i> Albert de la Fuente, Ana Blanco, Pablo Pujadas, Antonio Aguado	267
Nueva pasarela en la Reserva de la Biosfera de Urdaibai <i>New footbridge in Urdaibai Biosphere Reserve</i> Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri, Jose Antonio Crespo Martínez, Domingo Lorenzo Esperante	281
Otras informaciones	
Premio Nacional de Ingeniería Civil 2014	290
Eurocódigos Estructurales:	
Ejemplo 2: Cortante en sección rectangular según EN 1992-1-1	I
Ejemplo 3: Cortante con torsión en sección rectangular según EN 1992-1-1	IV



ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya



CrossMark

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 65 (2014) 233–245



www.e-ache.com

Viaducto de Trapagaran

Trapagaran Viaduct

Jordi Revoltós Fort^{a,*}, José Antonio Llombart Jaques^a y Juliana Fernández Vega^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA), Madrid, España

^b Ingeniera Civil, Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA), Madrid, España

Recibido el 23 de diciembre de 2013; aceptado el 27 de mayo de 2014

Disponible en Internet el 19 de febrero de 2015

Resumen

El viaducto de Trapagaran se divide en tres partes: viaducto principal, viaducto de acceso y zona de transición. El viaducto principal tiene una longitud de 670 m y vanos de 125 m. Consta de una sección cajón de hormigón pretensado de 35,60 m de ancho y canto de 5,90 m. El viaducto de acceso está formado por cuatro estructuras separadas, con luces que alcanzan los 86 m. Cada uno de los tableros está compuesto por una viga cajón mixta de 3,50 m de canto. Los cuatro ramales convergen en la zona de transición que presenta una geometría compleja. La zona de transición es una estructura de hormigón pretensado de unos 60 m de luz ejecutada sobre cimbra.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Avance en voladizo; Sección evolutiva; Construcción mixta; Geometría compleja; Cimbra

Abstract

The Trapagaran viaduct was divided into three parts: main viaduct, access viaduct and transition area. The main viaduct is 670 m long with 125 m spans. It is formed by a 35.60 m wide, 5.90 m deep prestressed concrete box cross section. The access viaduct is formed by four separate structures with spans reaching 86 m. Each of the decks is made up of a composite 3.50 m deep box girder. The four branches converge in the transition area displaying complex geometry. The transition area is a prestressed concrete structure of approximately 60 m in span executed on falsework.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cantilever method; Evolutive cross section; Composite construction; Complex geometry; Falsework

1. Introducción

El viaducto de Trapagaran se integra en las obras de la Variante Sur Metropolitana (VSM) de Bilbao y sirve de elemento de conexión entre el enlace con la A-8 y el tramo de inicio del tronco de la VSM. Dadas las dimensiones y características del viaducto, así como los obstáculos inferiores sobre los que cruza, se trata de una obra singular para la que se ha propuesto una solución adecuada a su trascendencia estructural y estética y a su integración en el entorno.

2. Condicionantes de diseño

Los condicionantes de diseño para el viaducto de Trapagaran son múltiples y abarcan desde el trazado mismo de la VSM, a las afecciones a edificaciones y a viales existentes, a la estética de la estructura, al plazo de ejecución y costes. En los apartados siguientes se describen detalladamente dichos condicionantes.

2.1. Trazado

El viaducto, de 995 m de longitud, se inicia en el enlace de Trapagaran, recogiendo el tronco de la autopista y diversos ramales del mismo, para ascender con una sola plataforma de gran dimensión por encima del barrio de Trapagaran-Causo hacia el

Véase contenido relacionado en DOI:

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.10.003>

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jrevoltos@eipsa.net (J. Revoltós Fort).

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.10.002>

0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.



Figura 1. Imagen virtual de la zona del viaducto.

área de peaje. Este trazado genera 3 partes diferenciadas para el viaducto (fig. 1):

- El viaducto de acceso, donde cada uno de los 4 ramales del enlace converge en tableros distintos.
- El tramo de transición, situado entre el viaducto principal y el tramo de acceso, donde dichos ramales confluyen para juntarse en un único tablero.
- El viaducto principal, donde las 3 calzadas distintas de la VSM discurren en un único tablero de gran anchura.

En la zona del viaducto principal, la VSM discurre en curva y contracurva, encadenándose hasta 7 alineaciones distintas dentro de la estructura. Las curvaturas dispuestas tienen unos radios mínimos de 500 m. Debido a la existencia de fuertes radios de curvatura, el peralte transversal alcanza en algunas zonas el 8%. La altura máxima del tablero sobre el terreno natural es de unos 42 m. El tronco de la VSM, sobre el viaducto principal, consta de 3 calzadas distintas: 2 descendentes de 9,50 m y una ascendente de 13,50 m, por lo que el ancho total del tablero alcanza los 35,60 m, incluyendo barreras y pretilas.

En el viaducto de acceso, los cruces de los distintos ramales sobre los viales de la A-8 discurren en curva y con un fuerte esviaje. Además, la existencia de tráfico en la A-8, que pasa por debajo del tablero del viaducto, ha obligado a escoger una adecuada tipología estructural del conjunto, de tal forma que la construcción afectase lo menos posible a dicho tráfico.

2.2. Afecciones

En la zona del viaducto, la VSM debe salvar sucesivamente la línea de ferrocarril Bilbao-Muskiz y las carreteras BI-745,

BI-3746 y N-634. Además, el viaducto discurre por una zona industrial. Por lo tanto, se han ubicado las pilas tendiendo a preservar al máximo las edificaciones existentes. Se ha escogido un procedimiento constructivo apropiado para minimizar, en la medida de lo posible, cualquier afección a las actividades de dichas industrias. Teniendo en cuenta la existencia de los obstáculos inferiores de la zona, en el diseño del viaducto principal se ha estimado conveniente disponer vanos de 125 m de luz.

2.3. Estética

La altura a la que discurre, sus dimensiones y su cercanía a la A-8 hacen que su nivel de exposición visual sea muy elevado, por lo que se ha requerido el diseño de un viaducto elegante, integrado en el entorno, a la vez que se ha evitado la disposición de estructuras pesadas, impactantes o intrusivas.

2.4. Construcción

Debido a los múltiples obstáculos inferiores que se han enumerado anteriormente, ya sean viales o edificaciones, la construcción del tablero debía efectuarse, en la mayor parte del viaducto, desde la propia estructura. El sistema constructivo tenía que ser el adecuado a los rangos de luces dispuestos en el viaducto principal, y a las curvaturas variables en planta.

Por último, la construcción de todo el viaducto debía hacerse en un plazo no superior a los 32 meses, para no comprometer la fecha de inauguración de toda la VSM.

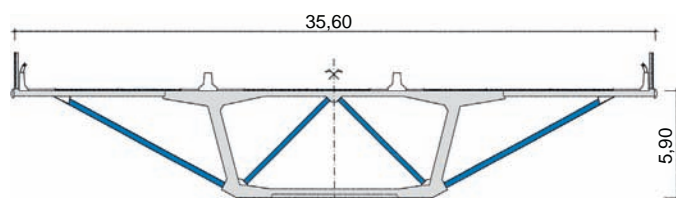


Figura 2. Sección transversal del tablero.

2.5. Economía

Si bien se pretendía diseñar un viaducto elegante y estético, el coste final de la estructura debía estar dentro de los ratios razonables por metro cuadrado que se manejan para viaductos de esta categoría.

3. Criterios iniciales del diseño

El primer criterio inicial de diseño está basado en la voluntad de minimizar las afecciones a las edificaciones y empresas ubicadas en la zona industrial. Ello ha motivado la elección de un tablero único (fig. 2), de 35,60 m de ancho, apoyado en pilas de un solo fuste para el viaducto principal. La magnitud de dicho ancho sobrepasa con mucho los valores usuales para viaductos de tablero único con 3 carriles por calzada cuyo valor se establece normalmente en el entorno de los 26 m (ver referencias [1,2,3]). La sección de estos tableros se define por lo general con un núcleo o cajón resistente y por unos amplios voladizos laterales apoyados en jabalcones o en costillas.

Los anchos que superan los 30 m se suelen resolver para viaductos convencionales mediante la yuxtaposición de distintos nervios o cajones equivalentes a un ancho de tablero normal de 10 o 12 m. Normalmente, estos anchos se corresponden a grandes viaductos colgantes o atirantados cuya sustentación se efectúa en los 2 bordes del tablero. Dicha sustentación lateral obliga a definir una sección transversal formada por una celosía o por un cajón multicelular. Es por ello que, en fase de proyecto, la elección para el tablero de un esquema tipo viga con un solo nervio suponía un reto de partida importante.

Entre las referencias clásicas de viaductos tipo viga, de hormigón pretensado de gran ancho resueltos con un solo nervio, cabe citar el viaducto de Kochertal, de 31,00 m, y el de Felsenau, de 26,20 m (tabla 1).

El segundo criterio inicial adoptado para el diseño del viaducto fue que, a pesar de su complejidad geométrica y de la variabilidad que el trazado imponía, no se debía diseñar cada

parte de forma separada e independiente, sino que el conjunto debía mostrar una imagen con una cierta unidad formal a lo largo de todo el viaducto.

4. Tablero del viaducto principal

4.1. Descripción general

El tablero del viaducto principal es una viga continua de 670 m de longitud, dividida en 4 vanos centrales de 125 m de luz y 2 extremos de 90 y 80 m.

Como ya se ha mencionado anteriormente, el tablero tiene un ancho de 35,60 m y da cabida a 3 calzadas distintas: 2 ascendentes de 2 carriles y arcenes, de 9,50 m, y una descendente de 3 carriles y de 13,50 m de ancho. Entre ellas se disponen barreras rígidas de 0,60 m de ancho, mientras que en sus extremos se disponen pretiles de alta seguridad de 0,50 m de ancho. En la parte inicial, cerca de la zona de transición, se produce una ligera variación del ancho hasta alcanzar los 36,34 m, que se ha resuelto variando la longitud de los voladizos laterales.

La estructura del tablero se ha resuelto mediante la existencia de un solo cajón o núcleo resistente de hormigón pretensado que, con un canto constante de 5,90 m, se adapta perfectamente a las variaciones de curvatura y de peralte. El cajón central tiene un ancho superior de 19,00 m, completado por unos voladizos laterales apoyados en jabalcones transversales (fig. 3). Las almas del cajón tienen un espesor de 0,60 m en la mayor parte de los vanos y aumentan hasta 0,90 m cerca de las zonas de apoyo en pilas.

El uso de jabalcones laterales no solo permite alcanzar grandes voladizos laterales, sino que crea unos planos laterales inclinados que disimulan la magnitud del canto total del tablero. Además, los jabalcones exteriores establecen una triangulación de la sección transversal que tiene continuidad dentro del cajón con otros tubos metálicos. Dicha triangulación permite acortar las luces transversales de la tabla superior y facilita la disposición de una losa inferior de reducido espesor.

La construcción del tablero se realiza en 2 fases. En la primera fase se construye el núcleo de la sección (de 19,0 m de ancho) por voladizos sucesivos, avanzando simétricamente desde las pilas (figs. 4 y 5). Únicamente los 30 primeros metros y los últimos 20 m de los vanos extremos respectivos del tablero principal



Figura 3. Imagen virtual de la sección del viaducto principal.

Tabla 1
Tableros anchos en viaductos tipo viga con cajón monocelular de hormigón pretensado

Viaducto	Ancho (m)	Luz (m)	Año
IV cinturón Zaragoza [1]	26,60	92,00	2008
Montabliz [2]	26,10	175,00	2008
Kochertal [4]	31,00	138,00	1979
Felsenau [3]	26,20	156,00	1975
Trapagaran	35,60	125,00	2010



Figuras 4 y 5. Vistas de la construcción del núcleo por voladizos sucesivos.

se han construido con cimbra apoyada en el terreno. Todas las dovelas tienen una longitud de 5,00 m, siguiendo el ritmo que marcan los jabalcones laterales.

A pesar de disponer una luz de 125 m y de usar el método de voladizos sucesivos, se ha dispuesto canto constante con el objeto de ofrecer una buena visión del viaducto, mucho mejor adaptada a los cambios de curvatura y de peraltes del tramo que los que presentaría una solución típica de canto variable.

La parte inferior del núcleo tiene unas nervaduras transversales, coincidentes con los frentes de dovela, a modo de prolongación del apoyo de los jabalcones, que proporcionan un aspecto de artesanado de la cara inferior del tablero. El espesor de la tabla inferior es de 0,30 m y aumenta hasta 1,20 m en la sección de pilas. En todo momento se ha buscado privilegiar el aspecto inferior de viaducto, puesto que las visuales que se tienen de él son principalmente desde la zona industrial, es decir, desde abajo (fig. 6).

Una vez completada la viga continua que constituye el núcleo, se montan a ambos lados, mediante grúas que circulan sobre el propio tablero, los jabalcones laterales y las prelosas hasta alcanzar el ancho total de 35,60 m.



Figura 6. Vista general del viaducto principal.

4.2. Pretensado

El pretensado longitudinal del viaducto principal se descompone en 4 familias por la tabla superior y una por la tabla inferior (fig. 7). Las 3 primeras familias se disponen de acuerdo con las exigencias estructurales propias del avance en voladizo:

- La familia A está formada por 48 tendones de 25T15 por cada doble voladizo.
- La familia B es un refuerzo de 6 tendones de 37T15 dispuestos en las zonas de almas para las primeras dovelas.
- La familia C está formada por 20 tendones de 13T15 que anclan en la zona del nervio central que sirve de apoyo a los tubos interiores.

La cuarta familia de pretensado superior D está formada por 16 tendones de 24T15 que se anclan en resaltes dispuestos en la tabla superior en las 3 primeras dovelas. Siendo conscientes de la dificultad que a nivel de encofrado de la tabla superior suponen estos resaltes, se han diseñado todos en idéntica posición y con las mismas dimensiones.

Los tendones de la familia D se tesan una vez se han completado los 35,60 m de ancho de la sección transversal del tablero. En secciones evolutivas se suele disponer un pretensado exterior poligonal de continuidad, una vez se ha completado la construcción, con el fin de transmitir una compresión uniforme a toda la sección. Sin embargo, en este viaducto se ha optado por prescindir del pretensado exterior, debido a la existencia de jabalcones interiores inclinados que hubiese dificultado su trazado en gran medida.

El pretensado de continuidad de la tabla inferior está formado por 32 tendones de 19T15 en los vanos centrales y por 24 y 16 tendones de 19T15 en el primer y último vano, respectivamente.

El pretensado transversal está formado por 4 tendones adherentes de 4T15 por cada dovela de 5,00 m, que cubren todo el ancho del tablero. Tienen vaina plana y sus anclajes están colocados en las prelosas prefabricadas.

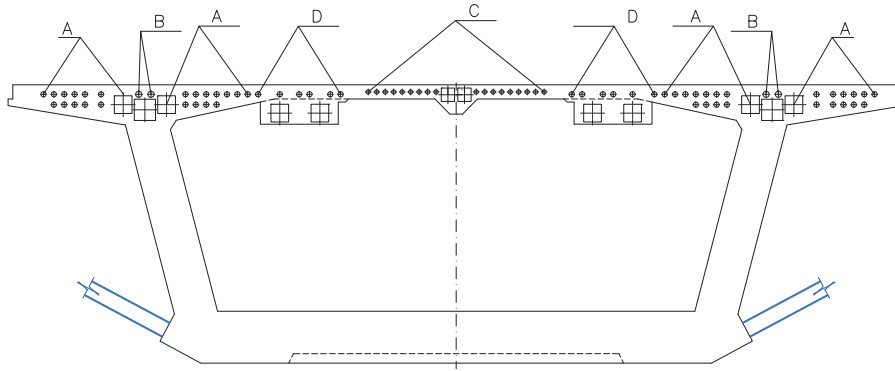


Figura 7. Pretensado en viaducto principal. Sección en frente de dovela cero.

Los tendones de pretensado con vainas planas se utilizan frecuentemente en forjados de edificación, debido a que reúnen las ventajas del pretensado adherente y las reducidas dimensiones verticales de los monotorones no adherentes. En el caso del viaducto de Trapagaran, debido al carácter evolutivo de la sección transversal, resultaba apropiada la colocación de dichos tendones, si bien sin enfilar en primera fase, contrariamente a lo que ocurre en edificación. Sabedores de la fragilidad de las vainas planas, muy sensibles a las pisadas y a los impactos susceptibles de producirse durante las labores de hormigonado, estas se montaron en obra con 2 redondos de respaldo de 20 mm y con 4 torones de sacrificio más cortos y pre-enfilados que se usaban de una dovela a otra. Estas medidas preservaron en gran parte la integridad de las vainas. Sin embargo, a pesar de ello se produjeron algunos daños que obligaron a reparar las vainas que se habían obturado o aplastado, con las consiguientes operaciones de picado de la losa. De la experiencia se deduce que es preferible aumentar unos pocos centímetros los espesores de las losas y usar tendones con vainas circulares.

4.3. Construcción del núcleo

La construcción del núcleo se inició por la ejecución de las dovelas cero sobre pilas, cuya longitud es de 10 m. Para ello se emplearon unas consolas que se apoyaban en unos cajeados dejados en cabeza de pila (fig. 8). El plazo de ejecución de estas dovelas fue de 6-7 semanas.

Para ejecutar los voladizos se emplearon 3 parejas de carros de avance de 350 t de capacidad. Normalmente se obtuvo un rendimiento de un par de dovelas a la semana por pareja de carros. Sin embargo, en épocas del año favorables a nivel climatológico, se alcanzaron rendimientos de 3 pares de dovelas cada 2 semanas por pareja de carros. Para la ejecución de las dovelas de cierre se necesitaron de 2 a 3 semanas.

Las dovelas se construyeron sin los jabalcones interiores. Estos se colocaron posteriormente para no dificultar las maniobras de los carros de avance. Para ello, la losa superior del cajón se diseñó con la capacidad resistente suficiente a flexión para soportar las acciones de peso propio y de sobrecargas de construcción con la luz transversal determinada por la distancia entre almas del cajón.

4.4. Voladizos laterales

4.4.1. Jabalcones exteriores

Los jabalcones exteriores son unos pórticos metálicos que están recubiertos exteriormente por una chapa de 6 mm de espesor con una abertura en forma de parábola para mejorar su aspecto estético (figs. 9, 10 y 11). Se decidió expresamente que fuesen metálicos para conseguir, con su textura y color, un efecto de unidad formal a lo largo de todo el viaducto, incluyendo viaducto de transición y viaducto de acceso. Además, en la zona del viaducto principal, su contraste con el hormigón rompe la monotonía de un ancho excesivo y aligera la vista inferior del tablero. Los jabalcones tienen un esquema estructural de pórtico y se disponen por módulos de 5,00 m de ancho y 10,60 m de largo. Sus jambas están compuestas por tubos cuadrados huecos de $300 \times 300 \times 12$ mm separados 4,40 m entre sí. El dintel es una viga con forma triangular que queda oculta por el plano que genera la chapa decorativa. No se ha establecido continuidad entre los dinteles de pórticos consecutivos.

Para industrializar su producción y facilitar su replanteo, todos los pórticos tienen el mismo intereje a lo largo del viaducto, independientemente de que estén en el interior o en el exterior de la curva. Es por ello por lo que la chapa decorativa tiene dimensiones variables con el fin de conseguir una ranura



Figura 8. Plataformas de trabajo de dovela cero.



Figura 9. Viaducto principal. Vista inferior de los jabalcones durante montaje.



Figura 12. Viaducto principal. Vista inferior.



Figuras 10 y 11. Viaducto principal. Vista lateral y frontal de los jabalcones.

visual entre jabalcones de dimensiones semejantes a lo largo de todo el puente.

En las zonas de peralte constante las caras inferiores de las jambas y del travesaño están en un mismo plano. Sin embargo, en las zonas de transición de peralte se ha dispuesto una ligera distorsión de dicho marco desplazando el extremo de una de las patas 40 mm con respecto de la otra. La inserción de un elemento plano de estas dimensiones es geoméricamente incompatible con una variación de peralte. En caso de no haberse dispuesto dicha distorsión, se hubiese observado un tecleo entre los bordes superiores de pórticos de jabalcones contiguos.

Cabe destacar que la consideración de estas medidas, unidas a la eficaz labor de definición geométrica del taller metálico y a la meticulosa colocación por parte del equipo de obra, ha permitido un acabado excelente (fig. 12).

La conexión entre jabalcones y la losa superior se ha efectuado mediante pernos tipo Nelson. Estos pernos se han replanteado de forma que librasen los nervios y las armaduras de las prelosas.

4.4.2. Sistema de sujeción de jabalcones

Durante la construcción, cada pórtico se sostiene provisionalmente, en su parte superior, mediante 2 barras pasivas que se anclan en unos cartabones metálicos y en unas piezas metálicas cosidas a unos tacos de hormigón que sobresalen del núcleo del tablero (fig. 13). Las barras son de acero recocido de calidad F-1252, de 36 mm de diámetro. Dichas barras se han separado de la fibra superior del tablero para facilitar la colocación de las prelosas (fig. 14). Las barras de sujeción, así como las piezas metálicas de unión al tablero, se han ido reaprovechando a lo largo de la construcción de la totalidad del tablero.

En su parte inferior, los jabalcones disponen de un dado de metal que se introduce en un cuadrado hueco dejado en el núcleo del cajón. Para asegurar un buen contacto en la parte inferior de las patas, la chapa de apoyo se unta de resina epoxi poco antes de su colocación.



Figura 13. Viaducto principal. Tacos de sujeción en núcleo.

4.4.3. Prelosas

Sobre cada jабalcon, y sobre una pequeña ménsula dejada en el núcleo, apoyan transversalmente 2 prelosas nervadas de 2,50 m de ancho y 8,40 m de largo. Las prelosas llevan incorporados los anclajes del pretensado transversal y todos los elementos embebidos necesarios para la seguridad durante la construcción.

La distancia vertical dejada entre los jабalcones y las barras de sujeción provisional, así como un análisis previo de todas las posibles interferencias geométricas, ha permitido una rápida y sencilla colocación de las prelosas.

Una vez ferrallada y hormigonada la losa de los voladizos laterales, se tesan los tendones de pretensado transversal constituidos por 4 unidades de 4T15 por pórtico. Dichos tendones cubren todo el ancho del tablero. El espesor final de la losa de voladizos es de 0,30 m.

Una vez realizado el pretensado transversal, se destensan las barras de sujeción, se cortan los cartabones metálicos que sobresalen del jабalcon y se demuelen los tacos de hormigón dispuestos en el núcleo del tablero.

4.4.4. Montaje y rendimientos

El montaje de la totalidad de los jабalcones se ha efectuado con una sola grúa y con la ayuda de un camión provisto con una plataforma articulada, que ha permitido el acceso a la base del cajón. Ambos vehículos han circulado sobre el núcleo del



Figura 14. Viaducto principal. Prelosas colocadas.



Figura 15. Viaducto principal. Montaje de jабalcones.

tablero, previamente construido, con lo que esta segunda fase no ha generado apenas afecciones al tráfico inferior ni a las actividades de las industrias vecinas (fig. 15).

Para la colocación de los jабalcones se ha alcanzado un rendimiento de 8 unidades al día, mientras que para las prelosas se han llegado a colocar entre 30 y 40 unidades por día.

El hormigonado de la losa de voladizos se ha realizado en tramos de 40 m de longitud una vez dispuesto el ferrallado y enfilados los tendones de pretensado transversal.

5. Tablero de viaducto de acceso

En el viaducto de acceso, los cruces de los distintos ramales sobre los viales de la A-8 se producen en curva y con un fuerte esviaje, lo cual obliga a disponer luces superiores a los 70 m. Por otro lado, el tráfico existente en la A-8 ha motivado la elección de una tipología de tablero cuya construcción afectase lo menos posible al tráfico de la autopista en servicio. Es por ello que se ha optado por una tipología de tableros mixtos para esta zona.

El viaducto de acceso está formado por 4 ramales distintos con la siguiente relación de anchos y luces:

- Ramal A. Ancho = var. 11,80 a 17,40 m. Luces = 56,71 + 79,23 + 76,98 + 59,25.
- Ramal B. Ancho = 11,50 m. Luces = 37,99 + 77,04 + 52,26 + 59,80.
- Ramal C. Ancho = 11,50 m. Luces = 42,02 + 86,43 + 43,47 + 53,50 + 60,25.
- Ramal D. Ancho = 7,80 m. Luces = 54,57 + 61,10.

Para los 4 ramales de las luces indicadas, la correspondiente al último vano y los 12 m anteriores pertenecen a la denominada

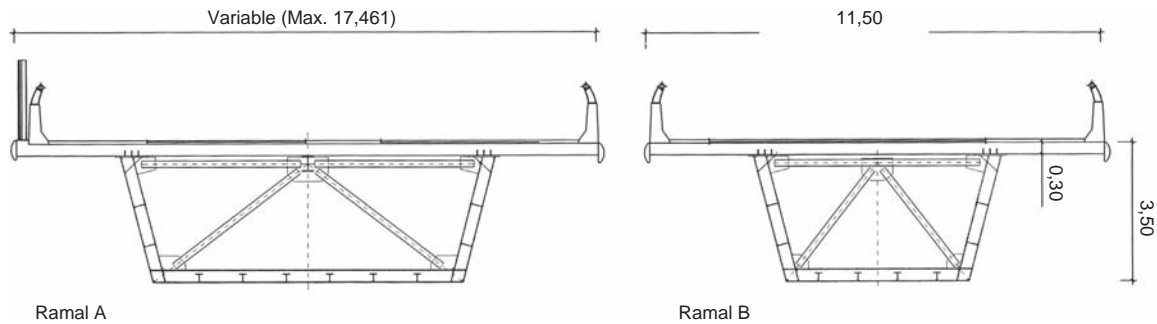


Figura 16. Viaducto de acceso. Sección de 2 ramales.

zona de transición. Cada uno de los tableros está compuesto por una sección cajón mixta de hormigón y acero. Todos los cajones metálicos tienen un canto de 3,20 m y una losa superior de hormigón armado de 0,30 m de espesor total, hormigonada in situ sobre prelosas (fig. 16). En el ramal A, que presenta una fuerte variación de ancho, se ha decidido, por razones estéticas, mantener el ancho del voladizo, aumentando por consiguiente la tabla inferior del cajón.

En los ramales B, C y D el montaje se pudo realizar sin tráfico inferior. En la figura 17 se pueden observar los cajones metálicos de los ramales B y C sobre castilletes provisionales. La disposición de dichos castilletes fue tal que permitió la puesta en servicio del tráfico de la A-8 sentido Bilbao antes de completar la sección transversal. Sin embargo, las operaciones de montaje del ramal A se han realizado en cortes nocturnos de la A-8 colocándose, con el fin de no disponer apoyos intermedios, tramos enteros de 76 m en una sola operación.

6. Tablero de zona de transición

6.1. Consideraciones previas

El viaducto de acceso está constituido por un conjunto de 4 ramales que confluyen en el tablero del viaducto principal en



Figura 17. Viaducto de acceso. Tramos metálicos de ramales B y C.

una zona de transición, cuyas peculiaridades más significativas se resumen a continuación:

- Geometría compleja en la confluencia de alineaciones distintas.
- Curvatura variable. Dos peraltes variables y distintos en la plataforma superior.
- Variación de ancho de tablero de 36,34 m al inicio del viaducto principal hasta 40,80 m en la sección de inicio de los ramales del viaducto de acceso.
- Variación de canto desde 5,90 m del viaducto principal a 3,50 m de los ramales de acceso.
- Cambio de un solo cajón con jabalcones y amplios voladizos laterales a 4 cajones independientes.
- Cambio de material resistente de hormigón pretensado a estructura mixta.

El diseño ha exigido un tratamiento especial tendente a mantener la armonía del conjunto y las cualidades estéticas, evitando variaciones bruscas en las formas fundamentales.

6.2. Geometría

El tablero en la zona de transición se ha resuelto con una sección multicelular de hormigón pretensado que parte de la pila 0 con la misma sección que en el viaducto principal, pero con un alma central añadida. El alma central se bifurca a un tercio del vano en 2 almas con el fin de disminuir la luz transversal de la tabla superior (fig. 18). El canto varía linealmente desde

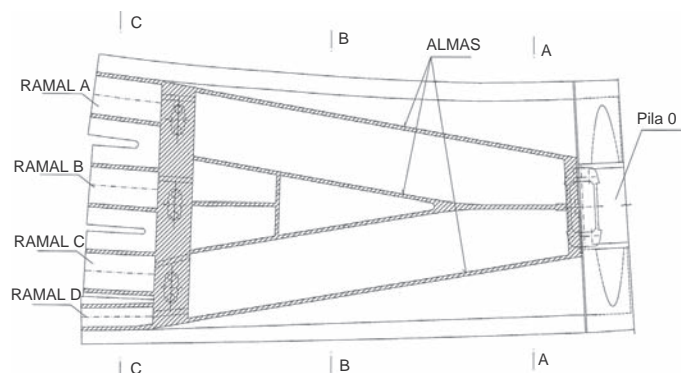


Figura 18. Viaducto zona de transición. Planta de las almas del tablero.

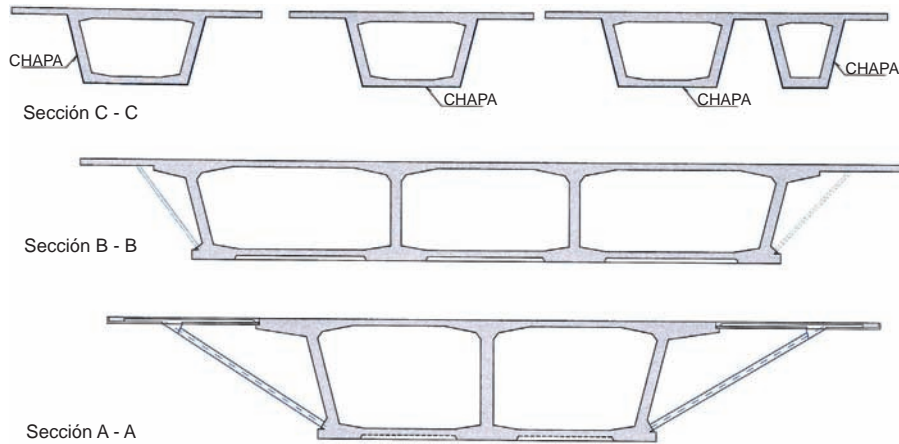


Figura 19. Viaducto zona de transición. Secciones fundamentales.

5,90 m sobre la pila 0 hasta 3,95 m en una sección situada a 5,00 m del eje de las pilas P-1A, P-1B y P-1C, estableciendo un salto brusco del canto de 0,45 m en su frente. A partir de dicha sección la vista inferior del tablero se muestra como 4 cajones y no como una tabla única.

Sobre las 3 pilas de la parte ancha se establece una riostra transversal muy potente que permite la conexión de la zona de transición de ancho variable con los 4 cajones de hormigón pretensado (fig. 19). Dichos cajones se definen con unas secciones de idénticos contornos a los de los cajones mixtos de los ramales de acceso a los que se conectan. Los cajones de hormigón pretensado de la zona de transición tienen sus almas y la tabla inferior recubiertas de una chapa metálica decorativa.

La parte inferior, con una geometría clara y contundente en forma de espátula (fig. 20), también presenta unas nervaduras a semejanza del viaducto principal, que van marcando los distintos nervios estructurales longitudinales dispuestos. Enlaza con continuidad estructural con los tableros de los ramales sin necesidad de juntas de dilatación. Tan solo se dispone una junta de calzada entre la zona de transición y el viaducto principal.

Debido a su complejidad geométrica y dado que el gálibo sobre el ferrocarril lo permitía, esta zona se ha ejecutado in situ sobre una cimbra apoyada en el suelo (figs. 21 y 22). Para construir el encofrado, se ha desarrollado un modelo 3D de todo el contorno de hormigón de la zona de transición. Dicho modelo se contrastó con el que desarrolló el subcontratista encargado de la cimbra.



Figura 20. Viaducto zona de transición. Imagen virtual.

6.3. Pretensado

El pretensado de la zona de transición está formado por 4 familias de 6 tendones de 24T15 que discurren por las almas principales con trazado parabólico. Las almas de los 4 cajones



Figuras 21 y 22. Vistas de la cimbra de la zona de transición.



Figura 23. Vista inferior de la zona de transición.



Figura 24. Vista de la dovela de conexión antes de ser izada.

independientes, que sirven de nexo con los cajones mixtos y que no tienen prolongación en alguna de las 4 almas del vano principal, también se pretensan con 3 tendones de 24T15. Adicionalmente, se disponen 14 tendones de 15T15 en la tabla inferior conjunta y 16, 4, 8 y 8 tendones de 19T15 en la tabla superior, en zona de momentos negativos, para los ramales A, B, C y D, respectivamente.

La riostra dispuesta sobre las 3 pilas se ha pretensado transversalmente con 20 tendones de 7T15.

6.4. Voladizos laterales

En la zona de transición, los jабalcones laterales se van alabeando desde su junta con el viaducto principal hasta fundirse con el alma exterior de la sección de los cajones de los ramales extremos. En los primeros metros desde la pila 0 siguen teniendo su función estructural; sin embargo, a medida que se acercan a las 3 pilas, los voladizos se reducen sensiblemente y pasan a ser meramente decorativos.

Cuando la dimensión del propio jабalcón disminuye, se elimina la abertura en forma de parábola dejando una superficie cerrada que permite una transición suave con las almas de los cajones metálicos (fig. 23).

Los jабalcones y las chapas decorativas de la zona de transición son piezas semejantes a las del viaducto principal, con el mismo sistema de sujeción provisional. Debido a la variación geométrica de esta zona, todos ellos son elementos espaciales que se han tenido que definir uno a uno.

6.5. Conexión con el viaducto de acceso

El punto de conexión entre los 4 cajones de hormigón pretensado y los correspondientes cajones mixtos se ha dispuesto a una distancia de 12 m del apoyo sobre las pilas, donde el momento flector es más reducido. De este modo, la conexión entre la parte metálica y la de hormigón es fundamentalmente a cortante. Dicha conexión se ha realizado a rasante mediante pernos tipo Nelson con una dovela metálica de 3,00 m de longitud que

se ha posicionado sobre el encofrado de la zona de transición y sobre la que se ha hormigonado dicha zona (fig. 24). El resto de cada uno de los 4 tramos de cajón pretensado también se ha recubierto de una chapa decorativa conectada, pero sin función estructural.

7. Pilas

7.1. Pilas del viaducto principal

El hecho de haber dispuesto un solo núcleo resistente en el tablero del viaducto principal ha permitido definir unas pilas lo más recogidas posible, resultando mínimas sus afecciones. Las pilas son unos prismas huecos inscritos en un rectángulo de $8,50 \times 5,10$ m, con los paramentos laterales y frontales redondeados (fig. 25). Además, la parte central del paramento frontal se ha texturizado, obteniéndose unas pilas sencillas y elegantes, en consonancia con el tablero. Las pilas están rematadas con un cabecero de 8,40 m de altura, que presenta un ensanchamiento para recoger el núcleo del tablero sustentado en 2 aparatos de apoyo. En las pilas 2, 3 y 4 se han dispuesto apoyos de neopreno, mientras que en las pilas 1 y 5 se han colocado apoyos POT de 75.000 kN de capacidad cada uno (fig. 26).

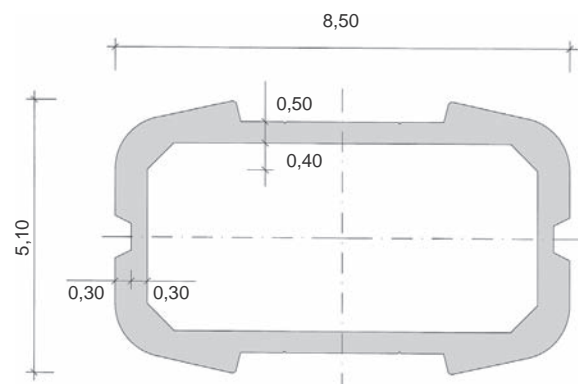


Figura 25. Sección de pilas de viaducto principal.



Figura 26. Imagen de los apoyos tipo POT.

La cimentación en las pilas 1, 3 y 5 es directa, con unas dimensiones de $22,00 \times 19,00 \times 3,50$ m, mientras que en las pilas 2 y 4 se han dispuesto unos encepados de $19,00 \times 19,00 \times 4,00$ m sobre 20 pilotes de 2,00 m de diámetro.

Las pilas se han construido con trepas de 5,00 m de altura. Los rendimientos han sido de 10 días por trepa, mientras que cada cabecero ha requerido unas 6 semanas para su ejecución.

Durante las fases de avance en voladizo y con el fin de asegurar la estabilidad de la estructura, se dispuso un anclaje provisional en cabeza de pilas, compuesto por unos tacos de hormigón cosidos con tendones de pretensado que aseguraban la estabilidad del voladizo (fig. 27). Con el fin de conseguir un coeficiente de seguridad frente a rotura adecuado, los tendones de cosido se inyectaron y los tacos de hormigón se armaron. En las últimas dovelas, y con el fin de no condicionar las dimensiones de la pila, se permitió un desequilibrio máximo de media dovela durante las labores de hormigonado.

La fijación provisional se hizo mediante un esquema clásico de dejar unos tubos metálicos curvos en el capitel de la pila. Una

vez completada la dovela cero, se enfilaron los tendones de atado desde la parte superior del tablero. Este esquema evita dejar unos tendones con una altura semejante al canto del tablero, anclados en el capitel de las pilas, cuya estabilidad durante la construcción de la dovela cero resulta problemática.

Una vez el núcleo del tablero alcanzó una configuración estable, se procedió al corte de los tacos y tendones de cosido mediante hilo de diamante. Gracias a que el corte del empostramiento provisional se produce una vez el tablero es estable, es decir, sin dejar que transcurra tiempo para que los fenómenos de retracción y fluencia actúen, el momento en dicho empostramiento es reducido. Por dicho motivo, y gracias también al armado de los tacos, el corte se produjo fácilmente, sin brusquedades ni aparición de pequeños daños locales. Esta operación se realizó sin la ayuda de gatos o de cajas de arena. Cabe resaltar que en esta etapa la reacción vertical no alcanza ni la mitad del valor máximo para el cual están dimensionados los apoyos, con lo que la transferencia de la reacción vertical del taco al apoyo se produce sin problemas.

7.2. Pilas del viaducto de acceso

En los ramales de acceso, debido a su curvatura en planta y al escaso espacio disponible, las pilas son de sección circular maciza de 2,10 m de diámetro, con 4 ranuras que las estilizan (fig. 28).

7.3. Pilas de la zona de transición

Por su parte, la zona de transición se apoya en la pila 0 del viaducto principal y en 3 pilas prismáticas casi rectangulares con paramentos redondeados, que sirven de transición entre las formas de las pilas del viaducto principal y las pilas de los ramales de acceso. Sus dimensiones exteriores son de $2,20 \times 4,40$ m

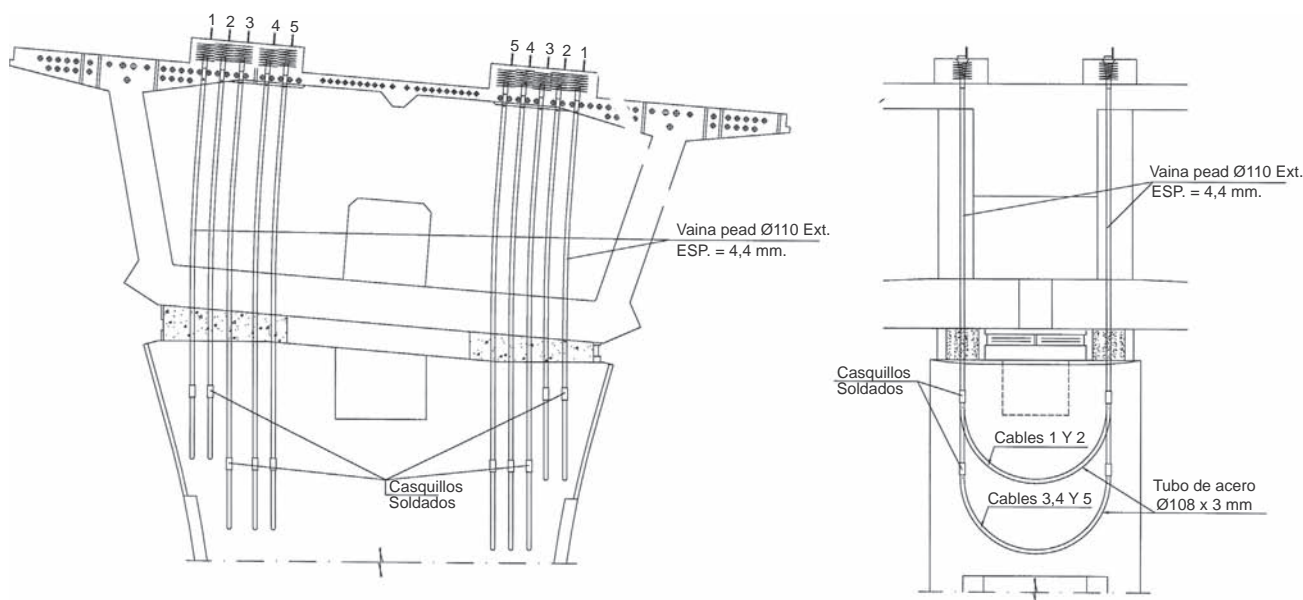


Figura 27. Anclaje provisional en cabeza de pilas.



Figura 28. Pilas de los ramales de acceso.



Figura 31. Vista de los estribos de los ramales de acceso.

(fig. 29). Todas las pilas de los vanos de acceso y zona de transición tienen cimentación directa.

8. Estribos

El tablero principal descansa en su inicio en la pila 0, donde se dispone la junta de calzada con la zona de transición. En el otro extremo se apoya en el estribo 2 (fig. 30). Dicho estribo es un cargadero de grandes dimensiones que se apoya en 10 pilotes de 2,00 m de diámetro, que deben atravesar un relleno de nueva formación de 30 m de profundidad, ejecutado con el material extraído de los túneles de la VSM.

Dicho relleno tiene una gran variación de espesor en dirección transversal, lo cual ha motivado un detallado análisis en fase de proyecto para ver la evolución de sus movimientos transversales a lo largo del tiempo. Dicho análisis se realizó con y sin la consideración de los pilotes del cargadero. Del cálculo se dedujo la previsión de movimientos transversales de hasta 0,10 m en la parte superior del relleno contigua al cargadero. Es por ello que los pilotes del estribo 2 están fuertemente armados. Además, y con el fin de independizar en gran medida el funcionamiento del tablero de los movimientos del relleno, se han dispuesto apoyos de neopreno de gran espesor sobre el estribo 2. Por último, se dejaron inclinómetros con el fin de tener una medición a lo largo de los años de los movimientos longitudinales y transversales



Figura 29. Pilas de la zona de transición.

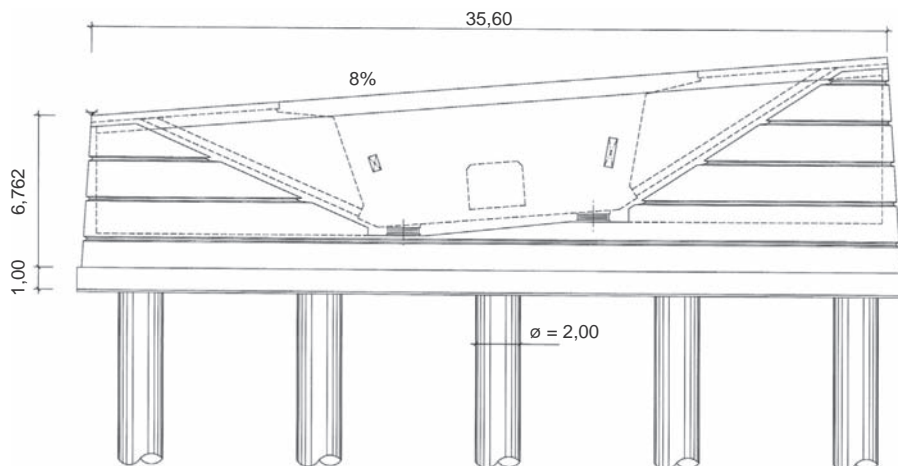


Figura 30. Alzado del estribo 2.

del relleno. Hasta el momento, dichos movimientos están dentro de los valores previstos.

En el viaducto de acceso, los estribos, así como los muros del enlace, tienen unos paramentos inclinados con unas ranuras horizontales y con sus esquinas redondeadas al igual que las pilas principales, con el fin de conseguir una sensación de unidad formal (fig. 31).

9. Conclusiones

El viaducto de Trapagaran se caracteriza por la gran anchura del tablero. Se trata de una construcción singular por sus dimensiones y por las formas de los elementos estructurales que ofrecen una visión grata al observador. El estudio conjunto del diseño y del proceso constructivo en fase de proyecto ha repercutido en la realización de la obra en un espacio de tiempo extraordinariamente corto.

Cuantías

Viaducto principal:	
• Hormigón HP-50:	0,85 m ³ /m ²
• Acero activo longitudinal:	32,2 kg/m ²
• Acero activo transversal:	3,65 kg/m ²
• Acero pasivo:	181 kg/m ³
Viaducto zona de transición:	
• Hormigón:	1,06 m ³ /m ²
• Acero activo:	32,9 kg/m ²
• Acero pasivo:	240 kg/m ³
Viaducto de acceso:	
• Acero estructural S-355 J2G3:	265 kg/m ²

Relación de participantes

Propiedad	Diputación Foral de Bizkaia. Interbiak
Dirección de obra	
Director:	Íñigo Berriozábal Bilbao (Ingeniero de Caminos)
Ayudante Dirección:	Asensio Fernández (Ingeniero Técnico de Obras Públicas)
Asistencia técnica	
Empresa:	Prointec-Euskontrol-Eipsa

Jefe de Unidad:	Alex Ugalde (Prointec) (Ingeniero de Caminos). Roberto Martínez (Prointec) (Ingeniero de Caminos). Alex Ugalde (Prointec) (Ingeniero de Caminos). Roberto Martínez (Prointec) (Ingeniero de Caminos)
-----------------	--

Proyecto	
Empresa:	Prointec-Euskontrol-Eipsa
Autor:	Jordi Revoltós Fort (Ingeniero de Caminos)

Empresa constructora

Viaducto principal, Zona de transición y ramales B, C y D	
UTE Trapagaran:	Sobrino-Cycasa-Fonorte-Urssa
Gerente:	Jesús María Cruz Fernández (Sobrino) (Ingeniero de Caminos)
Jefe de obra:	Miguel Moreno Díaz (Cycasa) (Ingeniero de Caminos)
Ramal A:	
UTE Galindo:	Odaduy, Construcciones Murias, Pavisia

Empresas subcontratistas

Sistema de pretensado:	Freyssinet
Taller metálico:	URSSA. ASCAMON (Ramal A)
Ejecución de tablero:	Construgomes
Cimbra zona transición:	RMD
Encofrado dovela cero:	ULMA

Presupuesto:	
Presupuesto de ejecución por contrata del tramo IIIA:	53,0 millones de euros
Presupuesto de ejecución material del viaducto:	31,7 millones de euros
Plazo de ejecución:	
32 meses (de febrero de 2008 a septiembre de 2010)	

Bibliografía

- [1] J.A. Jaques Llombart, J. Revoltós Fort, J. Fernández, Viaducto sobre el Río Ebro en el Cuarto Cinturón de Zaragoza, *Hormigón y Acero* 256 (2009) 41–58.
- [2] R. Villegas Gómez, M.J. Prieto Pantaleón, R. Revilla Angulo, P. Olazábal Herrero, *Viaducto de Montabliz, Hormigón y Acero* 248 (2008) 9–40.
- [3] Menn, C. *Prestressed Concrete Bridges* (1990 Birkhäuser Verlag AG Basel), ISBN 3-7643-2414-7 p. 299 Felsenau Bridge.
- [4] Leonhardt, F. *Brücken/Bridges* (4th edition), Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart (Germany), ISBN 3421025908, 1994; pp. 188-190 Kochertal.



ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya



CrossMark

Available online at

ScienceDirect

www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2014; 65(274): e29–e41



www.e-ache.com

Trapagaran viaduct

Viaducto de Trapagaran

Jordi Revoltós Fort*, José Antonio Llombart Jaques, Juliana Fernández Vega

Civil Engineer, Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA), Madrid, Madrid, Spain

Received 10 October 2014; accepted 13 October 2014

Available online 20 February 2015

Abstract

The Trapagaran viaduct was divided into 3 parts: main viaduct, access viaduct and transition area. The main viaduct is 670 m long with 125 m spans. It is formed by a 35.60 m wide, 5.90 m deep prestressed concrete box cross section. The access viaduct is formed by four separate structures with spans reaching 86 m. Each of the decks is made up of a composite 3.50 m deep box girder. The four branches converge in the transition area displaying complex geometry. The transition area is a prestressed concrete structure of approximately 60 m in span executed on falsework.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cantilever method; Evolutive cross section; Composite construction; Complex geometry; Falsework

Resumen

El viaducto de Trapagaran se divide en 3 partes: viaducto principal, viaducto de acceso y zona de transición. El viaducto principal tiene una longitud de 670 m y vanos de 125 m. Consta de una sección cajón de hormigón pretensado de 35,60 m de ancho y canto de 5,90 m. El viaducto de acceso está formado por cuatro estructuras separadas, con luces que alcanzan los 86 m. Cada uno de los tableros está compuesto por una viga cajón mixta de 3,50 m de canto. Los cuatro ramales convergen en la zona de transición que presenta una geometría compleja. La zona de transición es una estructura de hormigón pretensado de unos 60 m de luz ejecutada sobre cimbra.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Avance en voladizo; Sección evolutiva; Construcción mixta; Geometría compleja; Cimbra

1. Introduction

The Trapagaran viaduct comprises the works of the South Metropolitan Bypass of Bilbao (SMB) and serves as a connection between the link with the A-8 motorway and the initial stretch of the SMB main alignment. This is a singular project, given the size and characteristics of the viaduct, plus the lower obstacles it crosses. The proposal was for an appropriate solution adapted to its structural and aesthetic importance and to its integration within the environment.

2. Design constraints

The design constraints for the Trapagaran viaduct are multiple and range from the actual layout of the SMB to the effects on existing buildings and roads, the appearance of the structure, the completion timeframe and its cost. The following sections provide a detailed description of these constraints.

2.1. Alignment

The viaduct, which measures 995 m, starts at the Trapagaran junction, engaging with the main body of the motorway and its various branches, rising to a single, large-sized platform above the neighbourhood of Trapagaran–Causo towards the toll area.

DOI of original article: <http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.10.002>

* Corresponding author.

E-mail address: jrevoltos@eipsa.net (J.R. Fort).

<http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2014.10.003>

0439-5689/© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.



Figure 1. Virtual image of the area of the viaduct.

This layout creates 3 quite different parts of the viaduct (Fig. 1):

- The approach viaduct, where each of the four branches of the junction converge onto different decks.
- The transition stretch, located between the main viaduct and the approach section, where these branches come together to join into a single deck.
- The main viaduct, where the 3 different SMB roads run along a very wide single deck.

In the main viaduct area, the SMB runs along a curve and a reverse curve, linking up to 7 different alignments within the structure. These designed curves have a minimum radius of 500 m. Due to the existence of severe radii of curvature, the cross-section bank reaches 8% in some places. The maximum height of the deck over the natural terrain is around 42 m. The SMB main alignment road over the main viaduct has 3 different roadways, two 9.50 m wide descending ones and another 13.5 m wide ascending one. Therefore, the whole deck measures 35.60 m wide, including barriers and railings.

In the approach viaduct, the intersections of the various branches over the A-8 roads run in a curve and with a pronounced skew. Furthermore, the traffic on the A-8, running under the deck of the viaduct, has forced choosing a suitable structural typology as a whole, in such a way that the construction least affects that traffic.

2.2. Interferences

In the viaduct area, the SMB must successively cross over the Bilbao–Muskiz railway line, and the BI-745, BI-3746 and

N-634 roads. In addition, the viaduct runs through an industrial area. Therefore, the piers are sited so as to preserve the existing buildings to a maximum. An appropriate construction procedure was chosen to minimize, as far as possible, anything affecting the business of these industries. Bearing in mind that there were low-lying obstacles in the area, it was deemed convenient for the main viaduct to be designed with a span of 125 m.

2.3. Aesthetics

The height it runs at, the size and how close it is to the A-8 mean that its visual exposure level is extremely high. Therefore, the design requires an elegant viaduct, integrated into the environment, and at the same time avoiding the disposition of any heavy, striking or intrusive structures.

2.4. Construction

Due to the multiple low-lying obstacles mentioned above, whether roads or buildings, constructing the deck of most of the viaduct should be done from the structure itself. The construction system had to be suitable for the range of spans for the main viaduct, and the varying curvatures on site.

Finally, building the complete viaduct had to be finished within 32 months so as not to compromise the inauguration date of the whole SMB.

2.5. Economy

Although we tried to design an elegant and aesthetic viaduct, the final cost of the structure had to be within reasonable ratios per square metre for this category of viaduct.

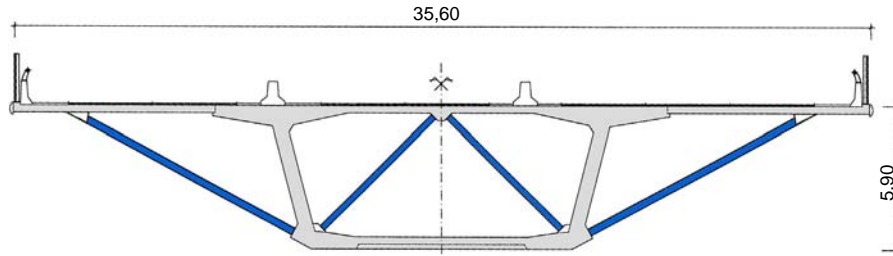


Figure 2. Transverse section of the deck.

3. Initial design criteria

The first initial design criteria are based on the intention to minimize the encumbrances for the buildings and firms located in the industrial area. This prompted choosing a single deck (Fig. 2), measuring 35.60 m wide, resting on single-shaft piers for the main viaduct. The magnitude of this width greatly exceeds normal figures for single-deck viaducts with 3 road lanes. Values are normally around 26.00 m (see Refs. [1,2,4]). Generally speaking, the section of these decks is defined by a resistant core or box and various wide side cantilevers resting on brackets or transverse beams.

Widths over 30 m are normally resolved for conventional viaducts by the juxtaposition of the various box girders equivalent to the normal deck width of 10 or 12 m. These widths usually correspond to large hanging or cable-stayed viaducts, which are supported at the two deck edges. This lateral support makes it necessary to define a transverse section made up of trusses or by a multicellular box. For this reason, during the project design phase, the choice of deck of a box girder type scheme with a single deck beam was a challenge in this important issue.

Among the references for classic beam-type, prestressed concrete, large-sized viaducts, solved by using a single web, we can bring attention to the Kochertal viaduct measuring 31.00 m and the Felsenau one of 26.20 m (Table 1).

The second initial criteria adopted for designing the viaduct was that, in spite of its geometric complexity and the variability involved due to the layout, each part should not be designed separately or independently. The whole assembly had to give an overall image with a certain formal unity over the complete viaduct.

4. Main viaduct deck

4.1. General description

The deck of the main viaduct is a continuous beam with a length of 670 m, divided into 4 central spans of 125 m and two ends spans measuring 90 and 80 m.

As already mentioned, the deck has a width of 35.60 m with room for 3 different roadways, two ascending ones 9.50 m wide with two lanes and hard shoulders and another descending one with 3 lanes and 13.50 m wide. There are 0.60 m wide rigid barriers between them, whereas there are 0.50 m wide parapets at the ends. At the beginning, near the transition area, there is a slight variation in width that reaches up to 36.34 m,

Table 1

Deck widths in beam-type viaducts with monocellular prestressed concrete box girders.

Viaduct	Width (m)	Span (m)	Year
IV ring Zaragoza [1]	26.60	92.00	2008
Montabliz [2]	26.10	175.00	2008
Kochertal [3]	31.00	138.00	1979
Felsenau [4]	26.20	156.00	1975
Trapagaran	35.60	125.00	2010



Figure 3. Virtual image of the main viaduct cross section

which has been overcome by changing the length of the side cantilevers.

The deck structure was resolved by a single resistant box girder or core made of prestressed concrete, which, with a constant 5.90 m depth, perfectly adapts to the variations of curvature and bank. The central box girder has an upper width of 19.00 m, completed by some side cantilevers that rest on transverse braced box girders (Fig. 3). The box girder webs are 0.60 m thick in most of the spans and increase to 0.90 m near the pier supporting areas.

The use of side braced box girders not only permits achieving large side cantilevers, but also creates sloping side planes that disguise the magnitude of the deck edge. Furthermore, the outer braces form a triangulation of the transverse section that continues inside the box with other steel tubes. This triangulation allows shortening the transverse spans of the upper deck, facilitating the arrangement of slabs with a lower thickness.

The deck was built in two stages. In the first phase, the core of the section (19.0 m wide) was built by balanced cantilever, advancing symmetrically from the piers (Figs. 4 and 5). Only the first 30 m and the last 20 m of the respective end spans of the main deck were constructed using falsework that rested on the ground. All the segments measure 5.00 m long, keeping pace with the side braced box girders.



Figures 4 and 5. Views of constructing the core by balanced cantilever.

In spite of a 125 m span and using the balanced cantilever method, there is a constant depth so as to provide good vision of the viaduct, much better adapted to the changes in curvature and camber of the stretch when using the typical solution with variable depth.

The lower part of the core has transverse beams that coincide with the segment fronts, by way of prolonging the support of the side brackets. This gives a coffering appearance to the underside of the deck. The lower deck is 0.30 m thick and this increases to 1.20 m at the pier section. At all times we sought to favour the lower appearance of the viaduct, since it will be seen mainly from the industrial area, that is to say, from below (Fig. 6).

Having completed the continuous girder forming the core, the side brackets and precast slabs were mounted at each end, using cranes that move around on the deck itself, until reaching the total width of 35.60 m.

4.2. Prestressing

The longitudinal prestressing of the main viaduct is broken down into 4 families for the upper slab and into one for the lower slab (Fig. 7). The first 3 families are arranged according to the actual structural requirements for the balanced cantilever method:



Figure 6. Overall view of the main viaduct.

- Family A comprises $48 \times 25T15$ tendons for each double cantilever.
- Family B is a reinforcement of $6 \times 37T15$ tendons arranged in the core areas for the first segments.
- Family C comprises $20 \times 13T15$ tendons that are anchored in the central beam area used to support the interior tubes.

The fourth family, D, of the upper prestressing comprises $16 \times 24T15$ tendons anchored in blisters arranged on the upper deck in the first 3 segments. While conscious of the difficulty at formwork level on the upper slab that these blisters involve, they were all designed in identical positions and in the same size.

The tendons of family D are stressed once the transverse section of the deck measuring 35.60 m wide has been completed. In evolutive sections, there is normally an external continuous prestressing with polygonal shape, once construction has been completed, in order to transmit uniform compression to the whole section. However, in this viaduct, we chose to do without the external prestressing, due to the existence of interior sloping tubes that greatly impeded the layout.

Continuity prestressing of the lower deck is achieved by using $32 \times 19T15$ tendons in the central spans and by 24 and $16 \times 19T15$ tendons in the first and last spans, respectively.

The transverse prestressing comprises $4 \times 4T15$ bonded tendons for every 5.00 m segment, covering the whole width of the deck. They have a flat duct and the anchors are placed on the prefabricated slabs.

The prestressed tendons with flat ducts are frequently used in the floors of buildings, because they combine the advantages of bonded prestressing and limited vertical sizes of the unbonded strand post-tensioning tendons. In the case of the Trapagaran viaduct, due to the evolutive character of the transverse section, it was appropriate to install these tendons, although without placing the strands in the first phase, which is contrary to what happens in buildings. Aware of the fragility of the flat ducts, which are very sensitive when trodden on and to the impact that might be made during concreting, these were mounted on site with 2×20 mm supporting reinforcement bars and 4 shorter

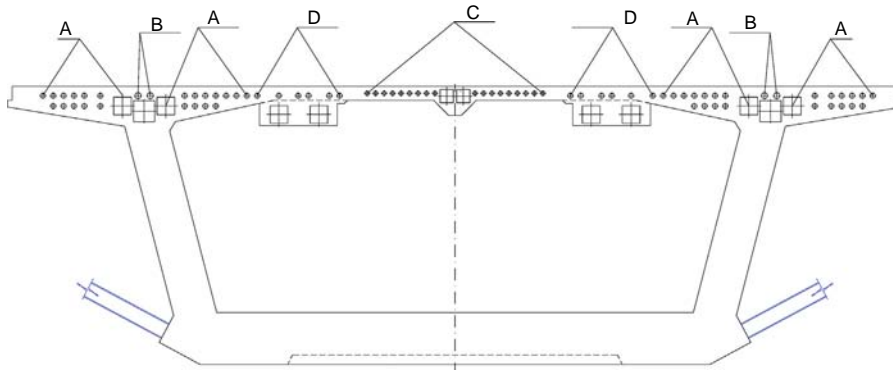


Figure 7. Prestressing in the main viaduct. Cross section in front of Segment Zero.



Figure 8. Work platforms of Segment Zero.



Figure 9. Main viaduct. Lower view of the braced box girders during assembly.

sacrifice cable strands that were used from one segment to another. These measurements largely preserved the integrity of the ducts. However, in spite of this, there were damages forcing the repair of some ducts that were blocked or squashed, with consequent slab repairing operations. From experience, we can deduce that it is preferable to increase the slab thickness by a few centimetres and use tendons with circular ducts.

4.3. Core construction

Constructing the core began by implementing Segments Zero on piers, which are 10 m long. To do this, brackets were used that rested on the openings left on the top of the pier (Fig. 8). Completion of each of these segments lasted 6–7 weeks.

Three pairs of 350 t capacity form travellers were used to build the cantilevers. Normally a couple of segments are produced every week by a pair of travellers. However, in weather-favourable times of the year, production reached 3 couples of segments every two weeks using a pair of travellers. Two or three weeks are required for the end segments.

The segments were built without any interior bracing. These were placed afterwards so as not to impede the manoeuvres of the form travellers. To do this, the top slab of the box was designed to have sufficient flexural strength to support the actual weight

and construction overloads with the transverse span, determined by the distance between the webs of the box.

4.4. Side cantilevers

4.4.1. Exterior side brackets

The exterior side brackets are steel portal frames covered on the outside by 6 mm thick cladding with a parabola-shaped opening to improve appearance (Figs. 9–11). It was expressly decided that they should be steel to obtain, through texture and colour, the effect of a formal unit along the whole viaduct, including the transition and the approach viaduct. In addition, in the area of the main viaduct, its contrast with the concrete breaks the monotony of an excessive width and lightens the view below the deck.

The side brackets have a structural portal scheme and are arranged in 5.00 m wide \times 10.60 m long modules. Their jambs are made up of square hollow tubes measuring $300 \times 300 \times 12$ mm separated by 4.40 m from each other. The lintel is a triangular-shaped beam that is hidden by the plane formed by the decorative cladding. Continuity is not established between the lintels of consecutive portals.

To industrialize production and help the on site layout, all the portals have the same centre-to-centre distance along the



Figures 10 and 11. Main viaduct. Side and front view of the braced box girders.

viaduct, regardless of the fact that they are inside or outside the curve. For this reason, the decorative cladding varies in size with a visual slot between similar-sized braces along the whole bridge.

In areas where there is constant bank, the lower faces of the jambs and lintel are in the same plane. However, in the banking transition areas, there is a slight distortion of the frame displacing the end of one of the footings some 40 mm with respect to the other one. Inserting a flat element of this size is geometrically incompatible with varying bank. Where this distortion has not been provided, a clicking is observed between the upper edges of the contiguous portal side brackets.

We should point out that, considering these measurements, together with the efficient work of the geometric definition by the steel workshop and the meticulous placement by the site workers, this allowed for an excellent finishing (Fig. 12).

The connection between the side brackets and the top slab was carried out using Nelson type studs. These studs were arranged so that they freed the beams and reinforcement of the precast slabs.

4.4.2. Side brackets fixing system

During construction, the upper part of each portal frame is provisionally held by two passive bars anchored to steel plates,



Figure 12. Main viaduct. Lower view.



Figure 13. Main viaduct. Fixing blocks in the core.



Figure 14. Main viaduct. Placed precast slabs.

placed on top of the frames, and to steel fixing pieces connected to concrete blocks that protrude from the deck core (Fig. 13). The bars are made of F-1252 quality steel, 36 mm in diameter. These bars are separated from the upper surface of the deck to help placement of the precast slabs (Fig. 14). The bars, as well as the steel pieces joining the deck, have been re-used throughout the whole deck construction.

On the lower part, the side brackets have a steel block introduced into a square hollow left in the box core. The support sheeting is coated with epoxy resin just before placement to ensure good contact to the lower part of the legs.

4.4.3. *Precast slabs*

Two precast slabs measuring 2.50 m wide × 8.40 m long rest transversely on every portal frame of the side brackets and small corbel left in the core. The precast slabs incorporate the anchors of the transverse prestressing plus all the built-in elements required for safety during construction.

The vertical distance left between the braced box girders and the provisional fixing bar system, as well as an earlier analysis of all the possible geometric interferences, has allowed for rapid and simple mounting of the precast slabs.

Having placed the reinforcement bars and cast the concrete in the slab of the side cantilevers, the transverse prestressing tendons are made up of 4 x 4T15 units for each portal side bracket. These tendons cover the whole width of the deck. The final thickness of the side cantilever slab is 0.30 m.

Once the transverse prestressing has been done, the stress is released from the fixing system bars. The steel wing plates protruding from the portal side brackets are cut and the concrete blocks in the core of the deck are demolished.

4.4.4. *Assembly and performance*

Assembly of all the side brackets was carried out by a single crane and with the help of a lorry fitted with an articulated platform, which allowed access to the base of the box. Both vehicles drove on the core of the deck that had been constructed beforehand. Therefore, this second phase caused hardly any inconvenience either to the traffic below or to the activities of the neighbouring industries (Fig. 15).

Production for placing the side brackets reached 8 units a day, whereas mounting the precast slabs was between 30 and 40 units a day.

Concreting the side cantilever slab was carried out in 40 m long sections once the reinforcement bars had been installed and the tendons of the transverse prestressing inserted.

5. **Approach viaduct deck**

On the approach viaduct, the crossings of the different branches over the lanes of the A-8 are curved and with noticeable skew angle, which forces having spans in excess of 70 m.



Figure 15. Main viaduct. Assembly of side brackets.

On the other hand, traffic on the A-8 meant choosing a type of deck, the construction of which least affected the motorway traffic that was in service. For this reason, a type of composite deck was chosen for this area.

The approach viaduct is made up of four different branches with the following widths and spans:

- Branch A. Width = var. 11.80–17.40 m. Spans = 56.71 + 79.23 + 76.98 + 59.25
- Branch B. Width = 11.50 m. Spans = 37.99 + 77.04 + 52.26 + 59.80
- Branch C. Width = 11.50 m. Spans = 42.02 + 86.43 + 43.47 + 53.50 + 60.25
- Branch D. Width = 7.80 m. Spans = 54.57 + 61.10

For these 4 branches with the indicated spans, the one that corresponds to the last span and the 12 previous ones belong to the so-called transition area. Each deck comprises a composite concrete and steel section box. All the steel box girders have a 3.20 m edge and a top slab of 0.30 m thick reinforced concrete, cast in situ on precast slabs (Fig. 16). It was decided for aesthetic reasons that branch A, which varies greatly in width, should

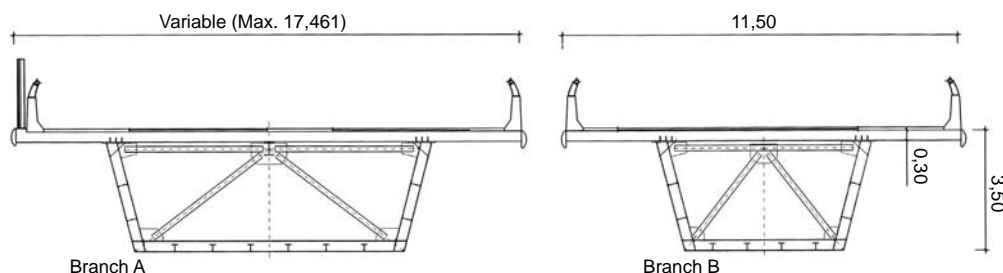


Figure 16. Approach viaduct. Cross section of two branches.



Figure 17. Approach viaduct. Steel stretches of branches B and C.

maintain a constant width of the cantilever and therefore absorb this variation with the steel box girder.

For branches B, C and D, assembly could be undertaken without any traffic below. Fig. 17 shows the steel box girders of branches B and C on provisional supports. Erecting these temporary supports was such that traffic was allowed to run on the A-8 in the Bilbao way before the transverse cross section was completed. However, mounting operations for branch A had to be carried out at night when the A-8 was cut off avoiding intermediate bearings, a complete segment measuring 76 m was hoisted in a single operation.

6. Transition area deck

6.1. Preliminary considerations

The approach viaduct comprises a series of 4 branches that come together on the deck of the main viaduct in a transition area, the most significant peculiarities of which are summarized below:

- Complex geometry in the confluence of different alignments.
- Variable curvature. Two variable and different banks on the top platform.
- Variation of deck width from 36.34 m at the beginning of the main viaduct to 40.80 m in the start section of the branches of the approach viaduct.
- Variation in depth ranging 5.90 m of the main viaduct to 3.50 m of the approach branches.
- Change from a single box with side brackets and wide side cantilevers to four independent box girders.
- Change from prestressed concrete resistant material to a composite structure.

The design required special treatment for keeping the harmony of the whole unit and its aesthetic qualities, thus avoiding any sudden variations in fundamental forms.

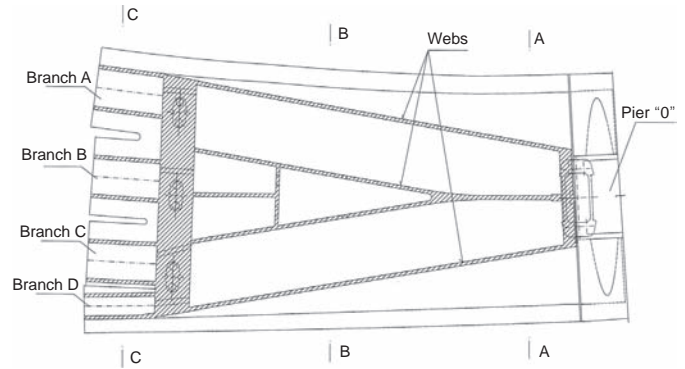


Figure 18. Transition area of the viaduct. Plan of deck webs.

6.2. Geometry

The deck in the transition area was resolved with a multicellular section of prestressed concrete starting from pier 0 with the same section as the main viaduct, but with an additional central web. The central web divides at a third of the span into two cores in order to reduce the transverse span of the upper deck (Fig. 18). The depth changes linearly from 5.90 m on pier 0 up to 3.95 m in a section located 5.00 m of the axis of piers P-1 A, P-1 B and P-1 C. This forms a sudden jump in depth from 0.45 m at the front. After this section, the lower view of the deck appears as 4 boxes and not as a single one.

On the 3 piers in the broad part, there is a very powerful transverse diaphragm for connecting the transition area of variable width with 4 boxes of prestressed concrete (Fig. 19). These boxes are defined by some sections with identical contours to those of the composite box girders of the approach branches to which they are connected. The box girders of prestressed concrete in the transition area have their web and the lower slab covered with decorative steel cladding.

The lower part, with clear and forceful geometry in the shape of a spatula (Fig. 20), also presents some ribs as in the main viaduct, which mark the different longitudinal structural ones. It connects with the structural continuity of the branch decks without any need for expansion joints. Only an expansion joint is required between the transition area and the main viaduct.

Due to its geometric complexity and given that the clearance over the railroad so allows, this area was built in situ on falsework that rested on the ground (Figs. 21 and 22). To construct the shuttering, a 3D model was made of the whole concrete contour of the transition area. This model was contrasted with the one made by the subcontractor in charge of the falsework.

6.3. Prestressing

Prestressing of the transition area is made up of 4 families of $6 \times 24T15$ tendons that pass through the main web with a parabolic layout. The webs of the 4 independent boxes, which serve to link the composite boxes and which do not prolong in anyone of the 4 cores of the main span, are also prestressed with

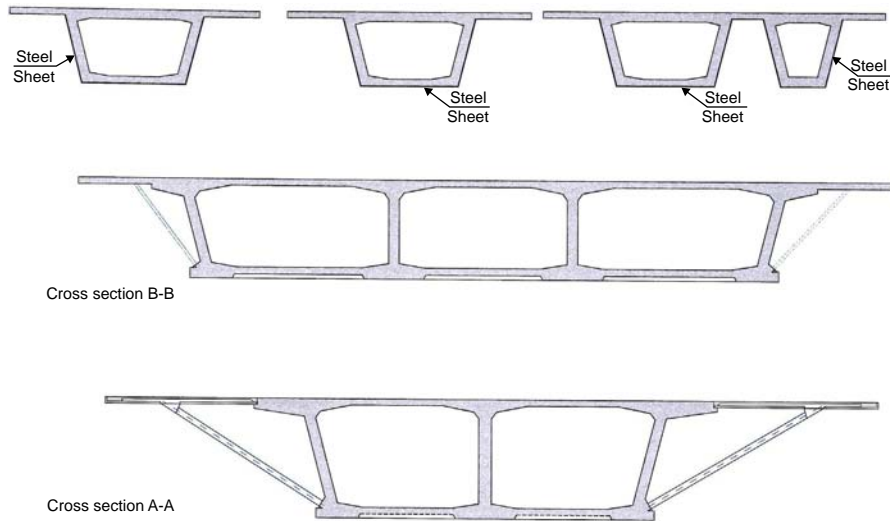


Figure 19. Transition area of the viaduct. Fundamental sections.



Figure 20. Transition area of the viaduct. Virtual image.

$3 \times 24T15$ tendons. In addition, there are $14 \times 15T15$ tendons in the lower slab and $16, 4, 8$ and $8 \times 19T15$ tendons in the top slab, in the negative area, for branches A, B, C and D respectively.

The diaphragm on the 3 piers was pretensed transversally with $20 \times 7T15$ tendons.

6.4. Side cantilevers

The side brackets in the transition area are warped from where they join the main viaduct up to where they join the outer webs of the section of the boxes of the end branches. They continue their structural function after the first few metres from pier 0. However, as they approach the 3 piers, the cantilevers noticeably diminish and become merely decorative.

When the size of the actual side brackets is reduced, the parabola-shaped opening is eliminated, leaving a closed surface for soft transition with the cores of the steel box girders (Fig. 23).

The side brackets and decorative cladding in the transition area are pieces similar to those of the main viaduct, with the same provisional fixing system. Due to the geometric variation in this area, they are all spatial elements that had to be designed individually.



Figures 21 and 22. Views of the falsework in the transition area.

6.5. Approach viaduct connection

The connection point between the 4 prestressed concrete boxes and the corresponding composite ones are arranged 12 m



Figure 23. Lower view of the transition area.



Figure 24. View of the connecting segment before being raised.

away from the bearings on the piers, where the bending moment is more limited. Thus, the connection between the steel and concrete parts is fundamentally a shear one. This connection was made by using Nelson-type studs welded in a 3.00 m long steel segment placed on the formwork in the transition area and where the concrete of the transition zone was poured (Fig. 24). Each of the remaining length of the 4 prestressed boxes was also covered with connecting decorative cladding, but with no structural function.

7. Piers

7.1. Main viaduct piers

The fact of having arranged a single resistant core in the deck of the main viaduct allows defining piers that are contained as much as possible, resulting in minimum encumbrances. The piers are hollow prisms in a rectangle measuring 8.50×5.10 m, with rounded side and front walls (Fig. 25). Furthermore, the

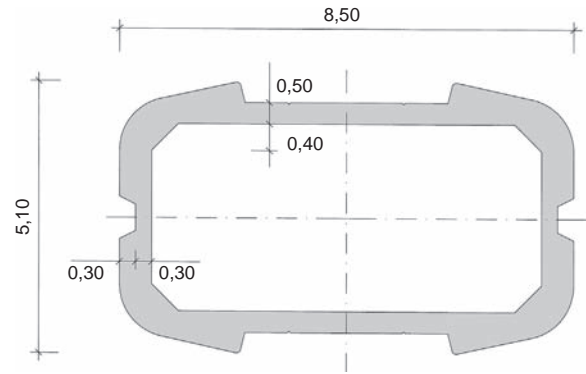


Figure 25. Cross section of the main viaduct piers.



Figure 26. Image of the Pot type bearings.

central part of the front wall is textured, thus obtaining simple and elegant piers, in line with the deck. The piers are finished off by a pier cap, measuring 8.40 m high, which widens to incorporate the core of the deck held by two bearings. Piers 2, 3 and 4 are fitted with neoprene bearing pads, whereas piers 1 and 5 have POT bearings each with a capacity of 75 000 kN (Fig. 26).

The foundations of piers 1, 3 and 5 are shallow and measure $22.00 \times 19.00 \times 3.50$ m, whereas piers 2 and 4 have pile caps measuring $19.00 \times 19.00 \times 4.00$ m on 20×2.00 m diameter piles.

The piers were built using climbing formwork that was 5.00 m high. Production was one climbing formwork every 10 days, whereas every pier cap required approximately 6 weeks to be built.

During the phases of balanced cantilever and in order to ensure stability of the structure, the deck was provisionally anchored to the pier head. This consisted of some concrete blocks joined using prestressed tendons that ensured the stability of the cantilever (Fig. 27). In order to obtain an adequate safety factor at ultimate limit state, the fixing tendons were injected and the concrete blocks were reinforced. In order not to condition the size of the pier, in the last segments, a maximum imbalance was allowed of half a segment during concreting.

Provisional fixing was by means of a classic scheme of leaving some curved steel pipes in the pier capital. Once the Segment Zero was finished, the tying tendons were lined up from the top

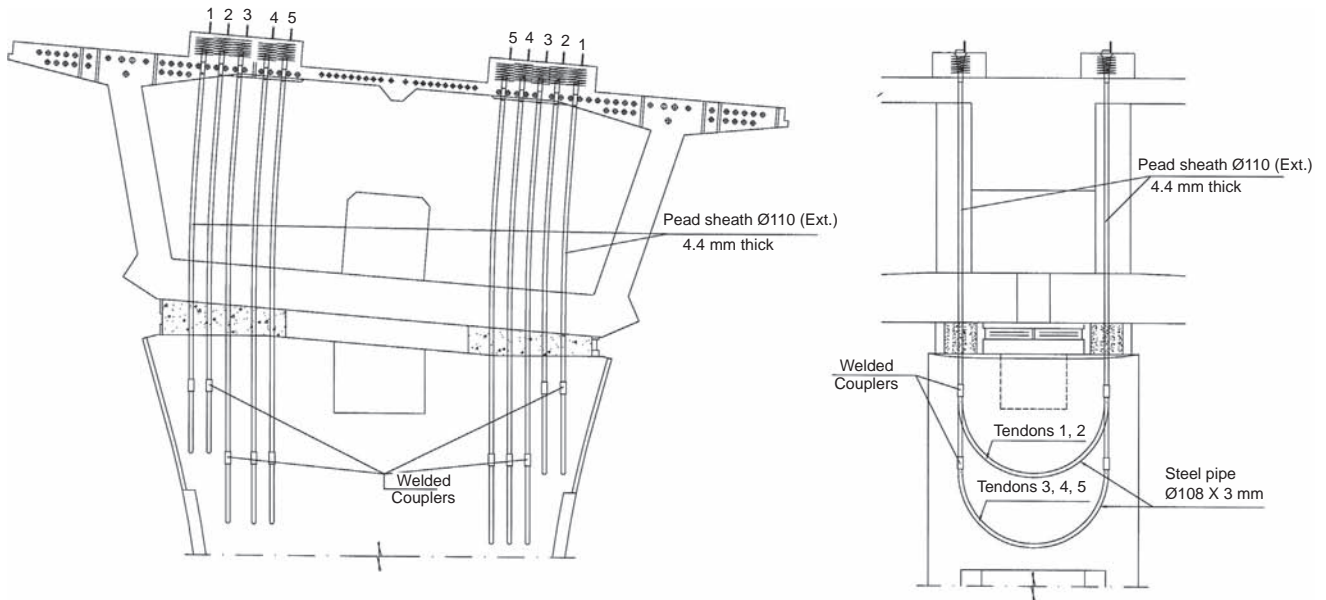


Figure 27. Provisional fixing system at the top of the piers.

part of the deck. This scheme prevents leaving any tendons of a similar height at the edge of the deck, anchored into the capital of the piers. Their stability during construction of Segment Zero is problematic.

Once the core of the deck reached a stable configuration, the blocks and tendons were cut using diamond thread. Because cutting the provisional fixing happens once the deck is stable, that is to say, without allowing time to elapse in which the phenomena of shrinkage and creep occurs, the moment of the said fixing is limited. Due to this and thanks to the reinforced blocks, cutting took place easily, without any abruptness or appearance of any small local damage. This operation was undertaken without the help of any jacks or sand boxes.

We should highlight that, at this stage, the vertical reaction does not reach even half the maximum value for which the bearings are designed. Therefore, transferring the vertical reaction of the block to the bearing takes place without any problem.

7.2. Approach viaduct piers

In the approach branches, due to their curvature on the ground and limited space available, the piers are solid circular ones measuring 2.10 m in diameter, with 4 grooves that make them look slender (Fig. 28).

7.3. Transition area piers

The transition area rests on pier 0 of the main viaduct and on 3 almost rectangular prismatic piers with rounded walls that serve as a transition between the shapes of the piers in the main viaduct and those belonging to the approach branches. Their outer size is 2.20 × 4.40 m (Fig. 29). All the piers of the approach spans and transition area have shallow foundations.



Figure 28. Piers of approach branches.



Figure 29. Piers in the transition area.

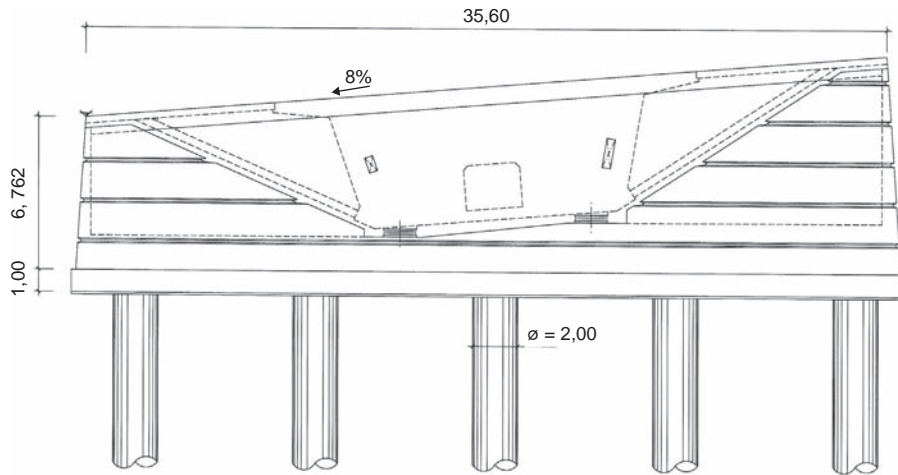


Figure 30. Elevation of abutment 2.



Figure 31. View of the abutments of the approach branches.

8. Abutments

The start of the main deck rests on pier 0 where there is a road surface joint and the transition area. At the other end, it rests on abutment 2 (Fig. 30). This abutment is a large-sized loading platform that rests on ten 2.00 m diameter piles, which must go through a newly formed 30 m deep embankment, built using the material extracted from the SMB tunnels.

This embankment varies greatly in thickness in the transverse direction. This caused detailed analysis in the project phase to see how its transverse movements evolved over time. This analysis was carried out with and without considering the piles of the loading platform. From the calculation, the forecast for transverse movements up to 0.10 m at the top of the landfill contiguous to the loading platform were calculated. For this reason the piles of abutment 2 are strongly reinforced. Furthermore, to a large extent to make the deck functioning independent from the landfill movements, very thick neoprene bearing pads were installed on abutment 2. Finally, inclinometers were left to measure the longitudinal and transverse movements of the embankment over the years. To date, these movements are within the foreseen figures.

In the approach viaduct, the abutments, as well as the walls of the link, have sloping walls with a few horizontal grooves

and rounded corners like those of the main piers, thus giving the sensation of a formal unit (Fig. 31).

9. Conclusions

The Trapagaran viaduct is characterized by its very wide deck. This involves a singular construction due to its dimensions and the shapes of the structural elements that give the observer a pleasing vision. The joint study of design and the construction process in the project phase has reverberated in completing the work within an extraordinarily short space of time.

10. Quantities

Main viaduct:

• HP-50 Concrete:	0.85 m ³ /m ²
• Prestressing steel, longitudinal:	32.2 kg/m ²
• Prestressing steel, transversal:	3.65 kg/m ²
• Reinforcement steel:	181 kg/m ³

Transition area viaduct:

• Concrete:	1.06 m ³ /m ²
• Prestressing steel:	32.9 kg/m ²
• Reinforcement steel:	240 kg/m ³

Approach viaduct:

• Structural steel	S-355 J2G3: 265 kg/m ²
--------------------	-----------------------------------

11. Trapagaran viaduct fact sheet

Owners	Diputación Foral de Bizkaia Interbiak
Site Management	
Director:	Íñigo Berriozábal Bilbao (Civil Engineer)
Assistant Director:	Asensio Fernández (Technical Engineer in Public Works)
Technical Assistance	
Company:	Pointec-Euskontrol-Eipsa
Unit Manager:	Alex Ugalde (Pointec) (Civil Engineer) Roberto Martínez (Pointec) (Civil Engineer)

Project

Company: Prointec-Euskontrol-Eipsa
 Author: Jordi Revoltós Fort (Civil Engineer)

Main Contractors

Main viaduct, Transition area and branches B, C and D

Trapagaran Joint Venture:
 Sobrino-Cycasa-Fonorte-Urssa

Director: Jesús María Cruz Fernández
 (Sobrino) (Civil Engineer)

Site Manager: Miguel Moreno Díaz (Cycasa) (Civil Engineer)

Branch A:

Galindo Consortium: Otaduy, Construcciones Murias,
 Pavisa

Subcontractors

Prestressing system: Freyssinet
 URSSA

Steel Workshop: ASCAMON (Branch A)

Deck construction: Construgomes

Falsework transition area: RMD

Formworkg Segment 0: ULMA

Quotation:

Quotation for contracted operation of stretch IIIA: 53.0 Million Euros

Quotation for material implementation of the viaduct: 31.7 Million Euros

Completion Programme:

32 months (from February 2008 to September 2010)

References

- [1] J.A. Llombart Jaques, J. Revoltós Fort, J. Fernández, Viaducto sobre el Río Ebro en el Cuarto Cinturón de Zaragoza, *Hormigón y Acero* 256 (2009) 41–58.
- [2] R. Villegas Gómez, M.J. Pantaleón Prieto, R. Revilla Angulo, P. Olazábal Herrero, Viaducto de Montabiz, *Hormigón y Acero* 248 (2008) 9–40.
- [3] F. Leonhardt, *Brücken/Bridges*, 4th ed., Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart (Germany), 1994, pp. 188–190, ISBN 3421025908 Kochertal.
- [4] C. Menn, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser Verlag AG, Basel, 1990, ISBN 3-7643-2414-7, p. 299, Felsenau Bridge.

Un modelo unificado de resistencia a flexión y cortante de vigas esbeltas de hormigón armado bajo cargas puntuales y repartidas

A unified shear-flexural strength model for slender reinforced concrete beams under concentrated and distributed loads

Antonio Marí^{a,*}, Antoni Cladera^b, Jesús Bairán^a, Eva Oller^a y Carlos Ribas^b

^a *Departamento de Ingeniería de la Construcción. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España*

^b *Departamento de Física. Universitat de les Illes Balears, Palma de Mallorca, España*

Recibido el 7 de julio de 2014; aceptado el 6 de noviembre de 2014

Disponible en Internet el 18 de febrero de 2015

Resumen

Se presenta un modelo mecánico para la predicción de la resistencia a cortante-flexión de vigas esbeltas de hormigón armado sometidas a cargas puntuales y/o repartidas. El modelo incorpora las contribuciones a la resistencia a cortante de la cabeza comprimida, del alma fisurada y de las armaduras longitudinales y transversales. Se considera que la rotura tiene lugar en la cabeza comprimida no fisurada de hormigón, sometida a un estado biaxial de tensiones, cuando se alcanza la envolvente de Kupfer, habiendo plastificado las armaduras transversales. Basándose en consideraciones de equilibrio y en una distribución de tensiones en ELU para la cabeza comprimida, se proponen ecuaciones sencillas y directas para dimensionamiento y comprobación. Las predicciones del modelo se han comparado con más de 1300 ensayos a cortante de vigas, obteniéndose muy buenos resultados. El modelo proporciona una explicación física del comportamiento a cortante, lo que junto a su sencillez y precisión, le convierte en una herramienta muy útil para el proyecto basado en prestaciones.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Modelo mecánico; resistencia a cortante; hormigón armado; carga puntual; carga repartida

Abstract

A mechanical model is presented for shear-flexural strength of slender reinforced concrete beams under concentrated or distributed loads. The model incorporates the shear transferred by the un-cracked concrete head, by the cracked web and by the longitudinal and transverse reinforcements. Failure is assumed to occur at the un-cracked concrete zone, subjected to a biaxial stress state, when the Kupfer failure envelope is reached and the stirrups are yielded. A general procedure and simplified direct design equations are derived taking into account equilibrium and a given stress distribution at ultimate limit states (ULS). The model predictions have been compared with the results of more than 1300 tests performed on simply supported beams, having obtained very good agreement. Because of the simplicity, accuracy, and the physical insight of the problem provided by the model, it may be very useful for rational performance-based design of concrete structures in practice.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Mechanical model; shear strength; reinforced concrete; point load; distributed load.

1. INTRODUCCIÓN

La complejidad del comportamiento frente a esfuerzo cortante es enorme, debido, entre otros aspectos, a la anisotropía generada por la fisuración inclinada, a los distintos mecanismos resistentes que se generan, a la adherencia imperfecta entre

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: antonio.mari@upc.edu (A. Marí).

Significado de las variables	
a	luz a cortante
b	anchura de la sección transversal
d	canto útil de la sección transversal
d_{max}	tamaño máximo del árido
f_{cc}	resistencia a compresión uniaxial del hormigón
f_{ck}	resistencia característica a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica
f_{cm}	valor medio de la resistencia a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica
f_{ct}	resistencia a tracción uniaxial del hormigón
f_{ctm}	valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
f_{yw}	límite elástico de la armadura a cortante
h	canto total de la sección transversal
l_{sw}	longitud de la fisura
l_w	longitud a lo largo de la fisura en donde se extienden las tensiones de tracción
n	coeficiente de equivalencia (E_s/E_c)
n_b	número de barras de refuerzo de la armadura longitudinal
s	coordenada longitudinal de la viga medida desde el eje del apoyo
s_{cr}	coordenada de la sección donde se inicia la fisura crítica
$s_{m\theta}$	separación media de las fisuras diagonales
s_t	separación longitudinal de la armadura a cortante
s_u	coordenada longitudinal de la sección crítica a cortante
v_c	cortante adimensional resistido por la cabeza comprimida de hormigón
v_d	cortante adimensional de cálculo
v_l	cortante adimensional resistido por la armadura longitudinal
v_s	cortante adimensional resistido por la armadura transversal
v_u	esfuerzo cortante adimensional que agota una viga
$v_{u,0}$	esfuerzo cortante adimensional de vigas y losas unidireccionales sin armadura transversal
v_w	cortante adimensional resistido a través de la fisura
w	ancho de fisura
w_{max}	ancho máximo de fisura
x	profundidad del eje neutro
x_w	proyección vertical de l_w
y	coordenada vertical medida desde la fibra superior de la sección transversal de hormigón
z	brazo mecánico de las fuerzas internas
A_s	área de la armadura longitudinal
A_{sw}	área por unidad de longitud de la armadura transversal
C	fuerza de compresión en la cabeza comprimida de la viga
E_c	módulo de elasticidad del hormigón
E_s	módulo de elasticidad del acero
G_c	módulo de deformación a cortante de la cabeza comprimida de hormigón
G_f	energía de fractura del hormigón
I_s	módulo de inercia de una barra de refuerzo longitudinal
K_λ	constante
M	momento flector
M_{cr}	momento flector de fisuración
R_t	factor reductor de la resistencia a tracción por efecto de las compresiones en la dirección perpendicular
S	fuerza de compresión en la biela
T	fuerza de tracción en la armadura longitudinal
V	esfuerzo cortante
V_c	cortante resistido por la cabeza comprimida de hormigón
V_d	esfuerzo cortante de cálculo
V_{exp}	valor experimental del esfuerzo cortante de rotura
V_l	cortante resistido por la armadura longitudinal
V_{pred}	valor predicho del esfuerzo de cortante de rotura
V_s	cortante resistido por la armadura transversal
V_u	resistencia a cortante
$V_{u,0}$	resistencia a cortante de vigas y losas unidireccionales sin armadura transversal
V_w	cortante resistido a través de la fisura
α	ángulo de inclinación de la armadura transversal o de los tirantes
δ_m	componente vertical de la abertura de la fisura inclinada
δ_v	deslizamiento en la dirección vertical debido a la deformación de cortante de la cabeza comprimida
ϕ	diámetro de la armadura de refuerzo longitudinal
$\varepsilon_{ct,cr}$	deformación del hormigón al inicio de la macrofisuración a tracción
$\varepsilon_{ct,u}$	deformación máxima a tracción correspondiente a tensión residual nula
ε_s	deformación de la armadura longitudinal
ε_{sw}	deformación de la armadura longitudinal perpendicular a la fisura inclinada
ε_{sx}	deformación axial de la armadura longitudinal
ζ	factor de efecto tamaño
γ	distorsión
λ	distancia vertical desde el eje neutro
θ	ángulo de inclinación de la biela
μ	momento flector adimensional ($M/(f_{ct}\cdot b\cdot d)$)
μ_{cr}	momento flector de fisuración adimensional ($M_{cr}/(f_{ct}\cdot b\cdot d)$)
ξ	profundidad adimensional del eje neutro (x/d)
ξ_w	proyección vertical adimensional de l_w (x_w/d)
ρ	cuantía de armadura longitudinal
ρ_w	cuantía de armadura transversal
σ_1, σ_2	tensiones principales

σ_{st}	tensión de tracción en la armadura transversal
σ_x	tensión normal en la dirección longitudinal
$\sigma_{x,max}$	tensión normal máxima en la dirección longitudinal
σ_y	tensión normal en la dirección transversal
σ_w	tensión normal a la fisura inclinada en el alma
τ	tensión tangencial
τ_{max}	tensión tangencial máxima
τ_λ	tensión tangencial para $y = \lambda \cdot x$

hormigón y armaduras y a la fragilidad de la rotura, que conducen, entre otros, al efecto tamaño.

A fin de comprender este comportamiento tan complejo se han realizado numerosas investigaciones experimentales cuyas referencias pueden encontrarse en [1,2]. Por otra parte se han desarrollado modelos numéricos sofisticados para predecir la resistencia a cortante [3–10], si bien su utilización en la ingeniería cotidiana es escasa debido al esfuerzo y coste computacional requeridos. Por ello, en su momento se desarrollaron expresiones semi-empíricas, ajustadas a resultados experimentales, algunas de las cuales fueron incluidas en códigos estructurales como el Eurocódigo 2 (EC2) [11], o el ACI-318-08 [12]. Sin embargo, estas expresiones no cubren algunos casos que se dan en la práctica o no tienen en cuenta la influencia de diversos aspectos, como la forma de la sección [13], debiendo ser adaptadas de forma artificial. Por otra parte se han desarrollado nuevos materiales (hormigones de alta resistencia, auto-compactantes, con fibras, reciclados, armaduras de materiales compuestos. . .), para los cuales no fueron derivadas tales expresiones. Lo cierto es que al predecir los resultados de ensayos sobre vigas biapoyadas de hormigón convencional, se obtienen dispersiones considerables y valores, en general, muy conservadores. Además, estas formulaciones no proporcionan, en general, información suficiente sobre la física del problema, que permita resolver racionalmente casos no estandarizados. A título de ejemplo se plantean aquí algunas cuestiones que no encuentran una respuesta específica mediante los planteamientos normativos considerados (EHE-08 [14], el EC2 [11] o el Código ACI-318-08 [12]):

- ¿Es igual la contribución del cortante resistido por el hormigón en una viga con armadura transversal que sin ella? ¿Afectan a esta contribución por igual un esfuerzo axial de compresión que otro de tracción?
- ¿Funcionan igual a cortante las zonas de apoyos extremos y las de apoyos intermedios en una viga continua?
- ¿Resiste igual cortante una sección en T que una sección rectangular con igual canto, cuantía de armadura longitudinal y transversal e igual ancho del alma?
- ¿Cómo influye el tipo de carga (concentrada o repartida) en la resistencia a cortante?
- ¿Qué papel juegan la resistencia a tracción o la retracción del hormigón en la respuesta a cortante?
- En piezas pretensadas, ¿qué influencia tiene la excentricidad del pretensado en la resistencia a cortante? ¿Qué canto útil hay

que tomar para el cálculo de V_{cu} o V_{u2} según EHE-08 [14] y el EC2 [11]?

Estas y otras muchas cuestiones ponen de manifiesto la necesidad de disponer de modelos conceptuales que, además de predecir correctamente los resultados experimentales, tengan sentido físico y permitan adaptarse a nuevas situaciones. Ciertamente, existen modelos de este tipo, si bien las expresiones por ellos proporcionadas no son lo suficientemente prácticas de cara al proyecto cotidiano o suficientemente generales. Entre ellos cabe destacar el modelo de Reineck [15], los modelos simplificados basados en la teoría del campo modificado de compresiones [16], en la teoría de la fisura crítica [17], la analogía del ensayo de tracción indirecta [18], las teorías basadas en la resistencia de la cabeza comprimida [19–21], métodos basados en la plasticidad [22] e incluso modelos que incorporan el efecto de la fatiga [23]. Todos estos métodos predicen con razonable aproximación la carga última, a pesar de estar basados en mecanismos resistentes distintos y de utilizar expresiones distintas con parámetros no siempre iguales. Ello sugiere que en función del nivel de carga, la contribución de cada mecanismo resistente puede ser distinta, produciéndose, ante la disminución de capacidad de un mecanismo, redistribuciones súbitas de tensiones hacia el resto.

En este artículo se presenta un modelo de resistencia a cortante-flexión de elementos esbeltos de hormigón armado, basado en la mecánica de las estructuras de hormigón y en la observación experimental del comportamiento de vigas bajo carga creciente hasta rotura. El modelo es válido para vigas biapoyadas, con sección rectangular, sin y con armadura de cortante, sometidas a cargas puntuales y/o repartidas y proporciona expresiones finales muy simples para el diseño y comprobación de estructuras. En este artículo se presentan, así mismo, las posibilidades de extensión del modelo a diferentes situaciones de carga, apoyos, geometría seccional y tipos de hormigón y armaduras, como es el caso, ya estudiado por los autores, de vigas de hormigón armadas con barras de polímeros reforzados con fibras (FRP) [24], vigas con sección en T, vigas continuas, vigas pretensadas, vigas con canto constante o con hormigón reforzado con fibras.

2. PRINCIPIOS DEL MODELO PROPUESTO

2.1. Comportamiento observado y mecanismos resistentes movilizados

En la mayoría de vigas solicitadas a cortante bajo cargas puntuales, en las que la relación a/d es mayor igual a 2,5, siendo a la luz de cortante y d el canto útil, las fisuras de cortante se originan a partir de fisuras de flexión. Estas fisuras nacen en la cara traccionada, perpendiculares al eje de la viga, y al penetrar en el alma se inclinan como consecuencia de la presencia de tensiones tangenciales. Conforme la carga aumenta, el daño se concentra en una fisura (llamada fisura crítica) la cual se desarrolla hasta alcanzar aproximadamente el eje neutro en flexión de la sección fisurada. Esta situación es estable hasta que, con el aumento de la carga, se desarrolla una segunda rama que conecta



Figura 1. Fisura crítica. Con un círculo se señala la segunda rama de la fisura crítica.

el final de la primera rama con el punto de aplicación de la carga. Además, la armadura longitudinal puede sufrir deslizamientos respecto del hormigón, fruto de las fuertes tensiones tangenciales, produciendo fisuras longitudinales cerca de su zona de anclaje (fig. 1).

Se acepta generalmente que la resistencia a cortante de una viga consta de las siguientes contribuciones: 1) la cabeza de compresión, cuya capacidad para transferir tensiones tangenciales aumenta con el nivel de compresión axial; 2) el alma fisurada, a lo largo de cuyas fisuras se resisten tensiones tangenciales por fricción y tensiones residuales de tracción cuyas componentes verticales contribuyen a resistir cortante pero que van disminuyendo conforme la fisura crece en anchura; 3) la

armadura longitudinal, capaz de resistir una cierta cizalladura (efecto pasador), pero cuya capacidad está limitada por la resistencia al empuje al vacío del recubrimiento, siendo mayor para el caso de piezas con armadura transversal; 4) la armadura transversal mediante su contribución directa al equilibrio de fuerzas verticales, pero también al confinar verticalmente la cabeza de compresión y al limitar el ancho de fisuras, aumentando así la resistencia del alma.

De forma simplificada, para vigas sin armadura de cortante se puede suponer que el mecanismo resistente puede asimilarse a una celosía formada por el cordón superior (cabeza de compresión de hormigón), cordón inferior (armadura de tracción), bielas inclinadas de hormigón y tirantes inclinados también de hormigón [25], que pueden cruzar las fisuras hasta cierto nivel de abertura de las mismas, tal como indica la figura 2. Este fenómeno se explica por el carácter tridimensional de la microfisuración, que permite transferencia de tracciones a través de las fisuras, cuyo valor puede aproximarse mediante la mecánica de la fractura, como se verá más adelante.

Estos tirantes, que representan la resultante de las tensiones residuales a través de la fisura y de las tensiones de fricción a lo largo de la misma, contribuyen a resistir el cortante junto con el cordón comprimido, que tiene una cierta inclinación, y se equilibran en su parte inferior con las bielas de hormigón y con la armadura longitudinal. La componente vertical del tirante es igual y opuesta a la de la biela, mientras que la suma de ambas componentes horizontales debe ser equilibrada por el incremento de fuerza en la armadura longitudinal (fig. 2).

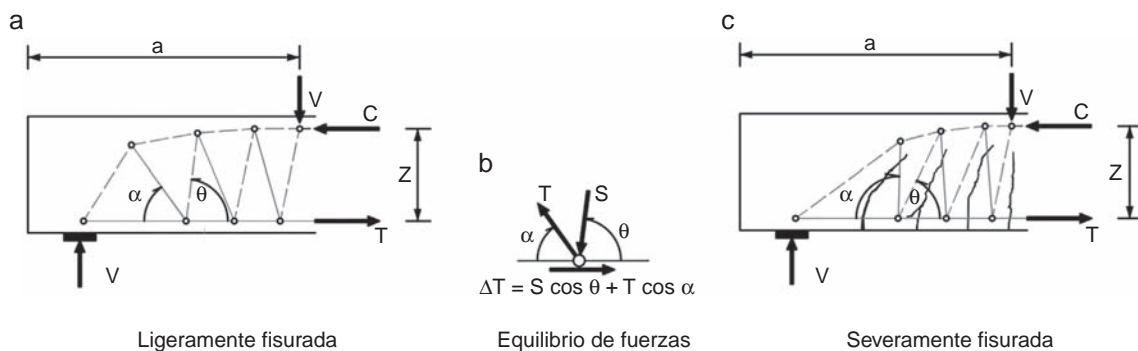


Figura 2. Modelos de bielas y tirantes para cargas moderadas y para cargas elevadas.

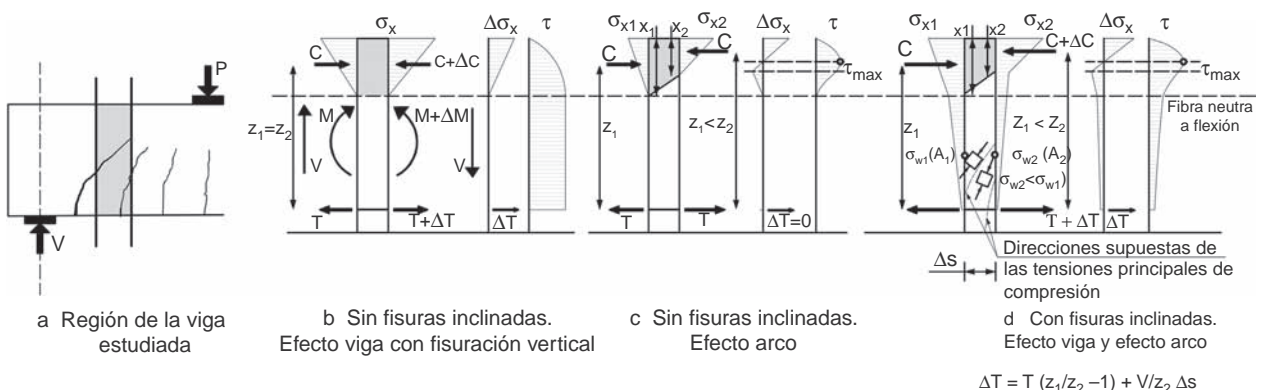


Figura 3. Distribución de tensiones tangenciales en una sección de una viga con fisuración diagonal.

$$\Delta T = T (z_1/z_2 - 1) + V/z_2 \Delta s$$

Conforme la carga aumenta, la fisura crítica se va abriendo y va perdiendo capacidad para transferir tensiones residuales y friccionales, especialmente en la zona traccionada de la viga, donde las deformaciones longitudinales son mayores. Por ello, la inclinación de los tirantes de hormigón varía, buscando la zona más cerrada de la fisura, y su fuerza disminuye conforme la fisura se va abriendo, afectando, por equilibrio vertical del nudo inferior, también al valor de la fuerza en la biela, y por equilibrio horizontal al incremento de tracción en la armadura longitudinal ΔT . Ello conduce a la necesidad de que el par comprimido se incline para resistir el cortante que deja de resistir el tirante, produciéndose así un cierto efecto arco. En consecuencia, la distribución de tensiones tangenciales en una sección con fisuración inclinada, será como la esquematizada en la figura 3d, es decir, una combinación de la distribución correspondiente a un mecanismo de viga puro (fig. 3b) y a un mecanismo de arco puro (fig. 3c). Además, el deslizamiento de la armadura longitudinal también podría disminuir el ΔT , potenciando el efecto arco [26].

La figura 4 muestra esquemáticamente una curva carga-desplazamiento de una viga crítica a cortante y la distribución de tensiones tangenciales asociadas a la sección donde termina la primera rama de la fisura crítica. Se observa cómo las tensiones van migrando hacia la cabeza de compresión, conforme aumenta la carga. Este hecho ha sido previamente mostrado teóricamente mediante modelos numéricos [5,8] verificados experimentalmente.

2.2. Hipótesis del modelo

- 1) En rotura, el cortante y el momento son resistidos por la zona de hormigón no fisurada, por los cercos que cosen la fisura diagonal, por las tensiones residuales que atraviesan fisura y por la armadura longitudinal (fig. 5).
- 2) Se consideran las siguientes distribuciones de tensiones en la cabeza comprimida (fig. 6): lineal (σ_x), parabólica (τ) y constante (σ_y) a partir de una cierta profundidad para tener

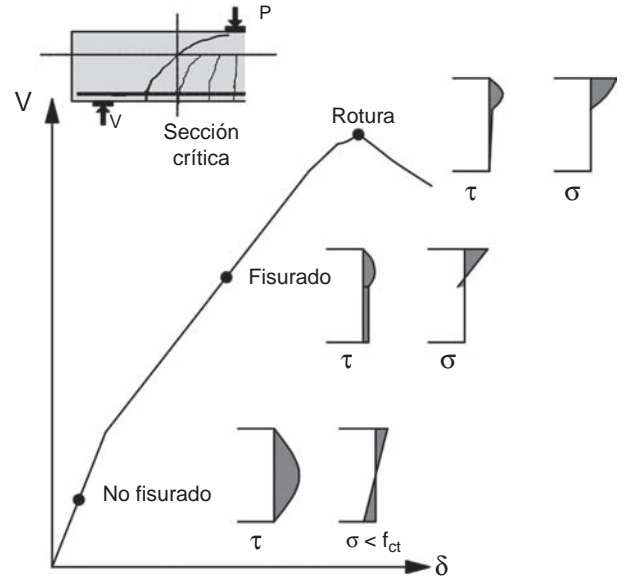


Figura 4. Evolución de tensiones tangenciales en función del nivel de carga.

en cuenta el anclaje de la armadura transversal y su carácter discreto.

- 3) Existe una fisura crítica, donde se concentra el daño, que nace a partir de una fisura de flexión y se inclina en el alma hasta llegar al eje neutro de flexión. Esta fisura tiene una primera rama, estable, cuya proyección horizontal se considera igual a $\beta d = 0,85d$, valor adoptado fruto de la observación experimental.
- 4) La profundidad de la cabeza, x , se considera igual a la profundidad de la fibra neutra en flexión pura, calculada con $f_{ct} = 0$.
- 5) La cabeza de compresión se encuentra sometida a un estado biaxial de tensiones. El fallo se produce cuando las tensiones alcanzan las superficies de rotura de Kupfer [27] (fig. 7).
- 6) Se considera que la armadura longitudinal se encuentra perfectamente anclada y que no hay deslizamiento relativo entre hormigón y acero.

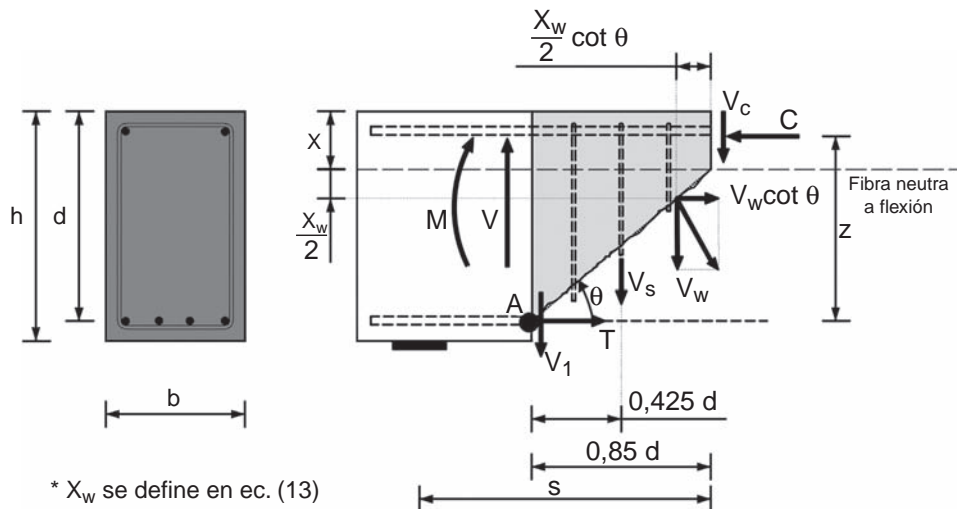


Figura 5. Mecanismos resistentes a cortante y flexión.

* X_w se define en ec. (13)

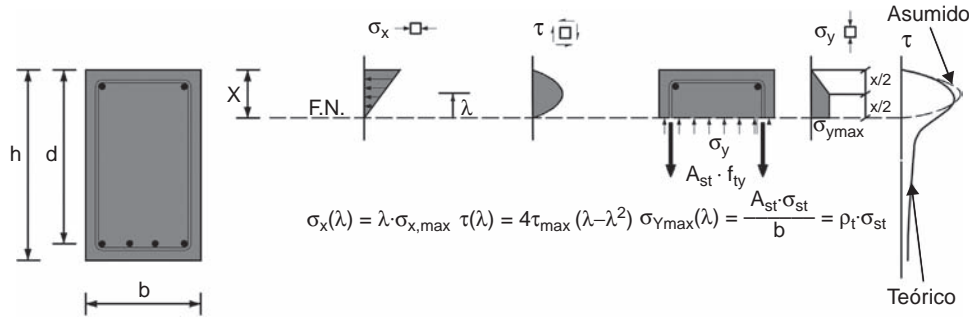


Figura 6. Distribuciones de tensiones en la cabeza de compresión.

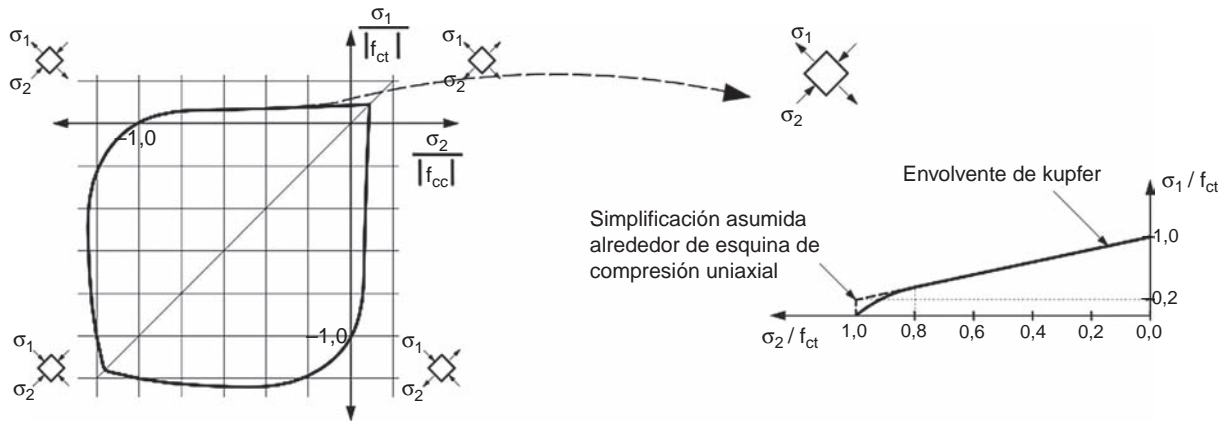


Figura 7. Envolvente de rotura de Kupfer bajo un estado biaxial de tensiones. Adaptado de [27].

7) Se considera que la armadura transversal, en ELU, está plastificada.

3. FORMULACIÓN DEL MODELO

3.1. Contribución de la cabeza comprimida a la resistencia a cortante

Las tensiones principales de tracción (σ_1) y de compresión (σ_2) producidas en la cabeza por un estado de tensiones normales (σ_x, σ_y) y tangenciales (τ) son:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (1)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2)$$

donde la tensión de tracción se considera positiva. La tensión tangencial (τ) en cualquier punto está relacionada con las tensiones normales y principales a través de la ecuación (3), obtenida resolviendo (1) y (2).

$$\tau = \sigma_1 \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{\sigma_1^2}} \quad (3)$$

Si en un cierto punto de la cabeza situado a una distancia del eje neutro $y = \lambda \cdot x$, se conoce el valor de la tensión tangencial

τ_λ , la distribución de tensiones en la cabeza puede calcularse, imponiendo las condiciones $\tau(0) = 0$, $\tau(x) = 0$ y $\tau(\lambda \cdot x) = \tau_\lambda$, obteniéndose:

$$\tau = \frac{\tau_\lambda}{\lambda \cdot (1 - \lambda)} \left(\frac{y}{x} - \frac{y^2}{x^2} \right) \quad (4)$$

Entonces, el cortante resultante en la cabeza se obtiene por integración de las tensiones tangenciales en la misma:

$$\begin{aligned} V_c &= \int_0^x \tau(y) \cdot b \cdot dy = \int_0^x \frac{\tau_\lambda}{\lambda \cdot (1 - \lambda)} \cdot \left(\frac{y}{x} - \frac{y^2}{x^2} \right) \cdot b \cdot dy \\ &= \frac{\tau_\lambda \cdot b \cdot x}{6 \cdot \lambda \cdot (1 - \lambda)} \end{aligned} \quad (5)$$

Si τ_λ es la tensión tangencial asociada a un estado de tensiones normales dado por la ecuación (3), ésta puede substituirse en la ecuación (5), resultando V_c función de las tensiones normales y principales en el punto considerado ($y = \lambda \cdot x$): indica la figura 8, donde se representa el daño para el caso de vigas sin armadura transversal

$$V_c = K_\lambda \cdot b \cdot x \cdot \sigma_1 \sqrt{1 - \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_1} + \frac{(\sigma_x \cdot \sigma_y)}{\sigma_1^2}} \quad (6)$$

donde:

$$K_\lambda = \frac{1}{6 \cdot \lambda \cdot (1 - \lambda)} \quad (7)$$

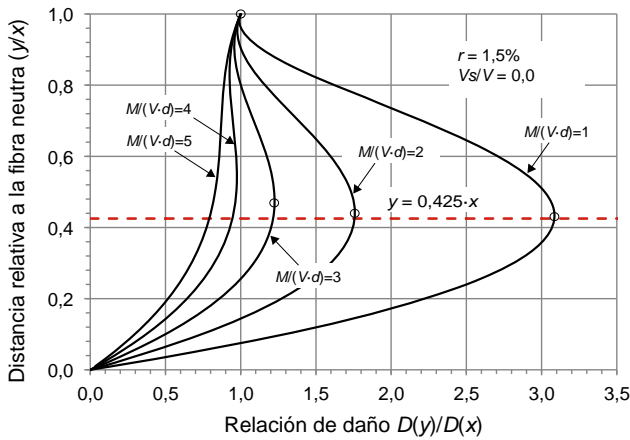


Figura 8. Posición del punto con daño máximo en la cabeza de compresiones para el caso de vigas sin armadura transversal.

Y el eje neutro, x , se puede obtener en el caso de vigas de sección rectangular sin armadura comprimida a través de:

$$\xi = \frac{x}{d} = n \cdot \rho \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \rho}} \right) \tag{8}$$

donde $n = E_s/E_c$ es el coeficiente de equivalencia entre acero y hormigón y $\rho = A_s/(b \cdot d)$ es la cuantía geométrica de armadura traccionada.

Si el punto considerado tiene un estado tensional que corresponde a la superficie de Kupfer, V_c será el cortante resistido por la cabeza de compresión. La ecuación de la superficie de rotura de Kupfer, en la rama compresión-tracción tiene por expresión:

$$\frac{\sigma_1}{f_{ct}} + 0,8 \frac{\sigma_2}{f_{cc}} = 1 \tag{9}$$

Donde tanto la tensión como la resistencia a compresión se consideran negativas. El término de la izquierda de esta igualdad puede asociarse a un daño, D , que sufre el punto debido a su estado de tensión biaxial. La tensión principal de tracción puede despejarse de la ecuación (9).

$$\sigma_1 = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cc}} \right) \cdot f_{ct} = R_t \cdot f_{ct} \tag{10}$$

Donde R_t es un factor reductor de la resistencia a tracción por efecto de las compresiones transversales. Con ello la ecuación (6) puede reescribirse como:

$$V_c = K_\lambda \cdot b \cdot x \cdot R_t f_{ct} \sqrt{1 - \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{R_t f_{ct}} + \frac{(\sigma_x \cdot \sigma_y)}{(R_t f_{ct})^2}} \tag{11}$$

La posición del punto pésimo, donde la combinación de tensiones normales y tangenciales produce el máximo daño en la cabeza, es función de la relación entre el momento $M(s)$ y el cortante $V(s)$ que solicitan la sección situada a una distancia s del apoyo, así como de la cuantía de armadura transversal. Dicho punto, para valores situados entre $s = d$ y $s = 3d$, se encuentra entre $y = 0,4x$ y $y = 0,5x$, como indica la figura 8, donde se representa el daño para el caso de vigas

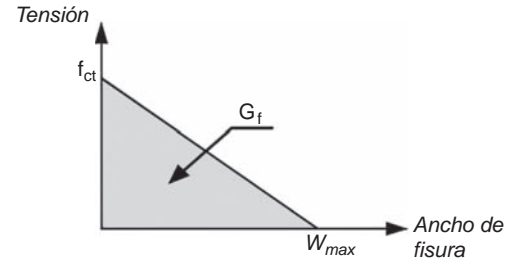


Figura 9. Curva tensión de tracción-ancho de fisura considerada en este trabajo, siendo G_f la energía de fractura.

sin armadura transversal. En el caso de vigas con armadura transversal, la existencia de tensiones verticales reduce la tensión principal de tracción y aumenta algo la de compresión, incrementando ligeramente la altura del punto crítico conforme aumenta la cuantía de armadura transversal, aunque su efecto apenas es perceptible para valores de $M/Vd < 3$. Por tanto, se adoptará en este trabajo el valor $y = 0,425x$, es decir, $\lambda = 0,425$.

Una vez λ es conocido, también lo es K_λ y por tanto en la ecuación (11) solo hará falta sustituir los valores de las tensiones normales y obtener el factor de reducción R_t para obtener el cortante resistido por la cabeza. Por tanto, es necesario determinar cuál es la sección pésima a lo largo de la viga, de cara a determinar el momento flector y las tensiones normales que éste genera en la cabeza comprimida, y para verificar que dicha sección se encuentra en el rango de valores de s/d coherentes con el valor adoptado para λ ($1 < s/d < 3$).

3.2. Cortante resistido a lo largo de la fisura

Considérese el trozo de viga situado por encima de la fisura crítica indicado en la figura 5. El cortante resistido a lo largo de la fisura procede de: 1) las tensiones de fricción en la superficie de la misma cuyo valor en cada punto depende de la abertura de la fisura y del deslizamiento entre caras de ésta; y 2) de las tensiones residuales que, por efecto de las irregularidades tridimensionales en la fisura, pueden transmitirse a través de ella, cuyo valor en cada punto disminuye a medida que aumenta el ancho de la fisura (fig. 9). En este trabajo se considerará, de forma simplificada, solo la fuerza residual, cuya dirección se considera perpendicular a la fisura, lo cual es coherente con la teoría del campo perturbado de tensiones [28,29] según la cual, la dirección principal de la tensión residual no puede desviarse más de 15° de la dirección de la fisura, a menos que se forme otra fisura.

A fin de evaluar la fuerza residual se considera un diagrama tensión-deformación bilineal del hormigón con una rama descendente, una vez superada la tensión máxima f_{ct} , cuya deformación máxima, ϵ_{ctu} , corresponde a tensión residual cero, como indica la figura 10. Considerando la hipótesis de deformación plana de las secciones, se puede relacionar la deformación máxima del hormigón, ϵ_{ctu} , con la deformación de la armadura longitudinal, ϵ_s , y ésta última con el ancho de fisura, con lo que se puede relacionar la fuerza residual con la deformación del acero y la energía de fractura del hormigón. Aunque las tensiones residuales a lo largo de la fisura tendrían una distribución triangular, se adopta un valor constante de

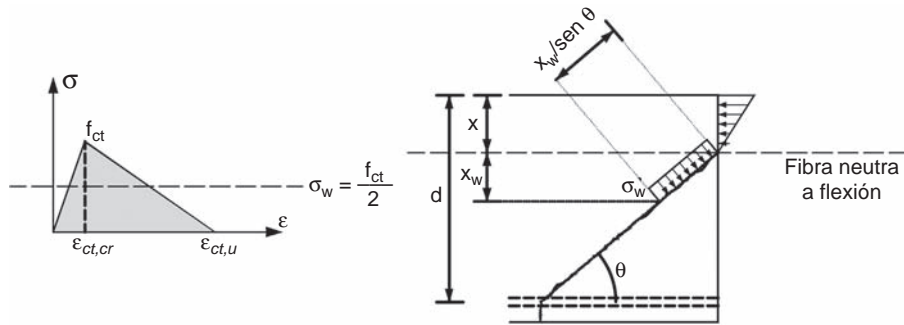


Figura 10. Diagrama tensión-deformación en tracción del hormigón y tensiones residuales en la fisura.

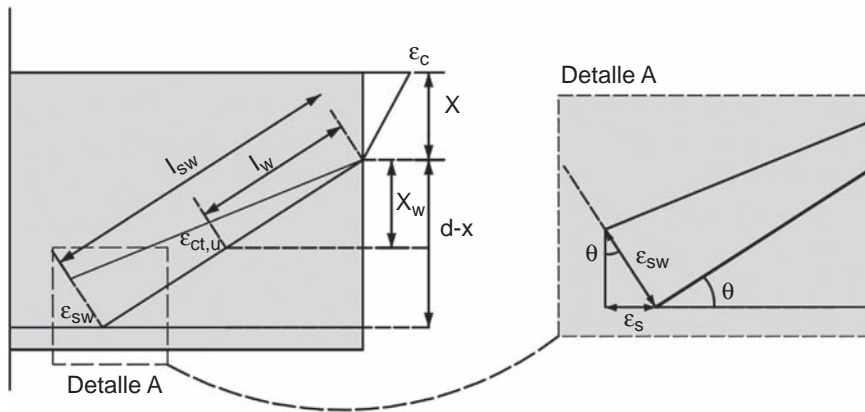


Figura 11. Compatibilidad de deformaciones en la dirección normal a la fisura.

tensión $\sigma_w = f_{ct}/2$ (fig. 10) energéticamente equivalente. Por otra parte, en los cálculos de la fuerza residual se tiene en cuenta que, de acuerdo con las hipótesis del modelo, la proyección horizontal de la fisura es $0,85d$, siendo d el canto útil.

Llamando l_w a la longitud del tramo de fisura que transmite tracciones (fig. 11) y x_w a su proyección vertical (profundidad de la zona traccionada) la fuerza residual resistida es:

$$V_w = \int_0^{l_w} \sigma_w \cdot b \cdot \cos \theta \cdot dl \simeq \sigma_w \cdot b \cdot \cos \theta \cdot \frac{x_w}{\sin \theta}$$

$$= \sigma_w \cdot b \cdot x_w \cdot \cot \theta \tag{12}$$

x_w se obtiene por compatibilidad de deformaciones en la dirección normal a la fisura (fig. 11), resultando el siguiente valor:

$$x_w = (d - x) \cdot \frac{\epsilon_{ct,u}}{\epsilon_s} \sin^2 \theta \tag{13}$$

Donde ϵ_s es la deformación longitudinal de la armadura de flexión, relacionada a través del $\sin^2 \theta$ con la deformación normal a la fisura, y ϵ_{ctu} es la deformación en la dirección normal a la fisura. Substituyendo (13) en (12), y teniendo en cuenta que el valor del ángulo θ es conocido ($\cot \theta = 0,85d/(d-x)$), V_w puede expresarse como:

$$V_w = 0,425 \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\epsilon_{ct,u}}{\epsilon_s} \sin^2 \theta \tag{14}$$

La energía de fractura puede expresarse como una función de las deformaciones de fisuración y última del hormigón como

sigue:

$$G_f = \int_0^w \sigma(w) \cdot dw \approx \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot w_{max}$$

$$\simeq \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot (\epsilon_{ct,u} - \epsilon_{ct,cr}) \cdot s_{m\theta} \tag{15}$$

Donde se supone que, en la fase de propagación de la fisura, el ancho máximo de fisura es:

$$w_{max} = (\epsilon_{ct,u} - \epsilon_{ct,cr}) \cdot s_{m\theta} \tag{16}$$

siendo $s_{m\theta}$ el valor medio de la separación entre fisuras inclinadas, cuyo valor, como indica la figura 12, es mayor que la separación entre fisuras de flexión.

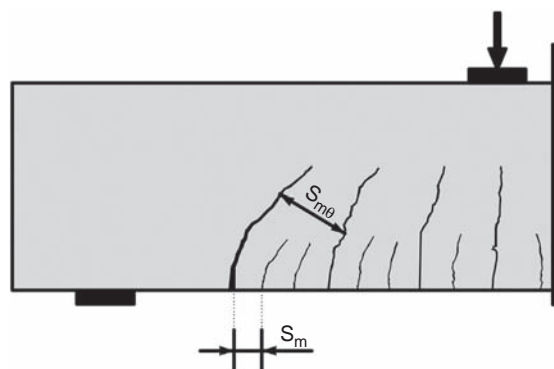


Figura 12. Separación media entre fisuras inclinadas.

Con todo lo anterior, la deformación última del hormigón en tracción, se puede relacionar con la energía de fractura mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ct,u} &= \varepsilon_{ct,cr} + \frac{2 \cdot G_f}{f_{ct} \cdot s_{m\theta}} = \frac{f_{ct}}{E_c} + \frac{2 \cdot G_f}{f_{ct} \cdot s_{m\theta}} \\ &= \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot G_f \cdot E_c}{f_{ct}^2 \cdot s_{m\theta}} \right) \end{aligned} \quad (17)$$

Por tanto, el cortante resistido a través de la fisura, en forma adimensional puede expresarse según:

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = \frac{0,425}{\varepsilon_s} \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \left(1 + \frac{2 \cdot G_f \cdot E_c}{f_{ct}^2 \cdot s_{m\theta}} \right) \sin^2 \theta \quad (18)$$

La expresión (18) indica que la contribución del alma aumenta con la energía de fractura (y por tanto con la resistencia a compresión del hormigón y el tamaño máximo del árido) y disminuye con la separación media entre fisuras diagonales y con la deformación de la armadura longitudinal ε_s . El valor de la separación media entre fisuras diagonales, $s_{m\theta}$, varía de unos puntos a otros y de la presencia o no de armadura transversal, siendo, en la actualidad, un tema abierto de investigación. Por eso, en este trabajo se adopta el valor $s_{m\theta}=d$ que es conservador, especialmente en el caso de existencia de armaduras transversales. En cuanto a la deformación de la armadura longitudinal ε_s , dado que el momento que actúa en la sección crítica no es conocido «a priori», a fin de obtener una expresión práctica para V_w , se adopta el valor $\varepsilon_s=0,0009$ cuando se produce la rotura por cortante, que es un valor medio obtenido por los autores, tanto en cálculos mediante modelos teóricos [8,10,30,31] como en investigaciones experimentales [32]. Por otra parte se adopta $x/d=0,38$ para la profundidad de la fibra neutra, que corresponde a una cuantía geométrica $\rho=1,5\%$, que es un valor conservador a efectos del cálculo de V_w . La expresión que proporciona el cortante resistido a través de la fisura es:

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = 167 \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2 \cdot d} \right) \quad (19)$$

La energía de fractura depende, entre otros factores, de la relación agua/cemento, del tipo de árido, del tamaño máximo del árido y de las condiciones de curado. El Código Modelo 2010 (CM2010) [33], propone una expresión para G_f que depende solo de la resistencia media a compresión del hormigón. Sin embargo, Wittmann [34] propone una expresión que solo depende del tamaño máximo del árido, d_{max} , y que resulta del orden de un 50% superior a la del CM2010. En este trabajo se propone una expresión que se ajusta al CM2010 para un tamaño máximo del árido de 20 mm, y además aumenta o disminuye según la resistencia del hormigón tal como indica la figura 13. Los valores experimentales de esta figura se han extraído del fib Bulletin 42 [35]. Esta expresión, en la que f_{cm} se expresa en N/mm², d_{max} en mm y G_f en N/mm, es:

$$G_f = 0,028 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot d_{max}^{0,32} \quad (20)$$

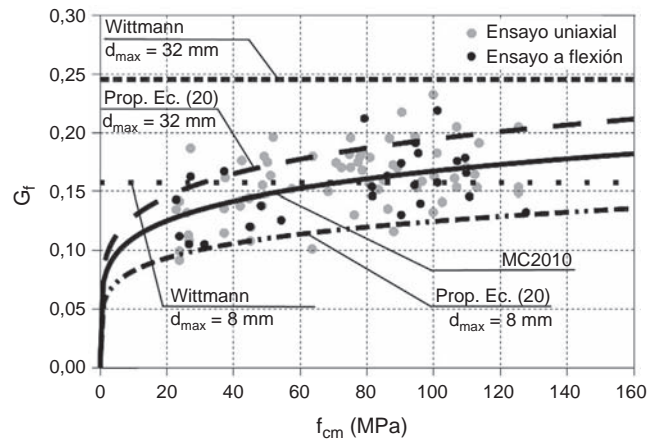


Figura 13. Resultados experimentales de la energía de fractura en función de f_{cm} , adaptada de [35].

3.3. Contribución de la armadura longitudinal a la resistencia a cortante

Como consecuencia del deslizamiento y de la abertura de la fisura inclinada, se produce un movimiento relativo vertical entre ambas caras de la fisura, que, consecuentemente, produce una cizalladura en la armadura longitudinal. Las barras longitudinales ejercen un empuje hacia fuera del hormigón del recubrimiento que está del lado de la fisura más próximo al apoyo. En caso de que no haya estribos, ese empuje solo está equilibrado por la resistencia a tracción del hormigón del recubrimiento, que es muy reducida y, en consecuencia, dicho recubrimiento se desprende para valores del esfuerzo cortante relativamente pequeños. Por ello, en este artículo se despreja el efecto pasador de la armadura cuando no hay estribos.

En el caso de existencia de armadura transversal, la armadura longitudinal se apoya en los cercos y es capaz de resistir el efecto de un desplazamiento vertical relativo entre los mismos. En este trabajo se considera, para simplificar los cálculos, que la armadura longitudinal está empotrada en los dos cercos adyacentes al punto donde nace la fisura crítica, cuya separación se conoce (fig. 14).

El desplazamiento vertical se considera igual a la suma de dos componentes, tal como indica la figura 14: 1) la componente vertical de la abertura de la fisura inclinada (aspecto puramente geométrico, cuyo valor es nulo en flexión pura, cuando la fisura es vertical); y 2) la deformación de cortante de la cabeza, sometida a su cortante V_c , en una longitud igual a la proyección horizontal de la fisura.

Evaluando mediante procedimientos usuales ambas deformaciones (la de flexión en sección fisurada y la de cortante en la cabeza comprimida de forma elástica) y tras algunas simplificaciones, y considerando $G_c = E_c/2,2$, se obtiene la siguiente expresión para la deformación total:

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_m + \delta_v = 0,72 \cdot d \cdot \frac{\varepsilon_{sx}}{1 - \xi} \\ &\times \left(1 + 3,1 \cdot \frac{V_c \cdot d}{M} \cdot n \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3} \right) \right) \end{aligned} \quad (21)$$

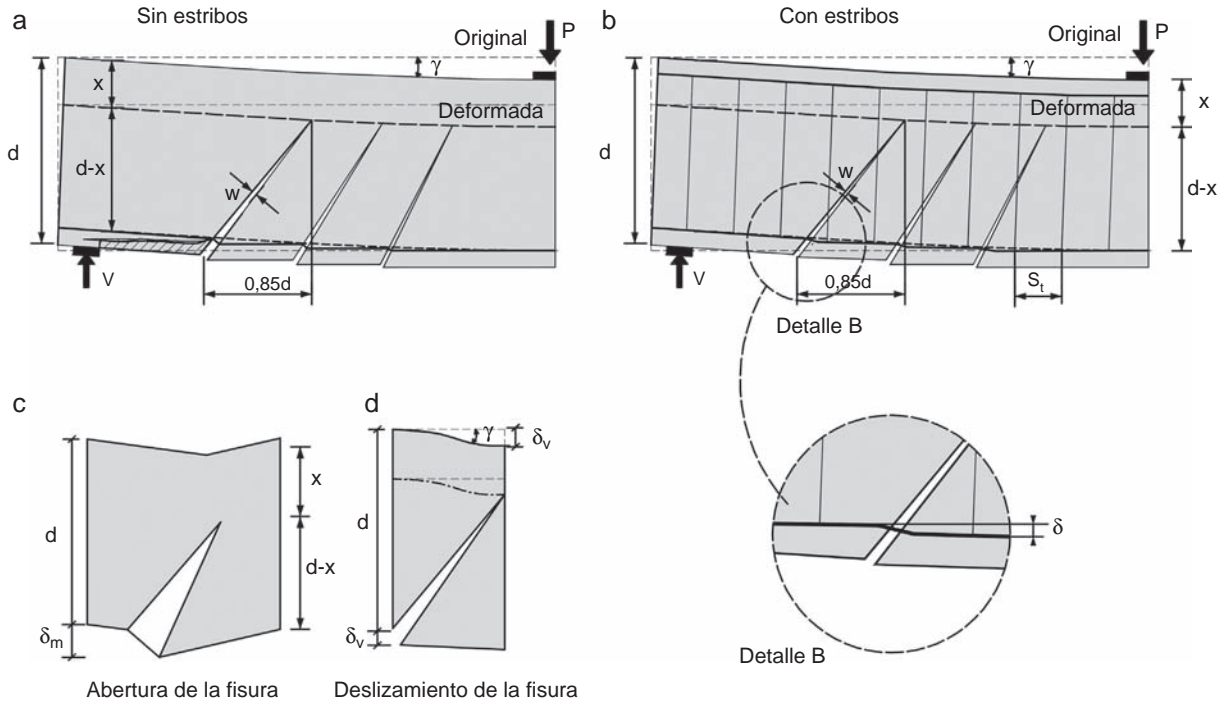


Figura 14. Efecto pasador en la armadura longitudinal.

El valor de la fuerza cortante vendrá dado, por tanto, por el valor del desplazamiento vertical y por la rigidez de esta estructura ficticia que es la barra de armadura longitudinal bienpotrada entre cercos. Con estas premisas, y tras las operaciones pertinentes, se obtiene:

$$v_l = \frac{V_l}{f_{ct} b d} = \frac{12 \cdot E_s \cdot n_b \cdot I_s \cdot \delta}{f_{ct} b d s_t^3} \approx 0,64 \cdot \frac{E_s}{f_{ct}} \cdot \rho \cdot \frac{\phi^2 \cdot d}{s_t^3} \cdot \frac{\varepsilon_{sx}}{1 - \xi} \quad (22)$$

Donde E_s es el módulo elástico del acero, I_s es el momento de inercia de la barra, cuyo diámetro es ϕ , s_t es la separación entre cercos y $\xi=x/d$. Sin embargo, esta expresión es poco operativa y, por tanto, dado que la contribución V_l es muy reducida (menor del 5% del cortante resistido en casos usuales), se adoptan una serie de valores medios que corresponden a casos usuales, como son: $\varepsilon_s = 0,0009$, $\phi/s_t = 0,15$, $d/s_t = 2$ y $E_c/f_{ct} = 10000$, resultando la siguiente expresión simplificada:

$$v_l = \frac{V_l}{f_{ct} \cdot b \cdot d} \approx 0,23 \cdot \frac{n \cdot \rho}{1 - \xi} \approx 0,25 \cdot \xi - 0,05 \quad (23)$$

En donde debe ser $\xi = x/d > 0,2$, lo que ocurre para cuantías geométricas superiores a $\rho = 0,0036$, es decir superiores a la mínima.

3.4. Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante

En este modelo se considera que la armadura transversal está plastificada cuando se produce la rotura por cortante ($\sigma_{st} = f_{yw}$).

Entonces, la contribución directa de esta armadura a la resistencia a cortante es (ver fig. 5):

$$v_s = \frac{V_s}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = \frac{0,85 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = 0,85 \cdot \rho_w \cdot \frac{f_{yw}}{f_{ct}} \quad (24)$$

Donde A_{sw} y ρ_w son el área por unidad de longitud y la cuantía geométrica de armadura transversal, respectivamente, y f_{yw} es la resistencia del acero. Por otra parte, las tensiones verticales de confinamiento introducidas sobre el hormigón por la armadura transversal, obtenidas del equilibrio de fuerzas verticales en un corte horizontal en cualquier sección (fig. 6), son:

$$\frac{\sigma_y}{f_{ct}} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw}}{f_{ct} \cdot b} = \frac{V_s}{0,85 \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d} = \frac{v_s}{0,85} \quad (25)$$

3.5. Posición de la sección crítica a lo largo de la viga

En el presente modelo, la resistencia a cortante proporcionada por la cabeza comprimida, V_c , aumenta conforme la cabeza está más comprimida ya que la tensión tangencial máxima que se puede resistir aumenta con σ_x , tal como se expresa en la ecuación (6). Con estas hipótesis, la sección que menos resiste a cortante será la situada donde acaba la primera rama de la fisura crítica. Ello es así porque secciones más próximas a la carga, que tienen la misma profundidad de la zona no fisurada, están sometidas a mayor compresión en la cabeza y, por tanto, resisten más cortante. Por otra parte, secciones más próximas al apoyo tienen una profundidad de la cabeza no fisurada mayor y también resisten, por tanto, más cortante.

Para obtener la posición de la sección crítica es necesario determinar el punto donde nace la fisura (fig. 15). Conforme se

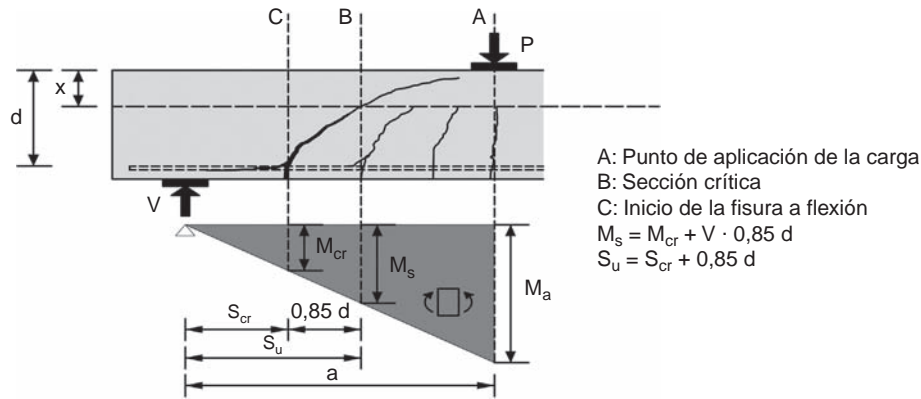


Figura 15. Posición de la sección crítica en la viga.

va cargando la pieza, se van formando fisuras desde el punto de máximo momento hacia el punto de momento nulo, separadas en función de las tensiones de adherencia y la resistencia a tracción del hormigón. Por tanto, la fisura más próxima al apoyo no puede estar a una distancia menor que la separación media entre fisuras (es decir, la longitud necesaria para que se pueda formar otra fisura). Por otra parte, la fisura crítica no puede estar a una distancia del apoyo menor que $s_{cr} = M_{cr}/V_u$, donde el momento no superaría al momento de fisuración.

4. EXPRESIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE-FLEXIÓN DE VIGAS SOMETIDAS A CARGAS PUNTUALES

Considérese la porción de viga entre las secciones donde se inicia y finaliza la primera rama de la fisura crítica por encima de ésta, como indica la figura 5. La resistencia a cortante se obtiene planteando el equilibrio entre los esfuerzos (V, M) y las resultantes de las tensiones internas en la cabeza (C, V_c), en la fisura (V_w) en la armadura longitudinal (V_l) y en las armaduras transversales (V_s).

$$C = T + V_w \cdot \tan \theta \quad (26)$$

$$V = V_c + V_w + V_l + V_s \quad (27)$$

$$C \cdot z = M + V_c \cdot 0,85 \cdot d + \frac{V_w \cdot (0,85 \cdot d - 0,5 \cdot x_w \cdot \cot \theta)}{\cos^2 \theta} + 0,5 \cdot V_s \cdot 0,85 \cdot d \quad (28)$$

$$v_c = \frac{V_c}{f_{ct} \cdot b \cdot d}$$

$$= R_t \cdot K_\lambda \cdot \xi \cdot \sqrt{1 - \frac{\lambda \cdot (0,4 + 1,7 \cdot v_c + 2 \cdot v_w \cdot \frac{(0,85 - \xi_w \cdot \cot \theta)}{\cos^2 \theta} + v_s \cdot 0,85)}{\xi \cdot (1 - \frac{\xi}{3}) \cdot R_t} \left(\frac{v_s}{0,85 \cdot R_t} - 1 \right) - \frac{v_s}{0,85 \cdot R_t}} \quad (32)$$

La tensión normal σ_x en el punto crítico ($y = \lambda \cdot x$) de la cabeza de compresión se puede expresar en función de los esfuerzos, como sigue:

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot \lambda \cdot M}{b \cdot x \cdot (d - \frac{x}{3})} = \frac{2 \cdot \lambda \cdot (M + V_c \cdot 0,85 \cdot d + \frac{V_w \cdot (0,85 \cdot d - 0,5 \cdot x_w \cdot \cot \theta)}{\cos^2 \theta} + 0,425 \cdot V_s \cdot d)}{b \cdot x \cdot (d - \frac{x}{3})} \quad (29)$$

O, en términos adimensionales:

$$\frac{\sigma_x}{f_{ct}} = \frac{\lambda \cdot (2 \cdot \mu + 1,7 \cdot v_c + 2 \cdot v_w \cdot \frac{(0,85 - \xi_w \cdot \cot \theta)}{\cos^2 \theta} + v_s \cdot 0,85)}{\xi \cdot (1 - \frac{\xi}{3})} \quad (30)$$

donde $\xi_w = x_w/d$, x_w es la profundidad relativa de la zona donde existen tensiones residuales en la fisura, dada por la ecuación (13), v_w es el cortante adimensional resistido en la fisura, dado por la ecuación (19) y μ es el momento adimensional que actúa en la sección donde nace la fisura, $\mu = M/(f_{ct} \cdot b \cdot d^2)$. Se considera, de forma conservadora, que ese momento es el momento de fisuración, $\mu_{cr} = 0,2$, aproximadamente, para secciones rectangulares.

La tensión tangencial en el punto crítico de la cabeza de compresión ($\lambda = 0,425$) vale:

$$\tau_\lambda = \frac{6 \cdot V_c}{b \cdot x} \cdot (\lambda - \lambda^2) = \frac{1,47 \cdot V_c}{b \cdot x} \quad (31)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones (25) y (30), y sustituyéndolas en la ecuación (6), el cortante resistido por la cabeza, puede expresarse por:

Donde R_t es el factor reductor de la resistencia a tracción por efecto de las compresiones en la dirección perpendicular, de acuerdo con el criterio de rotura adoptado, dado por la ecuación

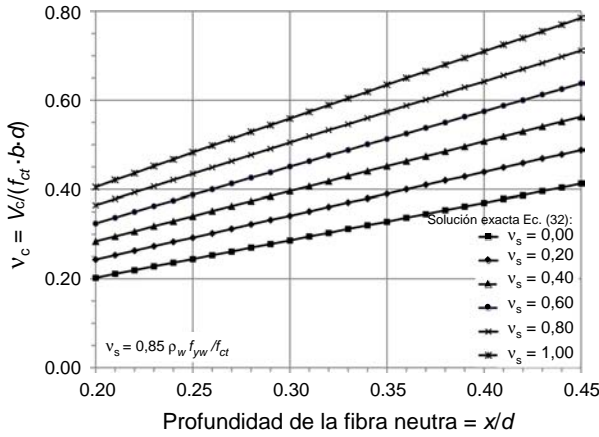


Figura 16. Cortante adimensional resistido por la cabeza en función de x/d .

(10). Dado que R_t depende de las tensiones principales y éstas del cortante V_c , la ecuación (32) debe resolverse iterativamente. Para ello se considera un valor inicial $R_t = 1$, obteniéndose en pocas iteraciones la convergencia.

La figura 16 muestra la solución de la ecuación (32), expresando gráficamente el valor del cortante v_c adimensional en función de la profundidad relativa de la fibra neutra x/d , para distintos valores de la contribución de la armadura transversal.

Se observa que existe una relación marcadamente lineal entre v_c y x/d , de forma que a mayor x/d (y por tanto, mayor cuantía de armadura longitudinal), más cortante resiste la cabeza. Igualmente se observa que a mayor cuantía de armadura transversal (y por tanto mayor v_s) también resiste más cortante la cabeza. Este hecho, observado ya experimentalmente por varios autores [36,37] tiene su explicación en varios fenómenos, como son: a) el confinamiento del hormigón proporcionado por la armadura transversal que genera tensiones normales verticales; b) el hecho de que al contribuir directamente la armadura transversal a resistir más cortante (V_s), también se resiste más flexión y, por tanto, hay más compresión en la cabeza, lo cual es favorable. Matemáticamente este aspecto queda reflejado en la ecuación de equilibrio de momentos, en la que participa la armadura transversal. Esta dependencia lineal entre v_c y x/d también fue obtenida por Zararis y Papadakis [18] y por Tureyen y Frosch [20].

El cortante adimensional resistido por la cabeza debe ser afectado por el efecto tamaño debido al carácter frágil de la rotura de la cabeza. A tal fin, se utiliza la expresión semiempírica propuesta por Zararis y Papadakis [18] para el factor de tamaño:

$$\zeta = 1,2 - 0,2a = 1,2 - 0,2 \frac{a}{d} \geq 0,65 \tag{33}$$

con a y d en metros. Esta expresión fue derivada [18] considerando la cabeza comprimida en la zona situada entre la carga y el final de la primera rama de la fisura crítica como un cilindro sometido a un ensayo de tracción indirecta, cuyo resultado depende del diámetro y, por tanto, en cierta forma de la luz de cortante, a .

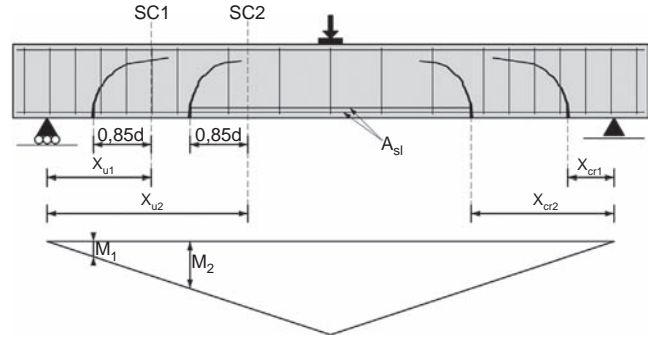


Figura 17. Sección crítica en un punto intermedio de la viga.

4.1. Ecuaciones simplificadas para el cálculo a cortante

Las rectas de la figura 16, incluyendo el factor de tamaño, pueden aproximarse por:

$$v_c = \zeta \left[(0,88 + 0,70 \cdot v_s) \cdot \frac{x}{d} + 0,02 \right] \tag{34}$$

El cortante total resistido vendrá dado por:

$$V_u = V_c + V_w + V_l + V_s = f_{ct} \cdot b \cdot d \cdot (v_c + v_w + v_l + v_s) \tag{35}$$

donde v_c , v_w , v_l y v_s vienen dados, respectivamente, por las expresiones (34), (19), (23) y (24). Haciendo $v_s = 0$ y $v_l = 0$ en las expresiones (34) y (35) se obtienen las siguientes expresiones para el cortante resistido en vigas sin armadura de cortante, $V_{u,0}$:

$$V_{u,0} = f_{ct} \cdot b \cdot d \cdot (v_c + v_w); \quad v_{u,0} = \frac{V_{u,0}}{f_{ct} \cdot b \cdot d} = v_c + v_w \tag{36}$$

El modelo proporciona el punto donde se inicia la fisura crítica, $s_{cr} = V_u/M_{cr}$, la posición de la sección crítica $s_u = s_{cr} + 0,85 \cdot d$ y el momento M concomitante con el cortante último en dicha sección $M = V_u \cdot s_u$, siendo V_u el cortante último resistido predicho por el modelo presentado, ya sea para vigas con o sin cercos (equivalente a $V_{u,0}$ en este último caso). Por tanto, también se pueden obtener las tensiones normales, tangenciales y principales en la cabeza en la sección crítica en el instante de la rotura, dadas por las ecuaciones (25), (30), (32), (1) y (2), respectivamente.

Cuando la geometría de la sección o las armaduras longitudinales o transversales cambian a lo largo de la viga (fig. 17), también el momento que actúa en la sección crítica cambia.

Ello se tiene en cuenta en la ecuación (32) sustituyendo el término $0,4$ por 2μ , siendo $\mu = M/(f_{ct} \cdot b \cdot d^2)$ el momento que actúa en la base de la fisura crítica. La expresión lineal (34) que relaciona el cortante adimensional resistido por la cabeza, v_c , con la profundidad relativa de la fibra neutra x/d , puede generalizarse así:

$$v_c = \zeta \cdot \left((0,88 + 0,70 \cdot v_s) \cdot \frac{x}{d} + 0,02 \right) (0,94 + 0,3 \cdot \mu) \tag{37}$$

Para el caso $\mu = 0,20$ las expresiones (34) y (37) son idénticas.

4.2. Dimensionamiento de las armaduras transversales

Cuando el cortante de cálculo excede el cortante resistido por la viga sin armadura transversal, $V_{u,0}$, el valor de la armadura necesaria puede obtenerse de forma explícita, sin necesidad de iteraciones, despejando v_s de la ecuación (35), sustituyendo v_c , por la expresión (34) haciendo en la misma $v_s = 0$ e igualando el cortante resistido al cortante de cálculo para obtener la armadura estrictamente necesaria:

$$\begin{aligned}
 \text{Si } v_d > v_{u,0}; v_s &= \frac{v_d - (v_{u,0} + v_l)}{1 + 0,70 \cdot \zeta \cdot \frac{x}{d}} \\
 &= \frac{v_d - \zeta \cdot (0,88 \cdot \frac{x}{d} + 0,02) - v_w - v_l}{1 + 0,70 \cdot \zeta \cdot \frac{x}{d}} \quad (38)
 \end{aligned}$$

Donde v_d es el cortante adimensional de cálculo, $v_d = V_d/(f_{ct}bd)$, que es un dato del problema.

5. COMPARACIÓN CON RESULTADOS EXPERIMENTALES: CARGA PUNTUAL

Se ha utilizado la base de datos proporcionada por Collins et al. [1] para vigas sin armadura de cortante, en la cual constan 1849 ensayos de vigas de hormigón armado simplemente apoyadas. De ellas, se han utilizado 892 en este trabajo, que corresponden a aquellos casos en los que consta que la rotura se produjo por cortante, cuya relación a/d era mayor que 2,5 y que fueron ensayadas bajo una o dos cargas puntuales. Para elementos con armadura transversal se han fundido dos bases de datos publicadas previamente [38,39] dando lugar a una nueva base de datos de 239 resultados experimentales de vigas esbeltas simplemente apoyadas con rotura a cortante. El rango de valores de los parámetros de proyecto más importantes se presenta en la tabla 1.

Se han utilizado, además, las formulaciones de la resistencia a cortante existentes en el EC2 [11], ACI 318-08 [12] y CM2010 [33] para comparar sus resultados con los del modelo propuesto y con los experimentales. Se han eliminado de las formulaciones originales todos los coeficientes de seguridad.

Para elementos sin cercos, el EC2 [11] propone una formulación semiempírica, sin embargo, para vigas con cercos propone

Tabla 1
Rango de valores de las variables de proyecto en las bases de datos

Variable	892 vigas con cercos		239 vigas sin cercos	
	Min	Max	Min	Max
b (mm)	21	3000	76	457
d (mm)	41	2000	95	1890
f_c (MPa)	6	127	13	125
ρ_l (%)	0,1	6,6	0,5	7,0
$\rho_w = A_{sw}f_{yw}/b$ (MPa)	-	-	0,1	8,1
a/d	2,5	8,5	2,4	5,1
V_u (kN)	2	1295	14	2239

una fórmula basada en la analogía de la celosía, con ángulo variable, sin ninguna contribución del hormigón. En cuanto al Código ACI 318-08 [12], la contribución del hormigón, también de carácter empírico, se ha considerado a través de su ecuación 11-5 tanto para piezas con y sin armadura transversal. Por otra parte, la contribución de los cercos en este código está basada en una celosía con un ángulo de inclinación de 45°. La formulación a cortante del Código Modelo 2010 [33] está basada en tres niveles de aproximación, de menor a mayor complejidad. En este artículo se presentan los resultados de los cálculos realizados con los niveles II y III, eligiendo, en cada caso, el que proporcionaba menor dispersión con respecto a los resultados experimentales. Por esta razón, para elementos sin estribos, se ha adoptado el nivel II, mientras que para elementos con estribos se ha adoptado el nivel III. Ambos son métodos derivados directamente de la teoría del campo modificado de compresiones [3], la cual considera que la contribución del hormigón procede del rozamiento, o engranamiento de áridos, entre caras de fisuras.

La resistencia a tracción del hormigón, fundamental en el modelo propuesto, y el módulo de deformación longitudinal se han evaluado a partir del EC2 [11]. Se ha distinguido entre hormigones convencionales ($f_c < 50$ MPa) y de alta resistencia, pero limitando su valor a 60 MPa para hormigones sin cercos, pues parece ser que a partir de ese valor se produce la fractura de los áridos y la contribución del hormigón al cortante no aumenta más con la resistencia a compresión [36,40].

La Tabla 2 muestra la comparación entre los resultados de los ensayos y las predicciones de los distintos códigos. Puede observarse que las predicciones realizadas con el modelo propuesto se ajustan mejor, en media y dispersión, a los resultados

Tabla 2
Verificación de diferentes formulaciones a cortante con los resultados experimentales

V_{exp}/V_{pred}	892 vigas sin estribos				239 vigas con estribos			
	EC-2	ACI 318-08	CM2010 Nivel II	Propuesta	EC-2	ACI 318-08	CM2010 Nivel III	Propuesta
Media	1,07	1,28	1,20	1,04	1,72	1,25	1,21	1,06
Mediana	1,03	1,27	1,16	1,01	1,61	1,24	1,20	1,05
Desv. estándar	0,226	0,346	0,223	0,186	0,638	0,262	0,225	0,173
COV (%)	21,12	27,11	18,61	17,93	37,13	21,04	18,58	16,35
Mínimo	0,66	0,38	0,74	0,66	0,62	0,65	0,75	0,69
$(V_{exp}/V_{pred})_{5\%}$	0,79	0,71	0,91	0,79	0,97	0,85	0,92	0,83
Máximo	2,26	2,40	2,28	1,78	5,53	2,34	2,20	1,78
$(V_{exp}/V_{pred})_{95\%}$	1,53	1,90	1,62	1,39	2,77	1,65	1,60	1,34

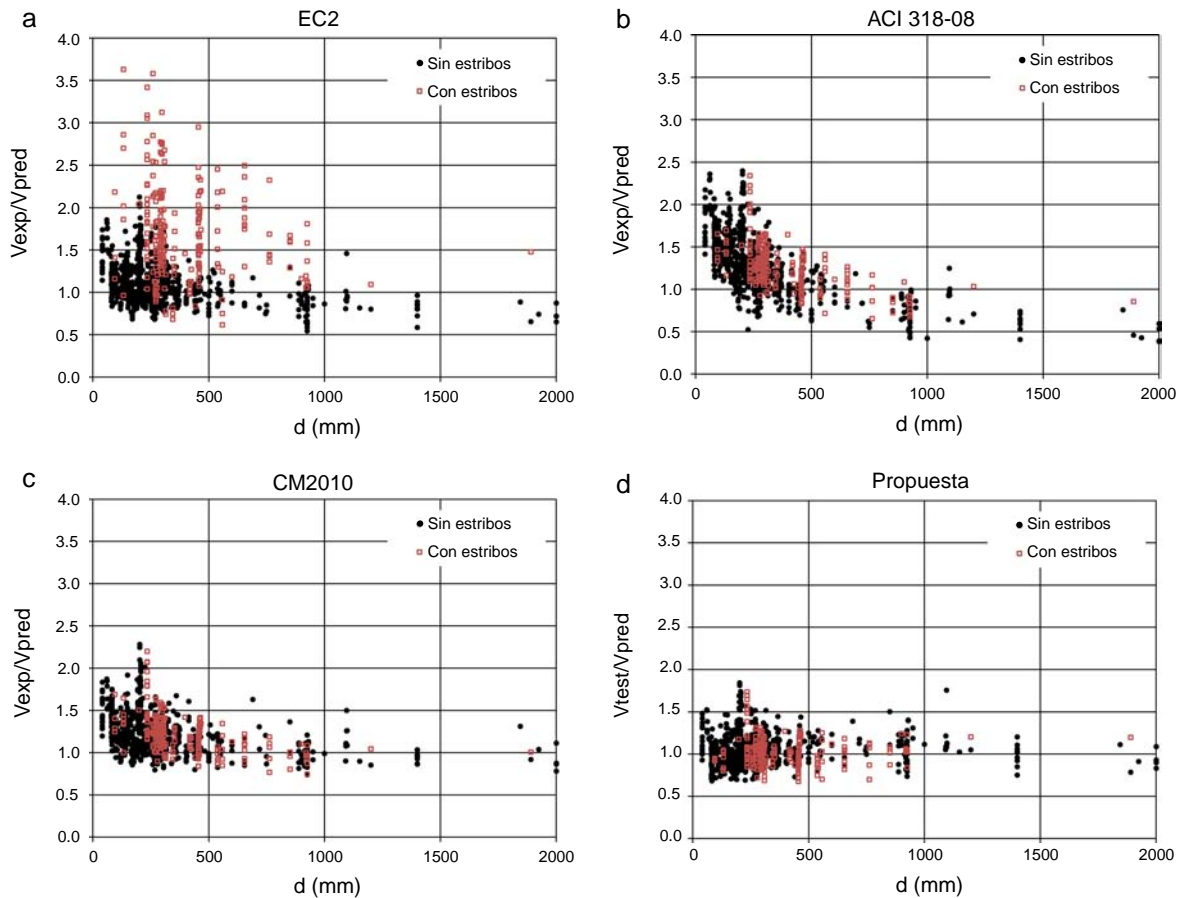


Figura 18. Correlación entre resultados experimentales y predicciones en función del canto.

experimentales que el resto de métodos, a pesar de la sencillez de sus expresiones finales. Es preciso señalar que se han utilizado las expresiones simplificadas para calcular según el modelo propuesto, es decir, la ecuación (35) para el cálculo de V_u , y las ecuaciones (19), (23), (24) y (34) para el cálculo de las contribuciones adimensionales v_w , v_l , v_s y v_c , respectivamente.

La comparación de los resultados de los diversos modelos con los experimentales se presenta también en forma gráfica, en función del canto de la pieza (fig. 18) y de la cuantía de armadura transversal (fig. 19). Se observa que conforme aumenta el canto útil del elemento, el valor medio de la razón entre los resultados experimentales y las predicciones teóricas, V_{exp}/V_{pred} , decrece para el EC2 [11] y para el CM2010 [33], mientras que permanece estable para el método propuesto. Cuando aumenta la cuantía de armadura transversal, la razón V_{exp}/V_{pred} decrece para la formulación del EC2 (de 1,95 para $\rho_w \leq 0,70$ MPa, a 0,97 para vigas fuertemente armadas, $\rho_w \geq 1,50$ MPa), mientras que la formulación propuesta es mucho más estable.

6. VIGAS SOMETIDAS A CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA

En el caso de vigas sometidas a carga uniformemente repartida, el modelo puede aplicarse teniendo en cuenta que la ley de esfuerzos cortantes disminuye con la distancia al apoyo. Por ello, la fisura crítica estará incluso más próxima al apoyo que bajo carga puntual, como se indica en la figura 20, donde se muestran resultados de los ensayos de Stuttgart [41]. El efecto de la carga repartida se puede considerar incluyendo dicha carga en las ecuaciones de equilibrio de la porción de viga afectada por la fisura crítica:

$$C = T + V_w \cdot \tan \theta \tag{39}$$

$$V = V_c + V_w + V_l + V_s + q \cdot 0,85d \tag{40}$$

$$C \cdot z = M + V_c \cdot 0,85d + \lambda_w V_w + 0,5 \cdot V_s \cdot 0,85d + 0,5q(0,85d)^2 \tag{41}$$

$$v_c = R_t \cdot K_\lambda \cdot \xi \cdot \sqrt{1 - \frac{2\lambda(0,2 + \beta v_c + v_w \cdot \lambda_w + 0,5 \cdot 0,85v_s + 0,5\eta \cdot 0,85^2)}{\xi \cdot (1 - \frac{\xi}{3}) \cdot R_t} \left(\frac{v_s}{0,85R_t} - 1 \right) - \frac{v_s}{\beta R_t}} \tag{42}$$

La resistencia adimensional a cortante de la cabeza viene dada por la ecuación general, (42), en la cual el término que

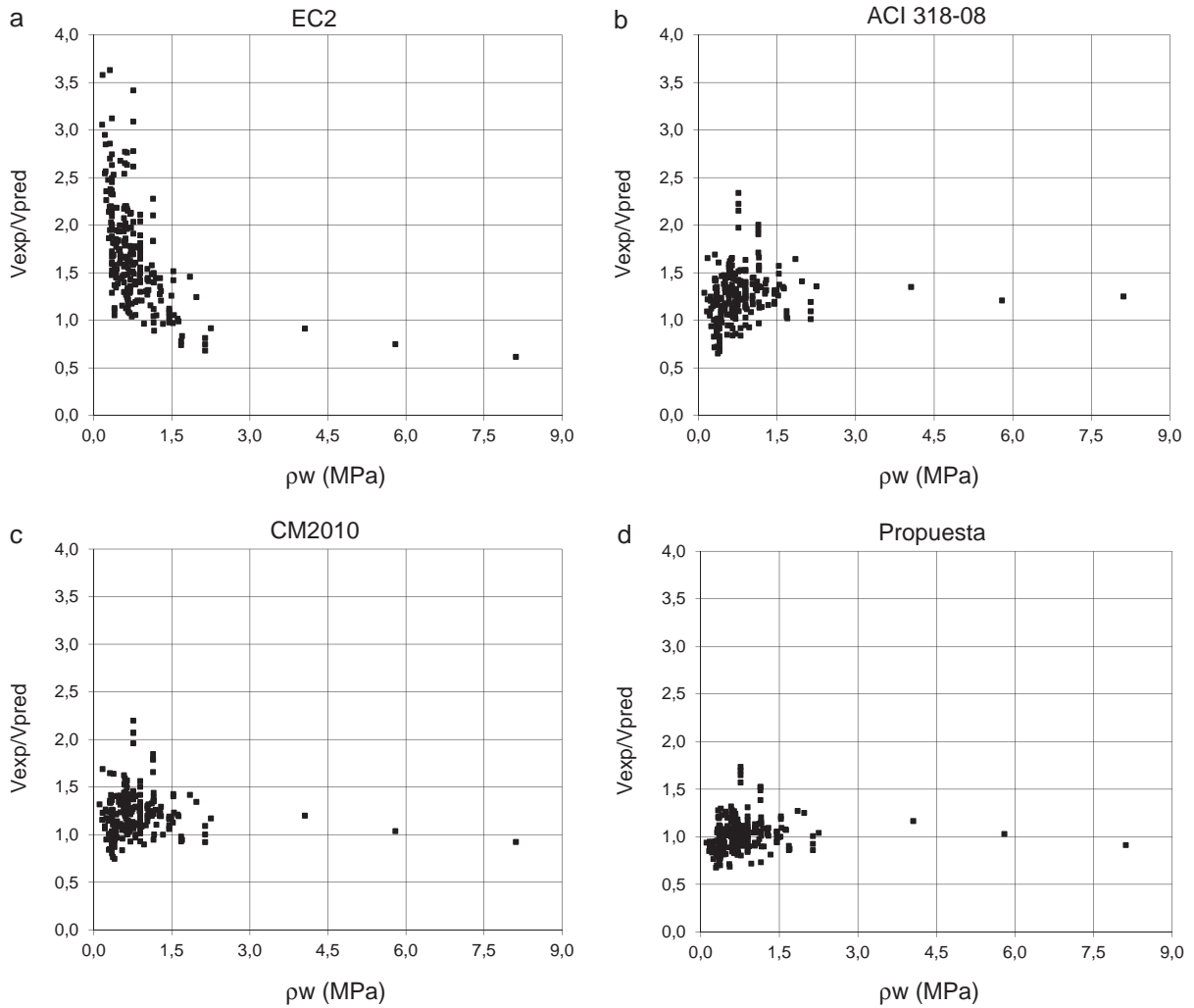


Figura 19. Correlación entre resultados experimentales y predicciones en función de ρ_w .

incluye la carga repartida es despreciable, por lo que el valor del cortante V_c puede considerarse el mismo que bajo cargas puntuales. Sin embargo, el cortante último calculado corresponde a la sección crítica, por lo que la reacción en el apoyo deberá obtenerse a partir de ese cortante, sumándole la resultante de la carga repartida entre esa sección y el apoyo.

En cuanto a la luz de cortante, a , para vigas con carga repartida, parámetro a utilizar en el cálculo del efecto tamaño, según la expresión (33), se considera $a = L/4$, siendo L la luz de cálculo de la viga biapoyada o la luz entre puntos de momento nulo.

Se ha verificado esta formulación con una base de datos de 49 vigas sometidas a cargas repartidas [1]. Lo que se compara

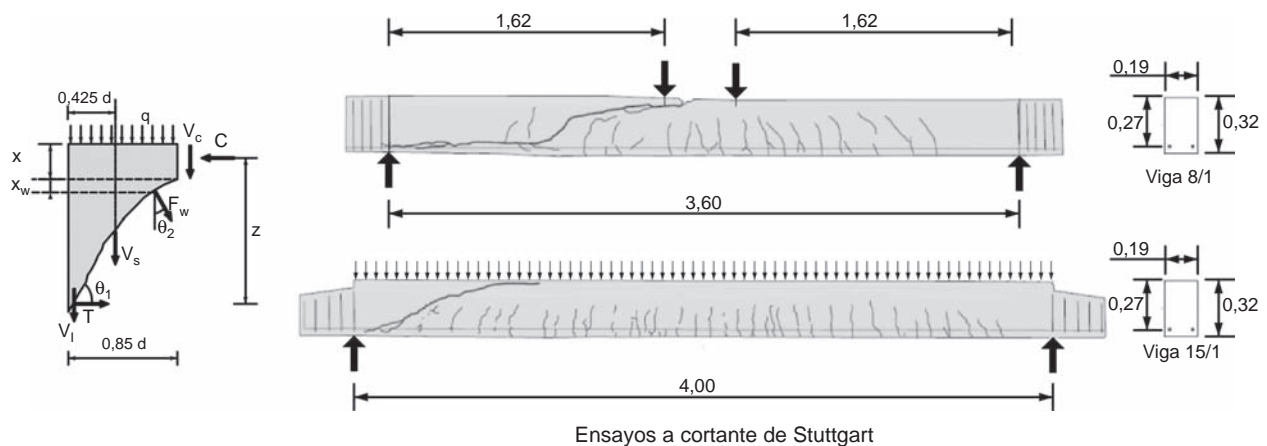


Figura 20. Viga sometida a carga repartida. Esfuerzos y fisuración.

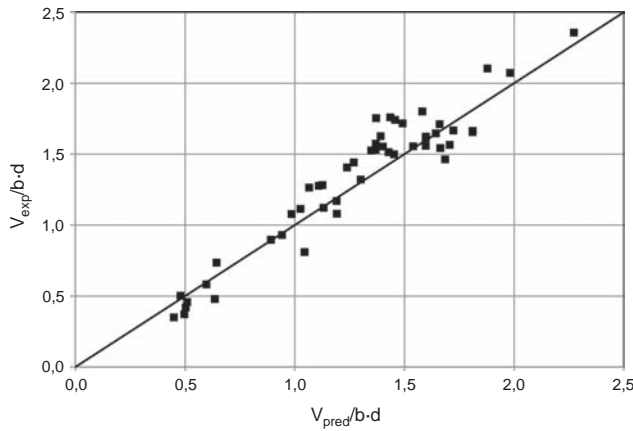


Figura 21. Resultados experimentales vs. teóricos en vigas con carga repartida.

son los valores de la carga última o de la reacción obtenidas, ya que el esfuerzo cortante no es constante a lo largo de la viga, por lo cual al cortante último obtenido se le ha sumado el valor $\Delta R = q_u \cdot d$. La media del cociente entre carga experimental y teórica ha sido 1,03 y el coeficiente de variación 12,25%, que son valores muy aceptables (fig. 21).

7. EXTENSIÓN DEL MODELO A OTROS CASOS DE ESTRUCTURAS USUALES

El modelo puede ser extendido a piezas con sección en T, piezas con canto variable, elementos parcialmente pretensados, vigas o columnas sometidas a axiles moderados de compresión o de tracción, a elementos armados con barras de FRP, a vigas de hormigón con fibras, a vigas continuas y a otros casos usuales en las estructuras reales. Se trata de adecuar las hipótesis de partida, las ecuaciones de equilibrio o los parámetros que intervienen en la formulación, a cada caso en concreto. Es posible incluso llegar a expresiones generales que sean válidas, como caso particular, a las expresiones obtenidas en este trabajo.

Así, en el caso de las secciones en T habrá que tener en cuenta que, caso de penetrar la fisura en la cabeza, ésta tendrá dos ramas con inclinaciones diferentes. Además, el momento de fisuración y la distancia del centro de gravedad a la fibra más traccionada aumentan respecto del de una viga rectangular del mismo canto y ancho igual al del alma, lo que podrá variar la posición de la sección crítica respecto de una viga de sección rectangular. Por otra parte, la profundidad de la fibra neutra deberá calcularse según la fisura penetre o no en la cabeza. En cualquier caso, según el presente modelo la contribución de la cabeza a la resistencia a cortante puede ser muy importante según la geometría de la sección, en contra de lo que predicen las normativas actuales. Este aspecto fue detectado por Placas y Regan [42] y ha sido recientemente predicho teóricamente por Celada et al. [30] y verificado experimentalmente en Pujol et al. [31] y Ribas y Cladera [43].

En el caso de piezas parcialmente pretensadas, será necesario incluir el esfuerzo axil, su inclinación y su excentricidad en las ecuaciones de equilibrio, lo que afectará a las tensiones de compresión de la cabeza y al valor de la profundidad del eje

neuro, x/d , lo que afectará a V_c . El pretensado (o esfuerzo axil) y su excentricidad darán lugar a un cambio del momento de fisuración, y por tanto la distancia de la fisura crítica al apoyo x_{cr} , así como a un cambio de la inclinación de la fisura, ($\beta > 0,85$), que deberán ser tenidos en cuenta. Por otra parte, el ancho de fisuras será menor y ello conducirá a una mayor contribución del alma. Este aspecto deberá incluirse al calcular o estimar la deformación ε_s que consta en la expresión (18) que proporciona V_w .

En caso de un esfuerzo axil de tracción, deberá calcularse la profundidad de la fibra neutra (que será menor que en flexión simple) introduciendo el esfuerzo axil de tracción en el cálculo seccional y deberá incluirse tal esfuerzo en las ecuaciones de equilibrio.

En vigas armadas con FRP, deberá tenerse en cuenta el bajo módulo de deformación de estos materiales, que afectará a la profundidad de la fibra neutra y al ancho de fisura, reduciéndose tanto V_c como V_w . En caso de que haya armaduras transversales de FRP, deberá considerarse que los cercos no plastificarán cuando la pieza rompa a cortante, no pudiendo considerar, por tanto, la tensión de rotura máxima en todos los cercos que cruzan la fisura, debiéndose considerar una hipótesis sobre la distribución de tensiones en los cercos a lo largo de la fisura inclinada.

El modelo también puede adaptarse a vigas reforzadas externa o internamente con FRP u otros materiales, como las aleaciones con memoria de forma, con grandes aplicaciones en refuerzo estructural o para la creación de rótulas plásticas, incluyendo en la formulación las propiedades adecuadas de estos refuerzos [44,45].

8. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Considérese una viga biapoyada cargada puntualmente en su centro de luz, cuya geometría y armado se indican en la figura 22. La resistencia a compresión del hormigón es de 35 MPa, el tamaño máximo del árido es igual a 20 mm y todas las armaduras son B500S. La carga máxima mayorada que tiene que resistir la viga biapoyada es de 550 kN. Previamente a la resolución de este ejemplo es preciso señalar que en estos momentos se está llevando a cabo una calibración de los coeficientes de seguridad que son necesarios aplicar al modelo, por lo que el dimensionado de la armadura se llevará a cabo sin utilizar coeficientes de seguridad y mediante la utilización de los valores medios de las resistencias del hormigón.

Las propiedades mecánicas que son necesarias conocer para la aplicación del modelo son la resistencia a tracción, el módulo secante del hormigón y la energía de fractura (ec. 20). Los dos primeros valores se obtienen según la formulación del EC2:

$$G_f = 0,028 \cdot f_{cm}^{0,18} \cdot d_{max}^{0,32} = 0,028 \cdot 35^{0,18} \cdot 20^{0,32} \\ = 0,138 \text{ N/mm}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa}$$

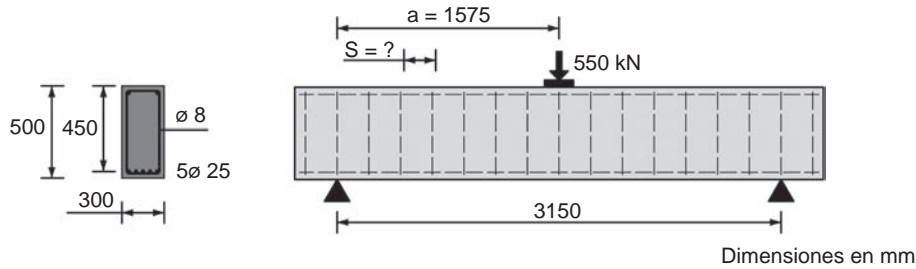


Figura 22. Geometría de la viga para el ejemplo de aplicación.

$$E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 22000 \left(\frac{35}{10} \right)^{0.3} = 32036 \text{ MPa}$$

El cortante adimensional de cálculo que debe soportar la viga es igual a:

$$vd = \frac{V_d}{f_{ct,m} b \cdot d} = \frac{275000}{3,21 \cdot 300 \cdot 450} = 0,635$$

Por medio de las ecuaciones (19), (34) y (36) se puede obtener la contribución del cortante resistido a través de la fisura, la contribución de la cabeza comprimida y el cortante total resistido por esta viga sin armadura a cortante. Resulta:

$$v_w = 167 \frac{f_{ct,m}}{E_c} \left(1 + \frac{2 \cdot E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2 \cdot d} \right) = 167 \frac{3,21}{32036} \left(1 + \frac{2 \cdot 32036 \cdot 0,138}{3,21^2 \cdot 450} \right) = 0,049$$

$$\frac{x}{d} = \frac{E_s}{E_c} \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\frac{E_s}{E_c} \rho}} \right) = 0,376$$

$$\zeta = 1,2 - 0,2 \frac{a}{d} = 1,2 - 0,2 \cdot 3,5 \cdot 0,45 = 0,885 \geq 0,65$$

$$v_c = \zeta \left[(0,88 + 0,70 \cdot v_s) \cdot \frac{x}{d} + 0,02 \right] = 0,885 [(0,88 + 0,70 \cdot 0) \cdot 0,376 + 0,02] = 0,311$$

$$v_{u,0} = v_c + v_w = 0,311 + 0,049 = 0,36$$

$$V_{u,0} = f_{ct} \cdot b \cdot d \cdot (v_c + v_w) = 3,21 \cdot 300 \cdot 450 \cdot (0,311 + 0,049) = 156 \text{ kN}$$

Como el cortante solicitación es mayor al cortante resistido por la viga sin cercos es preciso añadir armadura de cortante. La ecuación (38) proporciona directamente la cuantía de armado a disponer. Previamente, mediante la ecuación (23) se estima la contribución a cortante de la armadura longitudinal (efecto pasador) y también es necesario obtener el esfuerzo cortante de cálculo de forma adimensional:

$$v_l \approx 0,25 \cdot \xi - 0,05 = 0,25 \cdot 0,376 - 0,05 = 0,044$$

$$v_s = \frac{v_d - (v_{u,0} + v_l)}{1 + 0,70 \cdot \zeta \cdot \frac{x}{d}} = \frac{0,635 - (0,36 + 0,044)}{1 + 0,70 \cdot 0,885 \cdot 0,376} = 0,188$$

A partir de la cuantía adimensional de la armadura a cortante se puede obtener qué armadura a cortante se debe disponer mediante la ecuación (24):

$$v_s = 0,188 = \frac{0,85 \cdot d \cdot A_{sw} f_{yw}}{f_{ct} b \cdot d} = \frac{0,85 \cdot 450 \cdot A_{sw} 500}{3,21 \cdot 300 \cdot 450} \dots \rightarrow A_{sw} = 0,426 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Por tanto, según el resultado exacto del cálculo sería necesario disponer 1 cerco $\phi 8$ cada 236 mm. A modo de comparación, realizando los mismos cálculos según el EC2 [11], también sin utilizar coeficientes de seguridad, sería necesario disponer 1 cerco $\phi 8$ cada 185 mm.

El momento de fisuración considerando la armadura traccionada es igual a $M_{cr} = 49,87 \text{ kNm}$ (valor adimensional $\mu = 0,255$), Considerando un valor V_u exactamente igual a V_d , es decir, disponiendo la cuantía exacta resultante, el momento de fisuración se alcanzaría a una distancia del apoyo $s_{cr} = M_{cr}/V_u = 49,87/275 = 0,18 \text{ m}$, es decir, $0,4 \cdot d$. La distancia de la sección crítica al apoyo es igual a $s_u = s_{cr} + 0,85 \cdot d = 0,18 + 0,85 \cdot 0,45 = 0,56 \text{ m}$ ($1,24 \cdot d$), y el momento M concomitante con el cortante último en dicha sección $M = V_u \cdot s_u = 275 \cdot 0,56 = 154 \text{ kNm}$. La primera rama de la fisura crítica forma un ángulo medio con el eje longitudinal de la viga de $36,3^\circ$ ($\cot \theta = 0,85/(1 - 0,376) = 1,36$).

La tensión normal en la sección crítica ($s_u = 0,56 \text{ m}$), en el punto donde teóricamente se inicia el daño, situado a una distancia del eje neutro $y = 0,425x = 72 \text{ mm}$ se obtiene de la expresión (30):

$$\frac{\sigma_x}{f_{ct}} = - \frac{\lambda \cdot \left(2 \cdot \mu + 1,7 \cdot v_c + 2 \cdot v_w \cdot \frac{(0,85 - \xi_w \cdot \cot \theta)}{\cos^2 \theta} + v_s \cdot 0,85 \right)}{\xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3} \right)} = -1,791 \rightarrow \sigma_x = -5,75 \text{ N/mm}^2$$

Donde los valores de todos los parámetros que intervienen en esta expresión se han obtenido previamente, excepto la profundidad de la zona de la fisura que transmite tracciones, cuyo valor se obtiene a continuación mediante las Ecs. (13) y (17). El valor de la deformación en la armadura, ϵ_s , se toma igual a

0,0009, tal y como se ha comentado en el apartado 3.2.

$$\begin{aligned}\xi_w &= \frac{x_w}{d} = \left(1 - \frac{x}{d}\right) \cdot \frac{\varepsilon_{ct,u}}{\varepsilon_s} \sin^2 \theta \\ &= \left(1 - \frac{169}{450}\right) \cdot \frac{0,0002934}{0,0009} = 0,592^2 \\ &= 0,0713 \varepsilon_{ct,u} = \frac{f_{ct}}{E_c} \left(1 + \frac{2E_c G_f}{f_{ct}^2 d}\right) = 0,0002934\end{aligned}$$

La tensión vertical en el hormigón en la cabeza vale, a partir de la Ec. (25):

$$\sigma_y = -\frac{A_{sw} f_{yw}}{b} = -0,71 \text{ N/mm}^2$$

La tensión tangencial en el punto crítico τ_λ se deduce de la expresión (5) que presenta el equilibrio de cortantes en la cabeza, como sigue:

$$\begin{aligned}V_c &= \int_0^x \tau(y) \cdot b \cdot dy = \frac{\tau_\lambda \cdot b \cdot x}{6 \cdot \lambda \cdot (1 - \lambda)} \rightarrow \tau_\lambda = \frac{6 V_c \lambda (1 - \lambda)}{b \cdot x} \\ &= 3,893 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Donde V_c debe ser calculado teniendo en cuenta la influencia de la armadura transversal, de acuerdo con la Ec. (34):

$$V_c = f_{ct} b d \zeta \left[(0,88 + 0,70 \cdot v_s) \cdot \frac{x}{d} + 0,02 \right] = 153405 \text{ N}$$

Entonces, las tensiones principales se pueden calcular según las Ecs. (1) y (2):

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = 2,59 \text{ Pa} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = -8,84 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Se observa que se verifica el criterio de rotura de Kupfer (Ec. 9):

$$\frac{\sigma_1}{f_{ct}} + 0,8 \frac{\sigma_2}{f_{cc}} = \frac{2,59}{3,21} + 0,8 \frac{-8,84}{-35} = 1,009$$

Donde tanto la tensión como la resistencia a compresión se consideran negativas.

9. CONSIDERACIONES FINALES Y CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo mecánico de cálculo a cortante que incluye la contribución de la cabeza comprimida, el cortante transmitido a través de la fisura, el resistido por las armaduras transversales, si existen y, en tal caso, el efecto pasador de las armaduras longitudinales. Las conclusiones concretas que pueden extraerse son las siguientes:

- En piezas sin armadura transversal, el cortante debe ser resistido por un conjunto de bielas de hormigón y tirantes también de hormigón, que atraviesan las fisuras en su parte más cerrada.
- El aumento de la carga, y por ello del ancho de fisura debilita el valor del tirante y cambia su inclinación, obligando a inclinarse la compresión en la cabeza para resistir el cortante que no resiste el tirante, creando un cierto efecto arco.
- La distribución de tensiones tangenciales en la cabeza puede considerarse, de forma simplificada, parabólica con un máximo en un punto interior de ella, fruto del comportamiento intermedio entre los mecanismos de viga y de arco.
- La presencia de armadura transversal incrementa la capacidad de la cabeza comprimida para resistir tensiones tangenciales, debido a las tensiones verticales de confinamiento que introduce y al hecho de que, al aumentar el cortante resistido, aumenta también el momento flector y por tanto la compresión en la cabeza.
- Las expresiones propuestas proporcionan información cualitativa y cuantitativa sobre los parámetros que gobiernan el comportamiento estructural, lo cual es muy útil de cara a proyecto y evaluación de estructuras existentes. Por otra parte, el método es válido para dimensionamiento y comprobación directos, sin necesidad de iteraciones.
- La resistencia de la cabeza resulta ser lineal con la profundidad relativa de la fibra neutra en flexión, x/d , la cual depende de la cuantía geométrica de armadura longitudinal y del coeficiente de equivalencia E_s/E_c .
- El carácter mecánico del modelo permite adaptarlo a numerosos casos, como vigas sometidas a carga repartida, vigas continuas, secciones en T, piezas parcialmente pretensadas o solicitadas por axiles moderados, o piezas armadas con FRP para las cuales se ha explicado cuáles son los aspectos que deben modificarse para ser incluidos en el modelo.
- En secciones en T, la contribución de la cabeza a la resistencia a cortante puede ser muy relevante, a diferencia de lo considerado por los códigos vigentes.
- El modelo descrito ajusta muy bien los resultados experimentales para todos los casos estudiados y arroja mejores predicciones que las norma EC2 [11], ACI 318-08 [12] y Código Modelo 2010 [33]. Ello es muy relevante, dada la sencillez de las expresiones derivadas, evitando sobredimensionamientos injustificados. Además, en caso de utilizar la propuesta para la evaluación de estructuras existentes, se podrían evitar refuerzos estructurales innecesarios ya que la resistencia real de la estructura podría ser mayor a la reflejada por la normativa vigente.

Agradecimientos

Este trabajo se está desarrollando en el seno de los proyectos de investigación BIA2012-36848 y BIA2012-31432, ambos financiados por el Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO) y por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER).

Referencias

- [1] M.P. Collins, E.C. Bentz, E.G. Sherwood, Where is shear reinforcement required, Review of research results and design procedures. *ACI Struct J* 105 (2008) 590–600.
- [2] K. Reineck, D.A. Kuchma, K.S. Kim, S. Marx, Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement, *ACI Struct J* 100 (2003) 240–249.
- [3] F.J. Vecchio, M.P. Collins, The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI J.* 83 (1986) 219–231.
- [4] M. Petrangeli, P.E. Pinto, V. Ciampi, Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures, I: Theory. *J Eng Mech* 125 (1999) 994–1001.
- [5] J.M. Bairán, A.R. Marí, Coupled model for the non-linear analysis of anisotropic sections subjected to general 3D loading, Part I: Theoretical formulation. *Comput Struct* 84 (2006) 2254–2263.
- [6] P. Ceresa, L. Petrini, R. Pinho, Flexure-shear fiber beam-column elements for modeling frame structures under seismic loading - State of the art, *J Earthqu Eng* 11 (2007) 46–88.
- [7] A. Saritas, F.C. Filippou, Inelastic axial-flexure-shear coupling in a mixed formulation beam finite element, *Int J Non Linear Mech* 44 (2009) 913–922.
- [8] S. Mohr, J.M. Bairán, A.R. Marí, A frame element model for the analysis of reinforced concrete structures under shear and bending, *Eng Struct* 32 (2010) 3936–3954.
- [9] J. Navarro-Gregori, P. Miguel-Sosa, M.A. Fernández-Prada, Filippou FC, A 3D numerical model for reinforced and prestressed concrete elements subjected to combined axial, bending, shear and torsion loading. *Eng Struct* 29 (2007) 3404–3419.
- [10] D. Ferreira, J. Bairán, A. Marí, Numerical simulation of shear-strengthened RC beams, *Eng Struct* 46 (2013) 359–374.
- [11] European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1: General Rules and Rules for Buildings: European Committee for Standardization, 2002.
- [12] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute, 2008.
- [13] J. Sagaseta, R.L. Vollum, Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength, *Mag Concr Res* 63 (2011) 139–155.
- [14] Comisión Permanente del Hormigón. EHE-2008. Instrucción de Hormigón Estructural, Madrid: Ministerio de Fomento, 2008.
- [15] K. Reineck, Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model, *ACI Struct J* 88 (1991) 592–602.
- [16] Bentz E. MC2010. Shear strength of beams and implications of the new approaches. Workshop Recent Developments on Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements 2010; *fib Bulletin* 57:15-30.
- [17] A. Muttoni, M.F. Ruiz, Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width, *ACI Struct J* 105 (2008) 163–172.
- [18] P.D. Zararis, G.C. Papadakis, Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement, *J Struct Eng* 127 (2001) 733–742.
- [19] M. Khuntia, B. Stojadinovic, Shear strength of reinforced concrete beams without transverse reinforcement, *ACI Struct J* 98 (2001) 648–656.
- [20] A.K. Tureyen, R.J. Frosch, Concrete Shear Strength: Another Perspective, *ACI Struct J* 100 (2003) 609–615.
- [21] H.G. Park, K.K. Choi, J.K. Wight, Strain-based shear strength model for slender beams without web reinforcement, *ACI Struct J* 103 (2006) 783–793.
- [22] N. Spinella, P. Colajanni, A. Recupero, Simple plastic model for shear critical SFRC beams, *J Struct Eng* 136 (2010) 390–400.
- [23] Zanuy C, Albajar L, Gallego JM. Toward modelling the shear fatigue behaviour of reinforced concrete beams without shear reinforcement. 7th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM 2011.
- [24] A. Marí, A. Cladera, E. Oller, J. Bairán, Shear design of FRP reinforced concrete beams without transverse reinforcement, *Compos Part B: Eng* 57 (2014) 228–241.
- [25] A. Muttoni, J. Schwartz, Behaviour of beams and punching in slabs without shear, *reinforcement* 62 (1991) 703–708.
- [26] J.R. Carmona, G. Ruiz, Bond and size effects on the shear capacity of RC beams without stirrups, *Eng Struct* 66 (2014) 45–56.
- [27] H.B. Kupfer, K.H. Gerstle, Behavior of concrete under biaxial stresses, *Journal of the Engineering Mechanics Division* 99 (1973) 853–866.
- [28] F. Vecchio, Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation, *J Struct Eng* 126 (2000) 1070–1077.
- [29] F. Vecchio, Disturbed stress field model for reinforced concrete: implementation, *J Struct Eng* 127 (2001) 12–20.
- [30] Celada Blesa U, Bairán García JM, Marí Bernat AR, Pujol Sánchez M, Oller Ibars E. Sobre el cortante en secciones en T y sus mecanismos resistentes. VI Congreso Internacional de Estructuras (ACHE) 2014; Resúmenes:205-6.
- [31] Pujol Sánchez M, Oller Ibars E, Marí Bernat AR. Contribución del refuerzo externo transversal con laminados de polímeros reforzados con fibras a la resistencia a cortante. VI Congreso Internacional de Estructuras (ACHE) 2014; Resúmenes:57-8.
- [32] Ferreira D, Oller E, Bairán J, Carrascón S, Marí AR. Influencia del contenido de finos del hormigón en la respuesta estructural a flexión y cortante de vigas de hormigón armado, *Informes de la construcción. Informes de la Construcción* 2014; Aceptado para su publicación.
- [33] Fédération International du Béton. Model Code 2010, Final Draft: Fédération International du Béton, 2012.
- [34] F. Wittmann, Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete, *Sadhana* 27 (2002) 413–423.
- [35] fib Task Group 8.2. Constitutive modelling of high strength/high performance concrete. State of the Art Report 2008; *fib Bulletin* 42:130.
- [36] A. Cladera, A.R. Marí, Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks, Part II: Beams with stirrups. *Eng Struct* 26 (2004) 927–936.
- [37] A. Cladera, A.R. Marí, Shear design of prestressed and reinforced concrete beams, *Mag Concr Res* 58 (2006) 713–722.
- [38] Q. Yu, Z.P. Bažant, Can stirrups suppress size effect on shear strength of RC beams? *J Struct Eng* 137 (2011) 607–617.
- [39] A. Cladera, A.R. Marí, Shear strength in the new Eurocode 2, A step forward? *Struct Concr* 8 (2007) 57–66.
- [40] A. Cladera, A.R. Marí, Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks, Part I: Beams without stirrups. *Eng Struct* 26 (2004) 917–926.
- [41] Leonhardt F, Walther R. Schubversuche an Einfeldrigen Stahlbeton-Balken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der Oberen Schubspannungsgrenze. Heft 151, Deutscher Ausschuss Fr Stahlbeton 1962:66.
- [42] A. Placas, P.E. Regan, Shear failure of reinforced concrete beams, *J Amer Concrete Inst* 68 (1971) 763–773.
- [43] C. Ribas, A. Cladera, Experimental study on shear strength of beam-and-block floors, *Eng Struct* 57 (2013) 428–442.
- [44] Cladera A, Oller, E., Ribas, C. Pilot experiences in application of shape memory alloys in structural concrete. *J Mater Civ Eng* 2013; In press; [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000974](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000974).
- [45] A. Cladera, B. Weber, C. Leinenbach, C. Czaderski, M. Shahverdi, M. Motavalli, Iron-based shape memory alloys for civil engineering structures: An overview, *Constr Build Mater* 63 (2014) 281–293.

Diseño óptimo de dovelas de hormigón reforzado con fibras para el revestimiento de túneles

Optimal design of precast fibre reinforced concrete segments for tunnel support

Albert de la Fuente^a, Ana Blanco^b, Pablo Pujadas^{b,*} y Antonio Aguado^c

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor lector del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, Barcelona, España

^b Dr. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, Barcelona, España

^c Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Catedrático del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC, Barcelona, España

Recibido el 3 de julio de 2014; aceptado el 6 de noviembre de 2014

Disponible en Internet el 30 de enero de 2015

Resumen

El uso del hormigón reforzado con fibras (HRF) para la fabricación de dovelas de túneles es una práctica en aumento. Sin embargo, aún existe cierta inercia al cambio respecto a la solución tradicional de hormigón armado con armaduras pasivas, pese a haberse demostrado desde el punto de vista técnico y económico que el uso del HRF en esta aplicación es viable y tiene ventajas. Un hecho que pone de manifiesto esta inercia al cambio es que existen numerosas aplicaciones en las que se ha empleado el HRF, en combinación con barras, si bien la contribución resistente de las fibras no se tuvo en cuenta. Esto es principalmente debido a la falta de regulaciones específicas que aborden aspectos de control, producción y diseño de estructuras de HRF. Afortunadamente, a nivel nacional, el Anejo 14 de la instrucción EHE-08 ya plantea unas guías para hacer frente a estos campos y, adicionalmente, el Código Modelo 2010 también presenta una guía para el diseño de estructuras de HRF. Este artículo tiene como objetivos, por una parte, presentar las experiencias más relevantes a nivel internacional del uso de HRF en la ejecución de anillos para el revestimiento de túneles ejecutados con tuneladora y, por otra, plantear un esquema de cálculo para abordar el diseño óptimo del refuerzo de dovelas de HRF. Asimismo, se presentan 3 ejemplos reales en los que se ha empleado el método propuesto.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Hormigón reforzado con fibras; Revestimiento de túneles; Diseño; Dovelas; Optimización

Abstract

The use of fibre reinforced concrete (FRC) in precast segments for tunnel support is an increasing practice. However, although the suitability of this material seems to be proven at a technical and economic level, there is still some reluctance towards the natural implementation of this material. In fact, in those cases in which fibres were added to concrete, the structural contribution was not taken into account in the design. This is mainly due to the lack of specific regulations to deal with this, as well as other aspects related to the control, production and design of FRC structures. Fortunately, at national level, Annex 14 of the Spanish EHE-08 already proposes guidelines as regards these aspects, and the new Model Code 2010 also considers the FRC as a structural material. This paper aims, on the one hand, to analyse the most important applications of FRC in tunnel linings worldwide and, on the other hand, presents a design methodology which enables the reinforcement configuration of fibre reinforced concrete in precast segments to be optimised. Furthermore, three real examples of application in which this method has been applied are described.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Fibre reinforced concrete; Tunnel support; Design; Segments; Optimisation

* Autor para correspondencia:

Correo electrónico: pablo.pujadas@upc.edu (P. Pujadas).

Significado de las variables

A_c	área total de hormigón
A_f	área de armado en forma de fibras
A_s	área de armado en forma de barras
$A_{s,i}$	área de la barra de acero i
A_T	área total de armadura
$A_{T,min}$	área mínima de armadura
b	ancho de la dovela
C_f	cuantía de fibras
C_f^{opt}	cuantía óptima de fibras
CMOD	<i>crack mouth opening displacement</i>
D_i	diámetro interno del túnel
E_{cm}	valor medio del módulo de elasticidad del hormigón
F	carga
f_{ck}	resistencia a compresión característica
$f_{ck,28}$	resistencia a compresión característica a los 28 días
f_{ct}	resistencia a tracción
f_{ctd}	resistencia a tracción de diseño
$f_{ctd,fl}$	resistencia a flexotracción de diseño
f_{ctk}	resistencia a tracción característica
f_{Fts}	resistencia residual en servicio a tracción
f_{Ftu}	resistencia residual última a tracción
f_L	límite de proporcionalidad
$f_{R,i}$	resistencia residual
$f_{R,i}^{opt}$	resistencia residual óptima
$f_{Rd,i}$	resistencia residual de diseño
$f_{Rk,i}$	resistencia residual característica
$f_{Rm,i}$	resistencia residual media
h	espesor de la dovela
l_{cs}	longitud característica
M	momento
M_d	momento de diseño
$M_{fis,d}$	momento de fisuración de diseño
M_u	momento último
N	axil concomitante
N_d	axil concomitante de diseño
w	ancho de fisura
y_c	ordenada del centro de gravedad de cada fibra
y_{cdg}	ordenada del centro de gravedad de la sección
$y_{s,i}$	ordenada de la barra de acero i
ε_c	deformación del hormigón
$\varepsilon_{c,b}$	deformación del hormigón en la fibra inferior
$\varepsilon_{c,t}$	deformación del hormigón en la fibra superior
$\varepsilon_{d,i}$	valores de deformación de diseño
ε_{Fu}	deformación última del HRF
ε_s	deformación del acero
$\varepsilon_{s,i}$	deformación del acero en la barra i
λ	esbeltez del anillo
σ_c	tensión del hormigón
$\sigma_{d,i}$	valores de tensión de diseño
σ_s	tensión del acero
$\sigma_{s,i}$	tensión en la barra de acero i

χ	curvatura
χ_u	curvatura última

1. Introducción

El uso de fibras estructurales en el hormigón conduce a una mejora del comportamiento resistente de la matriz cuando esta está sometida a tensiones de tracción [1–3], aumenta su tenacidad, su resistencia frente al fuego, al impacto y a tensiones concentradas debido a su acción de confinamiento. Entre las distintas mejoras, en el caso particular de dovelas de hormigón prefabricado son ya conocidas las ventajas que el uso de fibras supone cuando estas se emplean para hacer frente a las tensiones concentradas que pueden ocurrir durante las fases transitorias (desmoldeo, apilado, transporte, manipulación y empuje de los gatos; [fig. 1](#)). Adicionalmente, es sabido que la contribución estructural de las fibras puede conducir al reemplazo total o parcial de la armadura pasiva en forma de barras y, en global, aumentar la eficiencia de la producción y garantizar la competitividad del hormigón reforzado con fibras (HRF) frente a las alternativas tradicionales en este tipo de aplicación [4–9].

Prueba de estas ventajas son las numerosas experiencias existentes en las cuales el HRF se ha empleado para la ejecución de dovelas ([tabla 1](#)) en túneles carreteros (TC), túneles ferroviarios (TF), de metro (TM), para el transporte de agua (TA), de gas (TG) y otros servicios (TS); algunos de estos están aún en construcción (e.c.).

En la [tabla 1](#) puede observarse cómo la esbeltez de los anillos (λ), cociente entre el diámetro interno del túnel (D_i) y el espesor de la dovela (h), varía entre 12,0 y 36,0. En este sentido, valores bajos de λ indican mayor rigidez del mismo y menor sensibilidad de este frente a posibles flexiones derivadas de discontinuidades del terreno, y, por tanto, la sección transversal de la dovela tiende a estar comprimida en régimen de servicio. En estas situaciones, la estrategia de refuerzo responde a la necesidad de proporcionar una cuantía de armadura suficiente para garantizar un comportamiento dúctil, en caso hipotético de rotura, para las fases transitorias de carga ([fig. 1](#)). En definitiva, en estos casos, que suelen ser la mayoría, la viabilidad de sustituir la armadura tradicional por una cuantía de fibras estructurales suele ser una alternativa atractiva desde el punto de vista técnico y económico.

Por el contrario, cuanto mayor es λ , mayor es la deformabilidad del anillo y mayor es la probabilidad de producirse flexiones elevadas concomitantes con el esfuerzo axil de régimen permanente. En estas circunstancias, la condición de servicio (explotación) suele ser la más desfavorable y aquella que gobierna el diseño del refuerzo del hormigón. En consecuencia, la sustitución total de la armadura tradicional por fibras puede no ser viable por aspectos tanto técnicos como económicos. Alternativamente, configuraciones mixtas consistentes en una cuantía de barras suficiente para contribuir en ELU y una cuantía moderada de fibras para controlar el ancho de fisura en aquellos casos



Figura 1. Fases transitorias de carga de las dovelas: a) desmoldeo; b) apilado; c) transporte, y d) empuje de los gatos.

que en servicio se prevea la fisuración del anillo, pueden ser una solución competitiva y atractiva desde el punto de vista de la durabilidad en aquellos casos en los que se trabaje con altos valores de esbeltez (λ).

En el área metropolitana de Barcelona se han excavado —o están actualmente en proceso de excavación— varios túneles en los cuales se emplea el HRF para la ejecución de las dovelas de revestimiento [9,10]. En varios de estos, el uso de fibras, bien metálicas y/o plásticas, tiene la finalidad de mejorar la respuesta del material frente al impacto y/o la acción del fuego. Sin embargo, su contribución estructural para hacer frente a las tracciones en régimen post-fisuración no se tuvo en cuenta en el proyecto. Esto responde, por una parte, a la falta de normativa en relación al HRF en el momento de la redacción del proyecto (EHE-1998 [11] en aquel momento). Por otra parte, la falta de experiencia de los técnicos de planta y de los ingenieros en relación con aspectos de control y caracterización ha sido otro de los factores que ha frenado la tecnología del HRF en esta aplicación como material resistente principal prácticamente hasta la fecha. Si bien debe resaltarse que el interés mostrado por el sector industrial sobre esta línea es evidente y ya se han hecho pruebas experimentales de dovelas de hormigón reforzado, solo con fibras, y añadiendo además la autocompactabilidad [12,13] para mejorar aspectos de fabricación (eliminación del ruido asociado a la vibración, mejores acabados, mayores rendimientos, direccionamiento de las fibras en las direcciones de máximas tensiones en servicio).

Como resultado de esto, la misión de resistir las tensiones de tracción se ha confiado exclusivamente a las barras de acero, cuya cuantía podría haber sido reducida considerablemente si la contribución de las fibras en régimen post-fisuración se hubiese tenido en cuenta en fase de diseño.

Afortunadamente, hoy en día ya existen instrucciones y recomendaciones en las que el uso estructural del HRF está contemplado (DBV 1992 [14], CNR DT 204/2006 [15], EHE 2008 [16], Código Modelo 2010 [17]) y que proporcionan guías y herramientas para abordar el diseño de elementos de HRF.

El objetivo de este artículo es presentar un método para evaluar el diseño óptimo de dovelas de HRF utilizando las ecuaciones constitutivas presentadas en el MC-2010, como referencia internacional, para simular la respuesta resistente de este material. Para alcanzar este objetivo, primero se presentan las bases de la filosofía de diseño adoptada, y posteriormente estas se aplican para el diseño de los anillos de revestimiento de 3 túneles reales excavados con tuneladora en el área metropolitana de Barcelona. Concretamente, las dovelas de estos anillos fueron diseñadas en el proyecto inicial sin considerar la contribución resistente de las fibras, pese a que estas se incorporan en el hormigón.

2. Filosofía de diseño propuesta para dovelas de hormigón reforzado con fibras

El refuerzo principal en ambas direcciones de la dovela (fig. 2) se dispone para hacer frente, mayoritariamente, a las tensiones de tracción que pueden aparecer durante las fases transitorias y servicio de la dovela, pudiendo tener estas origen mecánico o deformaciones impuestas de tipo térmico y/o higrométrico. Adicionalmente, se suele disponer un refuerzo complementario (no incluido en la figura 2 por no ser objeto de este estudio) en las zonas en las que se prevé concentración de tensiones con el fin de confinar localmente el hormigón y evitar así el salto del recubrimiento y/o los fenómenos de «desconchamiento» y «aplastamiento». Este tipo de refuerzo

Tabla 1
Varios ejemplos del uso de fibras para el refuerzo del hormigón prefabricado en dovelas de anillos de revestimiento

Name	Año	País	Función	D_i (m)	h (m)	λ [-]	Barras
Metrosud	1982	IT	TM	5,8	0,30	19,3	No
Túnel de Nápoles	1995	IT	TM	5,8	0,30	19,3	No
Túnel de equipajes de Heathrow	1995	GB	TS	4,5	0,15	30,0	No
Segundo anillo de Heineoord	1999	NL	TC	7,6	0,27	28,1	No
Extensión de la línea Jubilee	1999	GB	TM	4,5	0,15	30,0	No
Trasvase del Manabi en Ecuador	2001	ECU	TA	3,5	0,20	17,5	No
Túnel Canal de Navarra	2003	ES	TA	5,4	0,25/0,30	21,6/18,0	No
Túnel de Oënzberg	2003	SUI	TF	10,8	0,30	36,0	No
Channel Tunnel Rail Link	2004	FR-GB	TF	7,2	0,35	20,6	No
The Hofolding Stollen	2004	DE	TA	2,9	0,18	16,1	No
Túnel de San Vicente	2006	EE. UU.	TA	3,2	0,18	17,8	No
Túnel de Lötschberg	2007	SUI	TF	4,5	0,20	22,5	No
Línea 1 del Metro de Valencia	2007	VEN	TM	8,4	0,40	21,0	Sí
Túnel Beacon Hill	2007	EE. UU.	TC	6,7	0,30	22,3	No
Túnel de la desalinizadora Gold Coast	2008	AUS	TA	2,8/3,4	0,20	14,0/17,0	No
Túnel de conexión Heathrow - T5	2008	GB	TF	5,7	0,22	25,9	No
Línea 4 del metro de São Paulo	2009	BRA	TM	8,4	0,35	24,0	No
Túnel Amager - Copenhagen	2009	DEN	TA	4,2	0,30	14,0	No
Túnel de Fontsa-Trinitat	2010	ES	TA	5,2	0,20	26,0	Yes
Túnel Clem 7	2010	AUS	TC	11,3	0,40	28,3	No
Túnel Ems-Dollard Crossing	2010	DE-NL	TG	3,0	0,25	12,0	No
Túnel Cuty West Cable	2010	AUS	TS	2,5	0,20	12,5	No
Túnel desalinizadora de Adelaide	2010	AUS	TA	2,8	0,20	14,0	No
Extensión de los FGC en Terrassa	2010	ES	TF	6,0	0,30	20,0	Sí
Túnel Brightwater East	2011	EE. UU.	TA	5,1	0,26	19,6	No
Túnel Brightwater Central	2011	EE. UU.	TA	4,7	0,33	14,2	No
Túnel Brightwater West	2011	EE. UU.	TA	3,7	0,26	14,2	No
Túnel East Side CSO	2011	EE. UU.	TA	6,7	0,36	18,6	No
Túnel desalinizadora de la Victoria	2011	AUS	TA	4,0	0,23	17,4	No
Túnel de Monte Lirio	2012	PAN	TA	3,2	0,25	12,8	No
Túnel Lee Tunnel Sewer	e.c.	GB	TA	7,2	0,35	20,6	No
Línea 9 de metro de Barcelona	e.c.	ES	MT	10,9	0,35	31,1	Sí
Túnel Brenner Base	e.c.	ITA-AUT	TC	5,6	0,20	28,0	Sí
Túnel The Wehrhahn Line	e.c.	DE	TM	8,3	0,45	18,4	No
Crossrail	e.c.	GB	TF	6,2	0,30	20,7	No

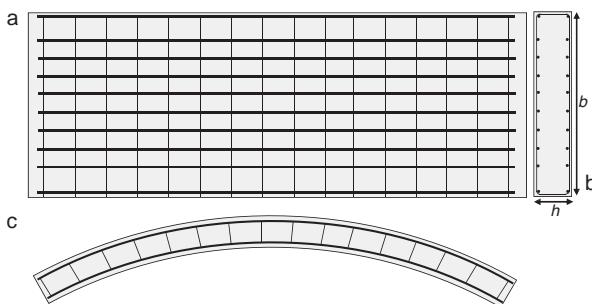


Figura 2. Vistas superior (a), transversal (b) y frontal (c) del refuerzo de una dovela de hormigón armado.

no se incluye en la figura 2, pues no es el objeto de este estudio; sin embargo, también se ha demostrado [4,5] que el efecto confinamiento que ejercen las fibras puede asimismo conducir a la reducción, e incluso a la eliminación, de estos refuerzos locales.

En cualquier caso, la respuesta de una dovela tiene que ser dúctil en régimen de rotura. Este tipo de respuesta se garantiza solo si se dispone una cuantía de refuerzo ($A_{T,min}$), siendo A_T la cuantía total de armadura (suma de la cuantía en forma de barras, A_s , y en forma de fibras, A_f). Dicho de otro modo, $A_{T,min}$ es la mínima cuantía de refuerzo que garantiza que el momento

último de la sección (M_u) coincide con el momento de fisuración de diseño ($M_{fis,d}$). Este último, función de las dimensiones de la sección transversal de la dovela (b y h ; fig. 2a) y de la resistencia a flexotracción de diseño ($f_{ctd,fl}$). En este sentido, tanto M_u como $M_{fis,d}$ deben evaluarse bajo el mismo axil de diseño concomitante N_d , si bien la situación más desfavorable suele darse durante las situaciones transitorias, en las que N_d es nulo o reducido (flexión simple).

En la figura 3 se presentan los diagramas momento (M) - curvatura (χ) cualitativos para una sección de hormigón considerando distintos grados de refuerzo para visualizar los distintos tipos de rotura posibles.

La figura 3 pone de manifiesto que situaciones con $A_T < A_{T,min}$ conducen a modos de rotura frágiles e inseguros. En la literatura técnica [18,19] estas estrategias de refuerzo se conocen como infracríticas, mientras que si $A_T > A_{T,min}$ (refuerzo supracrítico) el comportamiento de la sección es dúctil. Finalmente, si $A_T = A_{T,min}$ (refuerzo crítico), la respuesta de la sección es estrictamente dúctil sin ningún margen de seguridad, excepto el asociados a los coeficientes parciales de seguridad adoptados para minorar las resistencias de los materiales.

A nivel de diseño, si el momento de diseño (M_d) es menor que $M_{fis,d}$ ($M_d < M_{fis,d}$), la $A_{T,min}$ debe ser evaluada resolviendo

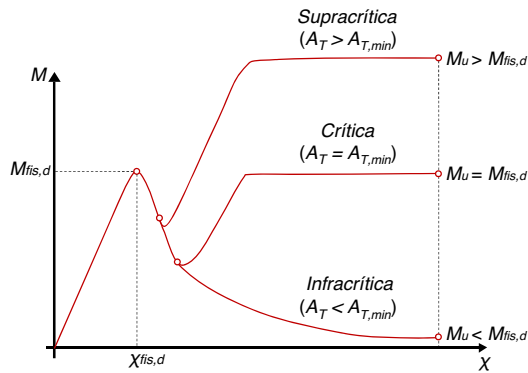


Figura 3. Modos de rotura a flexión en función de A_T .

la ecuación $M_u = M_{fis,d}$. Contrariamente, si $M_d \geq M_{fis,d}$, la condición $M_u = M_d$ es la que se debe imponer para obtener el valor de $A_T (> A_{T,min})$ que atiende a la capacidad mecánica requerida. En ambos casos, aunque la respuesta mecánica a nivel sección es distinta, la seguridad estructural que se alcanza es equivalente, pues se emplean los mismos coeficientes de seguridad parciales tanto para las resistencias como para las cargas.

En línea con lo mencionado anteriormente, en la gran mayoría de los túneles que emplean anillos de dovelas prefabricadas como sistema de revestimiento, el valor más desfavorable de M_d se alcanza en fases transitorias y suele estar asociado al peso propio de la dovela, o al conjunto de dovelas de cada anillo apiladas sobre la dovela base, y este suele ser menor que $M_{fis,d}$. Por tanto, en estas situaciones el hormigón debe reforzarse con la cuantía mínima de refuerzo $A_{T,min}$ para garantizar la rotura dúctil en caso de producirse la fisuración en alguna etapa.

La experiencia indica que este tipo de roturas vienen asociadas a: 1) desmoldeos de la pieza cuando aún no se ha alcanzado la resistencia de diseño establecida en proyecto para evitar la fisuración a corto plazo; 2) excentricidades accidentales no tenidas en cuenta en el proyecto de los elementos de izado y/o de los aparatos de apoyo de las dovelas en planta o en transporte [20,21], y 3) manipulaciones indebidas durante las operaciones de colocación y montaje en el escudo; sin embargo, en estas últimas situaciones la dovela trabaja, por la configuración de apoyo, preferentemente como viga de gran canto [22].

En cualquier caso, debe añadirse que para el cálculo de M_d se acostumbra a considerar coeficientes de mayoración con los que se tienen en cuenta los posibles efectos dinámicos durante las fases transitorias y que aumentan el margen de seguridad frente a la fisuración durante estas fases.

Para la evaluación de las cuantías mínimas de armadura, las expresiones sugeridas en [14–17] tienden a arrojar valores de $A_{T,min}$ y A_T muy conservadores. En esta línea y en aras de la optimización, así como para aprovechar las ventajas asociadas al uso del HRF en términos de reducción de refuerzo tradicional, queda justificado plantear el diseño de la estrategia de refuerzo acudiendo a modelos numéricos que permitan considerar la contribución resistente de las fibras, máxime cuando se trata de obras lineales con grandes volúmenes de material involucrados.

Se trata de resolver un problema de optimización con 2 variables: la cuantía de armadura tradicional A_s y la cuantía de fibras

A_f . En definitiva, minimizar la función $A_T = A_s + A_f$ de modo que se cumplan de forma simultánea las condiciones de ductilidad y alcanzar el requerimiento resistente ($M_u = M_{fis,d}$, o $M_u = M_d$ en caso que $M_d > M_{fis,d}$).

Este problema se simplifica enormemente si de antemano se fija una de las cuantías. Así, el valor de A_s puede fijarse atendiendo a razones técnicas: 1) $A_s \neq 0$ con el fin de proporcionar cierta capacidad resistente a flexión de la sección en ELU, permitiendo así trabajar con cuantías de fibras más reducidas y que conduzcan a hormigones más dóciles y trabajables. Un valor de tanteo inicial de A_s puede ser la cuantía mínima mecánica establecida en las distintas instrucciones, por ejemplo. 2) $A_s = 0$ en aquellos casos en que sea posible la sustitución total de las barras por una cuantía de fibras competitiva a nivel técnico y económico.

Generalmente, en fase de diseño el ingeniero no dispone de información relacionada con el comportamiento post-fisuración del HRF. Por tanto, a nivel de pre-diseño, es necesario considerar valores racionales de la resistencia residual del HRF ($f_{R,i}$), recogidos en la literatura o proporcionados por algún suministrador de HRF y/o fibras, para poder definir la ecuación constitutiva del material en régimen post-fisuración y evaluar la idoneidad del uso de fibras. En consonancia con lo establecido tanto en la EHE-08 como en el MC-2010, los valores de $f_{R,i}$ deben obtenerse mediante el ensayo a 3 puntos de vigas prismáticas con entalla [23] (fig. 4).

Habiendo establecido la respuesta residual del HRF para distintas dosificaciones de fibras (C_f), se pueden representar los diagramas momento-curvatura $M-\chi$ de la sección transversal de la dovela empleando algún modelo numérico. Con estos diagramas se pueden obtener los momentos últimos M_u^j asociados a cada dosificación de fibras C_f^j (que conducirán cada una de ellas a resistencias residuales $f_{R,i}^j$ distintas). El diagrama de flujo de la figura 5 esquematiza el proceso a seguir para obtener el valor óptimo de C_f (C_f^{opt}) en dovelas de HRF.

El procedimiento de diseño presentado en la figura 5 concluye con una estimación de la resistencia residual óptima del HRF ($f_{R,i}^{opt}$) requerida para satisfacer los requerimientos resistentes. No obstante, en términos de producción y control del HRF, esta $f_{R,i}^{opt}$ debe relacionarse con la dosificación de C_f^{opt} con el fin de formular la composición del hormigón y evaluar la idoneidad técnica y económica de la misma. Para tal fin, una vez se ha establecido el tipo de fibra a emplear, se debe llevar a cabo una campaña experimental empleando el ensayo de flexión [23] (fig. 4) e involucrando distintos valores C_f^j y así poder establecer el valor de C_f^{opt} real con el que deberá llevarse a cabo la producción.

En ocasiones, y tal como se ha hecho para este artículo en concreto, se pueden llevar a cabo ensayos previos del hormigón reforzados con las fibras susceptibles a ser empleadas en la fabricación de las dovelas considerando varias cuantías. Los resultados obtenidos pueden emplearse para deducir curvas tipo $f_{R,i}-C_f$ y con estas plantear el diseño estableciendo las ecuaciones constitutivas del HRF que se consideren adecuadas.

Ni que decir tiene que del mismo modo general descrito anteriormente, estas resistencias residuales $f_{R,i}$ deberán verificarse posteriormente en las condiciones reales de obra, con las fibras

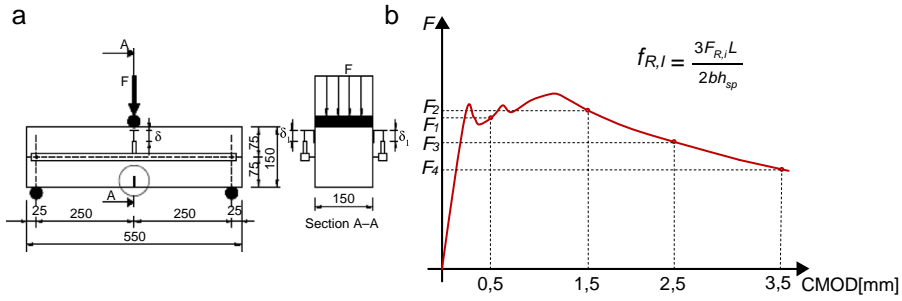


Figura 4. Ensayo de 3 puntos en vigas prismáticas entalladas: a) configuración del ensayo (mm), y b) curva genérica F - $CMOD$.

y dosificación del hormigón finalmente establecidas y, si fuere necesario, plantear los cambios pertinentes (tipo y/o cuantía de fibra) para alcanzar los requerimientos mecánicos fijados para el HRF de proyecto.

Debe recalcar que el procedimiento planteado permite obtener la cuantía óptima de fibras C_f^{opt} con la que evaluar

la idoneidad técnica y económica del empleo de fibras como refuerzo del hormigón en sustitución parcial o total de la armadura pasiva tradicional. Sin embargo, a nivel de proyecto suelen especificarse exclusivamente los valores característicos de las resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} (o f_{R4} , según la normativa de referencia) que debe alcanzar el HRF, así como algún valor

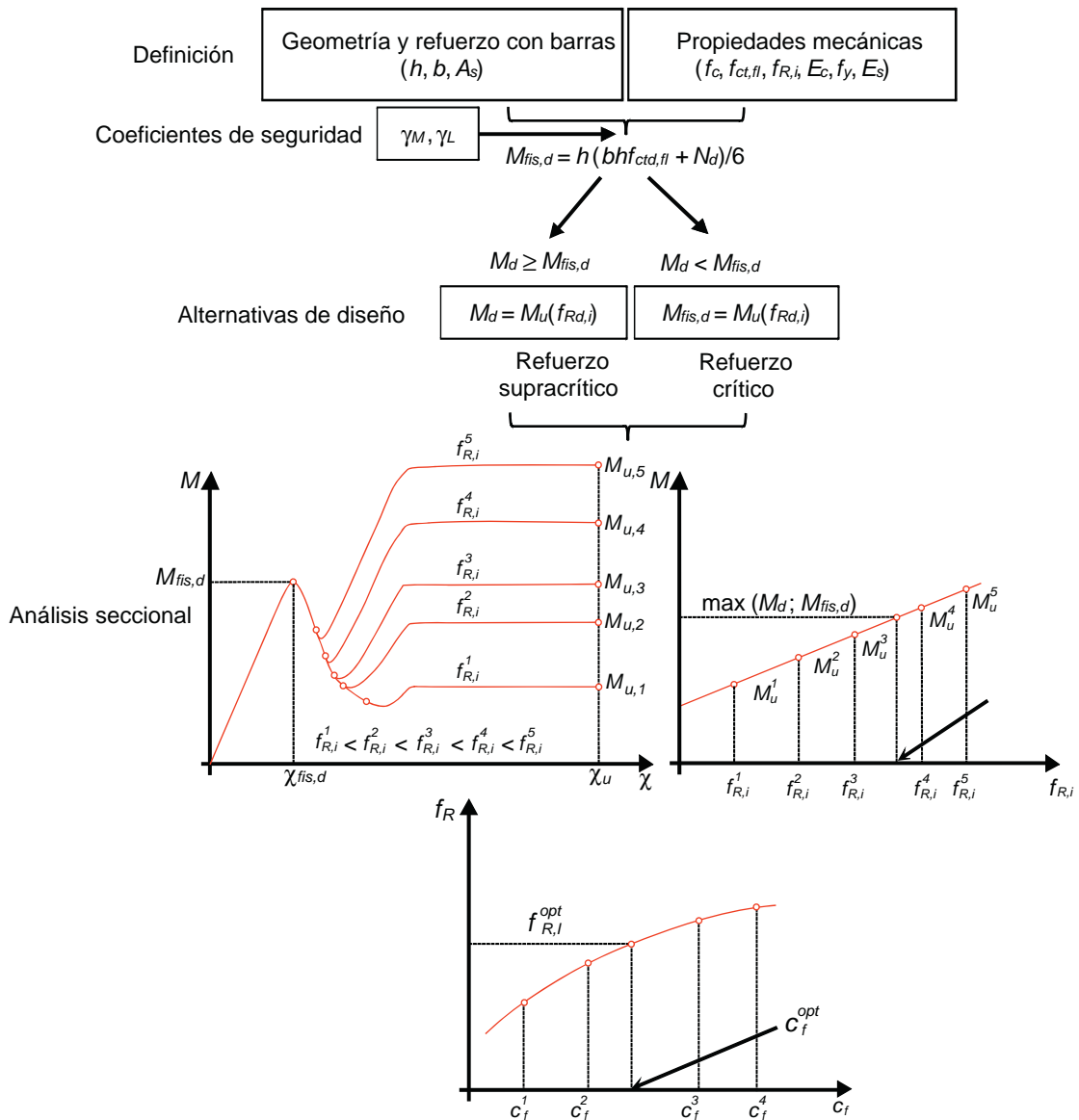


Figura 5. Procedimiento propuesto para evaluar $f_{R,i}^{opt}$ y C_f^{opt} .

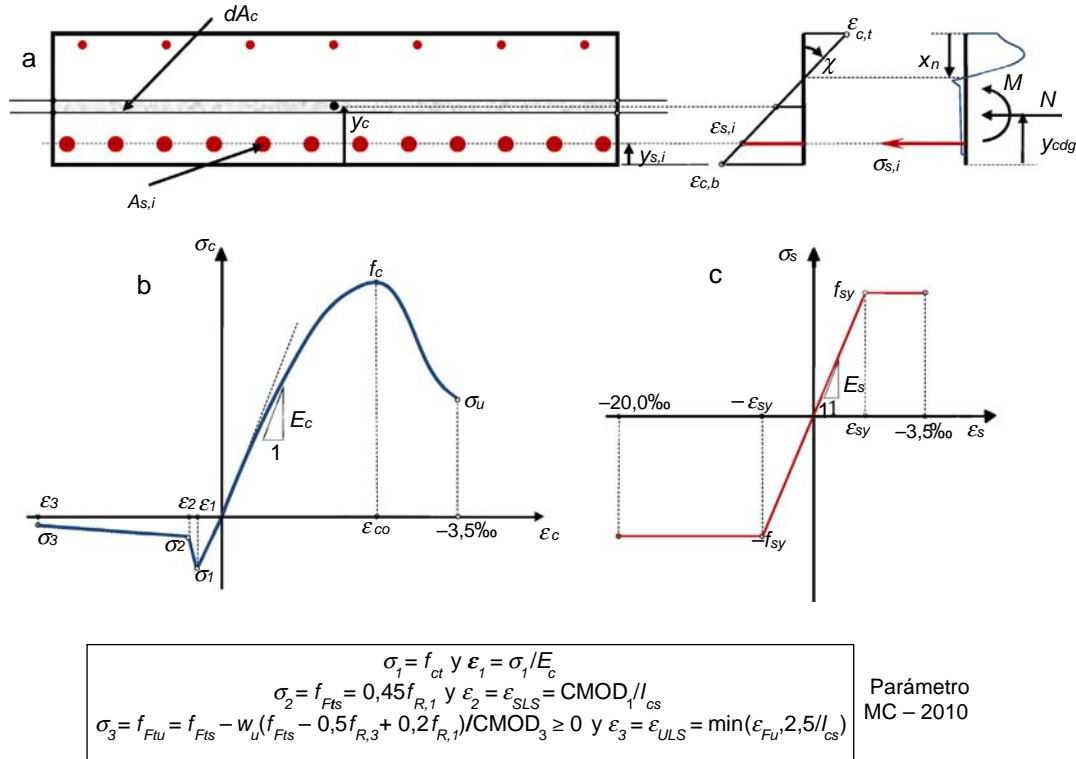


Figura 6. a) Discretización de la sección; modelos constitutivos para el HRF (b) y el acero para armaduras pasivas (c).

específico de la geometría de la fibra (longitud, diámetro y/o esbeltez); en algunos casos, también el material de la misma. Posteriormente, el suministrador del hormigón, en base a la fibra finalmente elegida, es el que sugiere la dosificación C_f necesaria para alcanzar las $f_{R,i}$ establecidas en proyecto recurriendo a los ensayos característicos previos.

3. Estrategia para la simulación de la respuesta seccional

3.1. Introducción

La simulación del comportamiento mecánico de una dovela puede llevarse a cabo mediante modelos de elementos finitos. Sin embargo, las secciones críticas de una dovela de túnel en términos de solicitaciones normales es la central. Por tanto, el diseño puede llevarse a cabo simulando la respuesta σ - ϵ de dicha sección.

Esta tarea puede abordarse mediante un modelo de análisis no lineal de secciones considerando la contribución resistente del HRF. Para ello, en este estudio se ha empleado el modelo de Análisis de Secciones Evolutivas (AES) [24,25] desarrollado por los mismos autores de este trabajo. Este modelo ha sido calibrado y contrastado con resultados experimentales obtenidos en diferentes campañas experimentales [26–29].

El modelo AES se emplea en este análisis para obtener el M_u asociado a cada conjunto de $f_{R,i}$ considerado, habiendo establecido previamente una cuantía de refuerzo en forma de barras (A_s). En consecuencia, este procedimiento ha permitido deducir las curvas M_u - $f_{R,i}$ y la determinación de $f_{R,i}^{opt}$ que atiende a los

requerimientos fijados para cada una de las dovelas diseñadas mediante el procedimiento presentado en la figura 5.

En esta sección se exponen las bases del modelo AES, centrándose en las hipótesis relacionadas con la simulación del comportamiento mecánico del HRF.

3.2. Modelo AES

3.2.1. Simulación de los materiales

La sección de hormigón se discretiza en fibras de espesor constante, y las barras de acero, en áreas de masa concentrada. Una vez se ha discretizado la sección, se asignan las ecuaciones constitutivas adecuadas a cada material para posteriormente obtener la respuesta tensodeformacional de la sección bajo una combinación de esfuerzos axil (N) y momento (M) (fig. 6a).

La adición de fibras modifica la respuesta a compresión del hormigón en función del tipo y dosificación empleada [30]. Concretamente, la resistencia a compresión (f_c) tiende a reducirse con el aumento de C_f debido a un incremento del aire ocluido, mientras que, por contra, aumenta el efecto de confinamiento y la ductilidad del material. No obstante, para el tipo y las cantidades de fibras que se emplean en la fabricación de dovelas, el valor f_c no varía significativamente respecto a un hormigón convencional sin fibras con la misma dosificación; en consecuencia, se adopta la ecuación constitutiva sugerida en [31] para simular el comportamiento del HRF sometido a tensiones de compresión, siendo esta una ecuación propuesta inicialmente para hormigones convencionales.

Por otra parte, la simulación del comportamiento mecánico del HRF sometido a tracciones se puede abordar mediante

ecuaciones constitutivas tipo tensión (σ_c) - ancho de fisura (w) y/o σ_c - ε_c . En el modelo AES se han implementado todas las ecuaciones constitutivas sugeridas en los códigos europeos. En estas, se ha adoptado la ecuación trilineal tipo σ_c - ε_c propuesta en el MC 2010 por tratarse de un referente internacional y que conduce a resultados suficientemente fidedignos según los estudios llevados a cabo en [28] y [32].

En la figura 6b se presenta la curva constitutiva empleada en este trabajo, así como las expresiones utilizadas para evaluar los puntos (σ_i y ε_i) que definen la misma. Se debe remarcar que el valor de la longitud característica (l_{cs}) se ha considerado igual al canto de la dovela (h) [33]. $CMOD_1$ y $CMOD_3$ adoptan valores de 0,5 y 2,5 mm, respectivamente, mientras que el ancho de fisura último se evalúa como $w_u = l_{cs} \varepsilon_{Fu}$, siendo $\varepsilon_{Fu} = 20,0\%$ la deformación última del HRF (asumiendo un comportamiento de reblandecimiento del material). Ni que decir tiene que para los cálculos en ELS deben considerarse los valores característicos de f_{ct} , $f_{R,1}$ y $f_{R,3}$ (f_{ctk} , $f_{Rk,1}$ y $f_{Rk,3}$) y los de diseño (f_{ctd} , $f_{Rd,1}$ y $f_{Rd,3}$) para los cálculos en ELU.

Por último, el acero para armaduras pasivas se ha simulado considerando un diagrama elastoplástico perfecto (fig. 6c).

3.2.2. Hipótesis básicas adicionales

Adicionalmente, se asume adherencia perfecta entre los distintos materiales. Asimismo, se considera que la distorsión angular debida al cortante es poco significativa debido a que el módulo a cortante de la sección es elevado en comparación con los esfuerzos cortantes esperados y, por tanto, no se considera el efecto del cortante en las ecuaciones.

3.2.3. Equilibrio y compatibilidad

Asignadas las ecuaciones constitutivas de cada material, se imponen las ecuaciones de equilibrio (ecuaciones 1 y 2) y compatibilidad (ecuación 3), resultando un sistema de ecuaciones no lineales. Este sistema se resuelve mediante un esquema iterativo tipo Newton-Raphson [34].

$$N = \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) dA_c + \sum_{i=0}^{n_s} \sigma_s(\varepsilon_s) A_{s,i} \quad (1)$$

$$M + N y_{cdg} = \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) y_c dA_c + \sum_{i=0}^{n_s} \sigma_s(\varepsilon_s) y_{s,i} A_{s,i} \quad (2)$$

$$\varepsilon_s(y) = \varepsilon_o + y\chi \quad (3)$$

El diagrama M - χ de cualquier sección puede ser obtenido fijando un rango de curvaturas $[0-\chi_u]$ y un axil concomitante N .

4. Implementación de la estrategia de diseño

4.1. Descripción de los túneles

Con el fin de ilustrar la metodología de diseño propuesta, se presentan a continuación 3 túneles en los que el uso de HRF es ventajoso y adecuado debido a las dimensiones de los mismos (tabla 2) y a las condiciones de carga (tabla 3). El primer túnel (túnel de FGC en Sabadell) proporcionará una nueva

conexión de ferrocarril entre las localidades de Barcelona y Sabadell. El segundo túnel (túnel de FGC en el Prat) abrirá un acceso por ferrocarril a la nueva terminal (T1) del aeropuerto del Prat (Barcelona). Finalmente, el tercer túnel (túnel FontSanta-Trinitat), construido en 2010, contiene una tubería de hormigón pretensado de un diámetro de 1.800 mm que transporta agua desalinizada desde FontSanta (Sant Just Desvern, Barcelona) y el distrito de la Trinitat (Barcelona).

A partir de los datos presentados en la tabla 2 se observa que los proyectistas de los túneles de FGC Sabadell y FGC Prat consideraron el uso de fibras de acero y fibras plásticas desde el inicio del proyecto. El motivo de su empleo corresponde a la necesidad de mejorar la respuesta mecánica de la dovela frente a hipotéticos casos de cargas por fuego y frente a las fuerzas localizadas derivadas del empuje de los gatos. Sin embargo, la contribución estructural de dichas fibras tras la fisuración no se consideró en el diseño. En consecuencia, la capacidad resistente se atribuyó al refuerzo tradicional, que corresponde a un contenido mínimo ($A_{s,min}$) en ambos casos debido al bajo nivel de carga esperado durante las etapas de carga transitoria y en servicio (tabla 2).

Por otro lado, en el túnel FontSanta-Trinitat se consideraron 2 valores diferentes de $f_{ck,28}$ y 2 configuraciones de refuerzo diferentes. Esto responde a la existencia de tramos de suelo con monteras de hasta 300 m y con altas presiones de agua que demandaban un hormigón con un valor de $f_{ck,28}$ no inferior a 50 N/mm² para poder resistir las tensiones de compresión previstas en condiciones de servicio. De aquí en adelante, el valor de $f_{ck,28}$ se tomará igual a 50 N/mm², ya que cuanto mayor sea $f_{ck,28}$, mayor será también el valor de resistencia a tracción directa característica del hormigón f_{ct} . Por este motivo, el valor de $M_{fis,d}$ de la sección transversal es mayor, así como el contenido mínimo de refuerzo $A_{T,min}$ (fig. 5).

Los esfuerzos de diseño presentados en la tabla 3 se obtuvieron recurriendo a modelos simplificados de viga asumiendo un comportamiento lineal-elástico de los materiales y las condiciones de apoyo existentes en las etapas de carga transitorias (desmoldeo, acopio y manipulación). Por otro lado, las cargas de servicio se determinaron por medio del software comercial FLAC3D[®]. En este sentido, tanto el paso a paso del proceso constructivo de cada túnel como la interacción terreno-estructura fueron considerados en el análisis. Asimismo, los valores de cada $M_{fis,d}$ se incluyen con el propósito de ser comparados.

En este sentido, cada valor de $f_{ct,d}$ se ha definido con base en los valores de la resistencia a tracción uniaxial característica $f_{ct,k}$ sugerida en el MC 2010, que depende de f_{ck} . Además, en aquellos casos en los que $M_{fis,d} \geq M_d$, se tomó el valor máximo de la resistencia a tracción uniaxial característica ($f_{ctk,max}$), mientras que para $M_{fis,d} < M_d$ se adoptó el valor mínimo ($f_{ctk,min}$). Finalmente, los valores de $f_{ct,d}$ se determinan dividiendo $f_{ct,k}$ por un factor parcial de seguridad 1,5.

De los valores presentados en la tabla 3 se concluye que se prevé que las secciones transversales se mantengan sin fisurar en condiciones de servicio, puesto que $M_{fis,d}$ es mayor que M_d para los 3 casos estudiados. En consecuencia, las etapas de carga transitoria son más desfavorables en términos del diseño de la armadura. En esta línea, los túneles de FGC Sabadell y

Tabla 2
Información relevante de cada túnel

Nombre	FGC Sabadell (RWT)	FGC Prat (RWT)	FontSanta-Trinitat (WT)	
Año	En construcción	En construcción	2010	
Tipo	Ferrocarril	Ferrocarril	Conducción agua	
Longitud (m)	4.400	2.840	12.035	
Tipo de anillo	Universal	Universal	Universal	
Número de dovelas	5 + 1 clave	6 + 1 clave	5 + 1 clave	
Diámetro externo, D_{ext} (m)	6,5	10,2	5,7	
Diámetro interno, D_{int} (m)	6,0	9,6	5,2	
Canto, h (m)	0,25	0,32	0,25	
Ancho, b (m)	1,40	1,60	1,40	
Mín. res. característica a compresión en desmoldeo, $f_{ck,min}$ (N/mm ²)	20	10	10	
Res. Característica a compresión a 28 días, $f_{ck,28}$ (N/mm ²)	50	45	30	50
Jaula de armado (fig. 2a)	10Φ12/cara	13Φ12/cara	10Φ10/cara	10Φ12/cara
Empuje de gatos (kN)	2.500	7.693	1.646	
Fibras (kg/m ³)				
Acero	15	25	0	
Plástico	1,5	1,2	0	

FontSanta-Trinitat presentan ambos un $M_{fis,d}$ igual a 52 kNm ($f_{ctk,max} = 5,3$ N/mm²), siendo este mayor que cualquiera de los M_d con probabilidad de aparecer en las fases de carga transitoria. Contrariamente, durante la manipulación de las dovelas para el túnel FGC Prat se podría alcanzar un momento flector de diseño M_d igual a 88 kNm y superior que $M_{fis,d}$ (49 kNm asumiendo $f_{ctk,min} = 2,7$ N/mm²).

Considerando lo anterior, las dovelas de los túneles de FGC Sabadell y FontSanta-Trinitat se pueden armar de forma óptima imponiendo la condición de refuerzo crítico $M_u = M_{fis,d}$ (figs. 3 y 5). No obstante, las dovelas del túnel FGC Prat se deben diseñar imponiendo la condición de refuerzo supracrítico $M_u = M_d$ (figs. 3 y 5). En cualquier caso, las cargas de flexión son bajas, y una sustitución parcial o incluso total de la armadura convencional por fibras puede ser considerada como una alternativa de refuerzo adecuada.

4.2. Parámetros de la ecuación constitutiva para el diseño de HRF

Con el fin de abordar el rediseño de la armadura que se había propuesto inicialmente en el proyecto para cada dovela (tabla 2) es necesario establecer los valores de $f_{R,i}$ del HRF para definir la ecuación constitutiva y obtener los diagramas $M_u-f_{R,i}$ (fig. 5) con el modelo AES. En esta etapa del pre-diseño los valores son desconocidos, y por este motivo se realizó una campaña experimental de ensayos a flexión según la norma UNE-EN

14651:2005 [23] (fig. 4) para contenidos de fibra C_f entre 20 y 50 kg/m³.

Se adoptó la dosificación de 20 kg/m³ como contenido mínimo mecánico para garantizar un confinamiento adecuado de la matriz de hormigón frente a fenómenos de «desconchamiento» y «aplastamiento» durante las fases transitorias así como en servicio, mientras que el valor de 50 kg/m³ se ha establecido como máximo por criterios económicos. En la campaña experimental se empleó una fibra estructural con extremos conformados con longitud (l_f) de 50 mm, diámetro (d_f) de 1,0 mm y una resistencia a tracción (f_f) de 1.100 N/mm². Estos ensayos corresponden al pre-diseño de las dovelas del túnel de FontSanta-Trinitat, por lo que se empleó un hormigón de f_{ck} igual a 50 N/mm².

En la tabla 4 se presentan los valores de $f_{R,1}$, $f_{R,3}$ y del límite de proporcionalidad (f_L) obtenidos de 4 probetas para cada valor de C_f necesarios para definir la ecuación constitutiva del HRF (fig. 6). Asimismo, también se incluyen en la tabla los valores medios f_{Lm} , $f_{Rm,1}$ y $f_{Rm,3}$ y el coeficiente de variación. Los resultados muestran, tal y como se esperaba, que los valores de resistencia residual del HRF aumentan con C_f .

De acuerdo con lo observado por otros autores [35], la elevada dispersión de los resultados se puede atribuir a la variabilidad intrínseca del material y a la configuración del ensayo, entre otros motivos. Sin embargo, a pesar de la dispersión, el ensayo de viga con entalla [23] es universalmente aceptado por la comunidad técnica y científica para la caracterización del comportamiento residual post-fisuración del HRF.

Tabla 3
Momento de fisuración de diseño $M_{cr,d}$ y esfuerzos de diseño N_d y M_d en cada etapa

Etapas de carga	FGC Sabadell			FGC del Prat			Fontanta-Trinitat		
	$M_{cr,d}$ (mkN)	N_d (kN)	M_d (mkN)	$M_{cr,d}$ (mkN)	N_d (kN)	M_d (mkN)	$M_{cr,d}$ (mkN)	N_d (kN)	M_d (mkN)
Desmoldeo	15	0	45	33	0	30	10	0	21
Acopio	15	0	38	33	0	25	10	0	20
Manipulación	52	0	45	49	0	88	52	0	21
En servicio	171	4.095	137	280	5.258	70	192	4.604	11

Tabla 4
Valores de f_L y de $f_{R,i}$ en N/mm² obtenidos en base al ensayo de viga UNE-EN 14651:2005

Probeta	Contenido de fibras											
	20 kg/m ³			30 kg/m ³			40 kg/m ³			50 kg/m ³		
	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,3}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,3}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,3}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,3}$
1	5,1	3,5	2,2	7,2	3,2	2,3	5,9	4,8	4,6	6,6	4,0	3,2
2	4,9	3,1	2,3	6,7	3,2	2,4	6,1	4,7	4,2	6,9	4,5	3,6
3	5,0	2,6	1,0	6,6	2,3	2,1	6,1	3,0	2,5	6,8	5,8	6,1
4	5,0	2,9	1,3	6,5	3,8	3,1	6,0	2,3	1,5	7,5	5,4	5,8
$f_{Rm,i}$	5,0	3,0	1,8	6,7	3,2	2,4	6,1	3,9	3,4	6,9	5,0	4,7
C,V, (%)	1,6	12,6	37,0	4,7	19,3	18,5	1,6	32,4	43,4	5,7	16,6	31,6

Alternativamente, existen otros métodos igualmente representativos del comportamiento del material, como el ensayo Barcelona [36,37] o su variante en probeta cúbica, también conocido como MDPT [38]. Las ventajas de este ensayo son su menor dispersión, la simplicidad en la ejecución y el menor consumo de material en cada ensayo.

Debe recalcar que estos ensayos llevados a cabo responden a la necesidad de plantear una relación $f_{R,i}-C_f$ para abordar el pre-diseño del hormigón y evaluar la viabilidad económica y técnica del empleo de fibras y, por tanto, pueden considerarse como ensayos previos. En cualquier caso, una vez elegido el tipo, la cuantía y la dosificación del hormigón, se deben llevar a cabo los ensayos característicos en planta y que, como mínimo, deberían consistir en el ensayo de 6 probetas, preferiblemente de 2 amasadas distintas.

La tabla 5 incluye los valores característicos mínimos de f_L , $f_{R,1}$ y $f_{R,3}$ para cada C_f , así como los valores de tensiones de diseño ($\sigma_{d,i}$) y las deformaciones asociadas ($\epsilon_{d,i}$). Los valores característicos mínimos $f_{R,i}$ se obtuvieron multiplicando los valores medios $f_{Rm,i}$ (tabla 4) por un factor de 0,7 [17].

Los valores de σ_I se definen como función de $f_{ctk,min}$ o $f_{ctk,max}$ dependiendo de cuál es más desfavorable, siendo $\sigma_{d,1}$ igual a 3,5 N/mm² ($f_{ctk,max}/\gamma_{c,R} = 5,3/1,5$) para los túneles de FGC Sabadell y FontSanta-Trinitat y de 1,8 N/mm² ($f_{ctk,min}/\gamma_{c,R} = 2,7/1,5$) para el túnel de FGC Prat. Por otro lado, los valores de $\epsilon_{d,1}$ asociados a cada $\sigma_{d,1}$ se determinaron dividiendo este último por el valor medio del módulo de elasticidad del hormigón (E_{cm}) obteniendo valores de $\epsilon_{d,1}$ de 0,10‰ ($\sigma_{d,1}/E_{cm} = 3,5/36.000$) para los túneles de FGC Sabadell y FontSanta-Trinitat y de 0,06‰ para el túnel de FGC Prat ($\sigma_{d,1}/E_{cm} = 1,8/31.350$).

De acuerdo con los requisitos establecidos en el MC 2010, el proyectista debe especificar:

- **Intervalo**, que se define por 2 números consecutivos en la serie 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0 N/mm².

Tabla 5
Valores característicos de f_L y de $f_{R,i}$ y valores de diseño ($\sigma_{d,i}$, $\epsilon_{d,i}$)

C_f (kg/m ³)	f_{Lk} (N/mm ²)	$f_{Rk,1}$ (N/mm ²)	$f_{Rk,3}$ (N/mm ²)	$\sigma_{d,2}$ (N/mm ²)	$\epsilon_{d,2}$ (‰)	$\sigma_{d,3}$ (N/mm ²)	$\epsilon_{d,3}$ (‰)
20	3,5	2,1	1,3	0,7	0,18	0,3	20,0
30	4,7	2,2	1,7	0,8	0,18	0,3	20,0
40	4,3	2,7	2,4	1,0	0,18	0,4	20,0
50	4,8	3,5	3,3	1,1	0,18	0,5	20,0

- **Cocientes de resistencias residuales:** a) si $0,5 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 0,7$; b) si $0,7 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 0,9$; c) si $0,9 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 1,1$; d) si $1,1 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 1,3$, y f) si $f_{Rk,3}/f_{Rk,1} > 1,3$.
- **Material de la fibra:** acero en estas aplicaciones.

Considerando estas normas de clasificación, los HRF de la tabla 5 se clasifican como: 2,5a (C_f de 20 kg/m³), 2,5b (C_f de 30 y 40 kg/m³) y 3,0c para C_f igual a 50 kg/m³.

Además, los cocientes $f_{Rk,1}/f_{Lk}$ y $f_{Rk,3}/f_{Rk,1}$ deben ser superiores a 0,4 y 0,5, respectivamente, siempre que el HRF se use para replazar el refuerzo tradicional. En este sentido, el HRF con $C_f = 40$ kg/m³ presenta un cociente mínimo $f_{Rk,1}/f_{Lk} = 0,6$. Por otro lado, el cociente de resistencia residual mínimo $f_{Rk,3}/f_{Rk,1}$ se alcanza con $C_f = 20$ kg/m³, siendo este cociente igual a 0,6. En cualquier caso, los valores mínimos de los cocientes $f_{Rk,1}/f_{Lk}$ y $f_{Rk,3}/f_{Rk,1}$ son superiores a los valores requeridos de 0,4 y 0,5, concluyendo que estos HRF pueden ser utilizados para sustituir parcial o totalmente el refuerzo tradicional de las dovelas.

Adicionalmente, debe ponerse de manifiesto que el MC-2010 sugiere el uso de un factor de orientación K para corregir los valores de las tensiones σ_i del HRF y tener de este modo en cuenta la orientación de las fibras respecto al flujo de tensiones principales a las que se espera que esté sometido el elemento estructural en fase servicio. En este sentido, en el citado código se proponen valores de $K \geq 1,0$ para orientaciones favorables de las fibras y $K < 1,0$ en situaciones opuestas, si bien no se recogen recomendaciones o valores de referencia para establecer de forma unívoca el valor de K , dejando esta tarea a criterio del proyectista [39,40].

Para este trabajo se consideró un coeficiente K de valor unidad, del lado de la seguridad, a sabiendas de que el proceso de vertido del hormigón, la consistencia del mismo, el tipo de vibrado y los efectos de contorno generados por los moldes de la dovela, en conjunto conducen a orientaciones favorables de las fibras en referencia a los campos de tensiones de

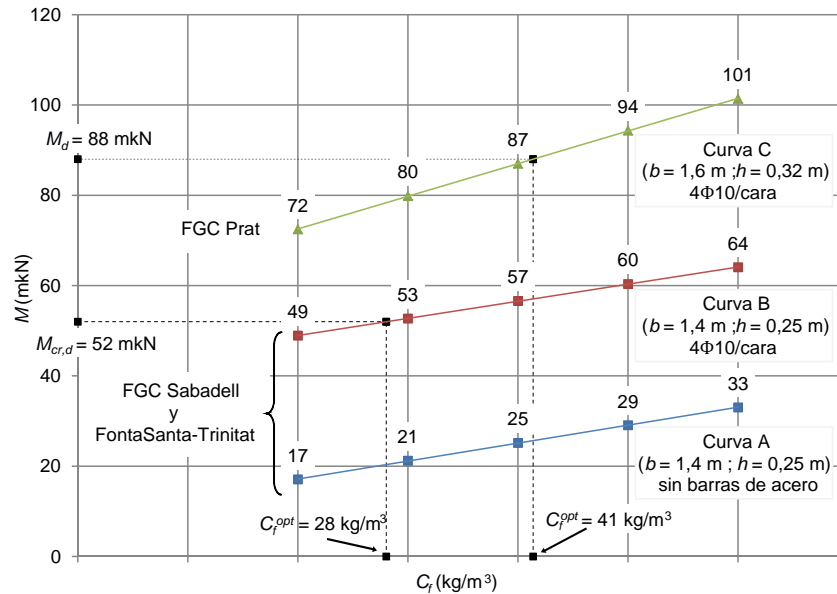


Figura 7. Curvas M_u-C_f obtenidas con el modelo AES para las diferentes estrategias de refuerzo.

tracción principales que se producen en la dovela tanto en fases transitorias como en régimen de explotación. Este aspecto ya ha sido probado a nivel experimental en dovelas [41] y losas [42–44] y cuantificado de forma cualitativa por [43–46]; asimismo, en [47,48] se han llevado a cabo simulaciones numéricas del comportamiento mecánico en losas de HRF, empleando distintas ecuaciones constitutivas, con el fin de poder calibrar dicho coeficiente. Sin embargo, pese a los avances en esta dirección, aún no se ha podido establecer un método sistemático y fiable para poder evaluar el coeficiente K para los distintos HRF y distintas condiciones de contorno.

4.3. Resultados

En la figura 7 se presentan los diagramas M_u-C_f obtenidos con el modelo AES para las dovelas de los túneles de FGC de Sabadell y FontSanta-Trinitat (ambos con idénticas dimensiones $b = 1,40$ m y $h = 0,25$ m; tabla 2), considerando 2 estrategias de refuerzo: 1) la sustitución total del refuerzo tradicional (curva A), y 2) la sustitución parcial del refuerzo tradicional (reducción de un 75%) y manteniendo $4\Phi 10$ en ambas caras de la dovela ($A_s = 314$ mm²/cara, curva B) a causa de las tensión de tracción por flexión que podrían aparecer en la cara superior o en la cara inferior dependiendo de la configuración de apoyo durante el acopio y el transporte, así como en la posición final en el anillo.

Asimismo, se incluye el diagrama M_u-C_f para las dovelas del túnel FGC Prat ($b = 1,60$ m y $h = 0,32$ m; tabla 2), considerando la sustitución del 80% del refuerzo tradicional (manteniendo $4\Phi 10$ /cara, $A_s = 314$ mm²/cara) por fibras (curva C).

Cabe destacar que, para este estudio, los autores poseían relaciones entre $f_{R,i}$ y C_f para un tipo de fibra de acero establecido (tabla 4), permitiendo obtener directamente las curvas M_u-C_f . Sin embargo, tal y como se especifica en el MC 2010 para el diseño de estructuras de HRF, se deben proporcionar las características mecánicas del hormigón en términos de $f_{Rk,I}$ y el

coeficiente $f_{Rk,3}/f_{Rk,I}$ para garantizar un diseño independiente del tipo de fibra.

Los resultados recogidos en la figura 7 indican que el contenido óptimo de fibras C_f^{opt} necesario para alcanzar los requisitos mecánicos $M_u = M_{fis,d} = 52$ kNm (refuerzo crítico) es elevado (≈ 110 kg/m³) si no se mantiene ningún armado tradicional ($A_s = 0$, curva A) para las dovelas de los túneles de FGC Sabadell y el Prat. En este caso, dicha estrategia de armado es inviable desde un punto de vista económico, pues sería necesario un hormigón de ultra alta resistencia ($f_{Rk,I} > 8,0$ N/mm² y $f_{Rk,3}/f_{Rk,I} > 1,3$), a no ser que se seleccione otra geometría para la dovela u otro tipo de fibra.

De forma alternativa, la curva B revela que, para el mismo requisito mecánico, la sustitución del armado tradicional ($4\Phi 10$ /cara, $A_s = 314$ mm²/cara, en contraste con $10\Phi 12$ /cara, $A_s = 1.131$ mm²/cara, considerado en el proyecto inicial) es posible con valores de C_f^{opt} superiores a 28 kg/m³ (30 kg/m³ teniendo en cuenta su potencial producción en planta). En este contexto, esta estrategia es una alternativa atractiva posible en virtud de la sinergia de la combinación de las fibras y el armado tradicional. El mecanismo de cosido de las fibras en las fisuras permite un mejor control de su ancho y las barras de acero proporcionan una capacidad resistente significativa en ELU, ya que se encuentran colocadas de forma eficiente en el bloque traccionado.

La figura 8 ilustra la configuración de armado propuesto para la dovela en el diseño inicial del túnel FontSanta-Trinitat y el proyectado tras la optimización del proceso realizado en este estudio (fig. 8a). Este último consiste en: 1) 2 estribos ($\Phi 8/180$ mm) para dotar al hormigón de confinamiento en áreas donde se esperan tensiones máximas de compresión debido a la acción del terreno, y 2) 4 barras de 10 mm de diámetro en la zona interior de las esquinas de cada estribo para resistir las tensiones de tracción previstas en las etapas de cargas transitorias. Además, se emplea un contenido de 30 kg/m³ de fibras definido en la

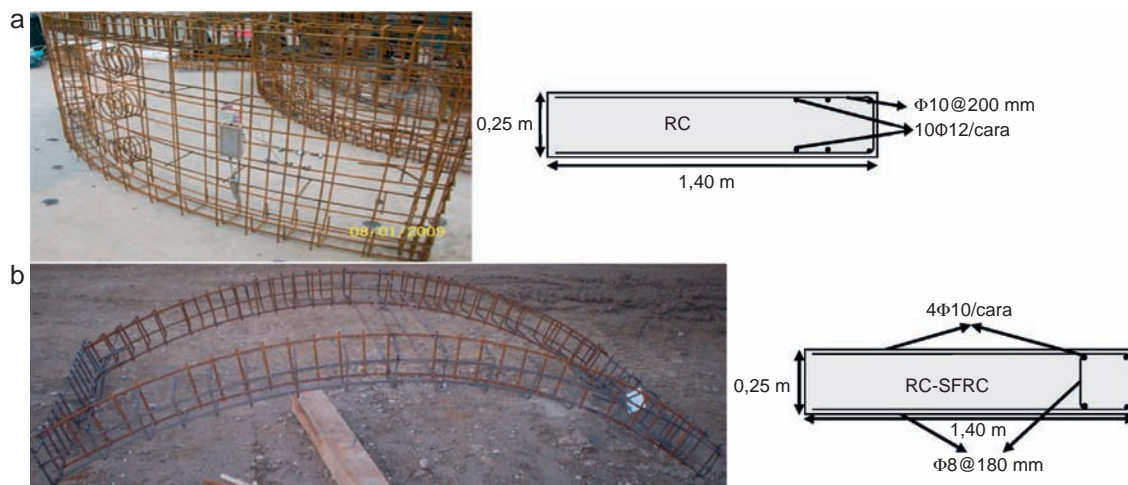


Figura 8. Configuración de armado de las dovelas del túnel FontSanta-Trinitat; a) proyecto inicial, y b) propuesta tras el proceso de optimización.

sección 4.2 en combinación con el armado tradicional descrito. Consecuentemente, la especificación de este HRF, de acuerdo con las recomendaciones del MC 2010, es $2,5b$ ($f_{R1,k}$ entre $2,5$ y $3,0$ N/mm² y $0,7 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 0,9$) que puede corresponder a un C_f igual a 30 kg/m³ teniendo en cuenta el comportamiento mecánico considerado en este estudio (tablas 4 y 5).

Finalmente, la curva C de la figura 7 revela que un contenido óptimo C_f^{opt} igual a 41 kg/m³ (40 kg/m³ por aspectos relativos a la producción) es estrictamente necesario para cumplir con la condición mecánica $M_u = M_d = 88$ kNm (refuerzo supracrítico) de las dovelas del túnel FGC Prat, que por los mismos motivos técnicos del caso anterior llevan a una reducción del armado (de hasta el 80%). Finalmente, la especificación de este HRF es $3,0b$ ($f_{R1,k}$ entre $3,0$ y $4,0$ N/mm² y $0,9 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 1,1$), que puede corresponder a un C_f igual a 40 kg/m³ teniendo en cuenta de nuevo la respuesta mecánica considerada en este estudio (tablas 4 y 5).

Cabe destacar que los requisitos mecánicos establecidos para esta dovela se pueden alcanzar con otro tipo de fibra y valores de C_f . No obstante, para hallar los nuevos valores asociados a C_f^{opt} sería necesario realizar una campaña experimental.

5. Conclusiones

El significativo número de túneles construidos con HRF es indicativo del creciente interés en este tipo de material desde el punto de vista económico y técnico. Los motivos principales para dicho incremento son: 1) un conocimiento más profundo del comportamiento mecánico; 2) la publicación de recomendaciones de diseño, y 3) un cambio en la inercia del sector de la construcción hacia la búsqueda de soluciones estructurales optimizadas de materiales-cementíceos que mejoran aspectos en los que el armado tradicional del hormigón pueda ser deficiente.

El método para el diseño óptimo del armado presentado en este artículo se ha aplicado a 3 casos reales, conduciendo a una reducción del armado tradicional con respecto al definido inicialmente en proyecto del 75% (en los túneles de FGC Sabadell y FontSanta-Trinitat) y del 80% (en el túnel FGC Prat). Los

contenidos óptimos de fibras C_f^{opt} derivados del análisis son 30 y 40 kg/m³, respectivamente. Alternativamente, y siguiendo el criterio establecido en el MC 2010, las especificaciones mecánicas de dichos hormigones son $2,5b$ ($f_{R1,k}$ entre $2,5$ y $3,0$ N/mm² y $0,7 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 0,9$) para los túneles FGC Sabadell y FontSanta-Trinitat, y $3,0b$ ($f_{R1,k}$ entre $3,0$ y $4,0$ N/mm² y $0,9 \leq f_{Rk,3}/f_{Rk,1} \leq 1,1$) para el túnel FGC Prat.

En este estudio se ha usado únicamente un tipo de fibra y la ecuación constitutiva propuesta en el MC-2010 para simular el comportamiento post-fisuración del HRF. Sin embargo, existen otros tipos de fibras disponibles en el mercado que pueden conducir a una respuesta diferente del HRF (y en consecuencia valores diferentes de C_f^{opt} con respecto a los obtenidos en este análisis). Asimismo, existen ecuaciones constitutivas más sofisticadas en la literatura técnica con las que se puede alcanzar un mayor nivel de optimización.

Por último, es necesario destacar que los contenidos de fibras definidos y los requisitos mecánicos no dificultan la definición de la dosificación ni la producción de estos HRF. De ahí que su implementación puede ser incorporada y asumida sin interferir excesivamente en la producción habitual de cualquiera planta de dovelas prefabricadas.

Agradecimientos

Este artículo se ha completado bajo el marco de trabajo del proyecto «FIBHAC: self-compacting fibre reinforced concrete. Development of a new concept of precast segments for tunnels», suscrito al programa INNACTO 2011(IPT-2011-1613-420000). En este sentido, los autores del artículo agradecen al Ministerio de Ciencia e Innovación el apoyo económico proporcionado para su ejecución. El tercer autor agradece el apoyo del *Departament d'Universitats, Recerca i Societat de la Informació* de la Generalitat de Catalunya.

Bibliografía

- [1] M. Di Prisco, G. Plizzari, L. Vandewalle, Fibre reinforced concrete: New design perspectives, *Mater. Struct.* 42 (9) (2009) 1169–1269.

- [2] J. Walraven, 2009 High performance fibre reinforced concrete: Progress in knowledge and design codes, *Mater. Struct.* 42 (9) (2009) 1247–1260.
- [3] N. Buratti, C. Mazzotti, M. Savoia, Post-cracking behaviour of steel and macro-synthetic fibre-reinforced concretes, *Constr. Build. Mater.* 25 (5) (2011) 2713–2722.
- [4] B. Chiaia, A.F. Fantilli, P. Vallini, Combining fiber-reinforced concrete with traditional reinforcement in tunnel linings, *Eng. Struct.* 31 (7) (2009) 1600–1606.
- [5] Burguers R, Walraven J, Plizzari GA, Tiberti G. Structural behavior of SFRC tunnel segments during TBM operations. In: World Tunnel Congress ITA-AITES 2007, Prague (Czech Republic), 1461-67.
- [6] M. Hilar, J. Beño, Steel fibre reinforced segmental tunnel linings, *Tunel* 21 (3) (2012) 31–37.
- [7] B. Chiaia, A.P. Fantilli, P. Vallini, Evaluation of minimum reinforcement ratio in FRC members and application to tunnel linings, *Mater. Struct.* 42 (3) (2009) 339–351.
- [8] De la Fuente A, Blanco A, Pujadas P, Aguado A. Advances on the use of fibres in precast concrete segmental linings. Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction. International Federation for Structural Concrete (fib). Fib Symposium, 22-24 of April, Tel-Aviv (Israel). Full Text in Proceedings pp. 691-694 (4 pp.).
- [9] A. De la Fuente, A. Blanco, P. Pujadas, A. Aguado, Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings, *Tunnelling Underground Space Technol.* 27 (1) (2012) 60–71.
- [10] C. Molins, O. Arnau, Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test: Part I: Test configuration and execution, *Tunnelling Underground Space Technol.* 26 (6) (2011) 764–777.
- [11] CPH 1998. EHE-98. Spanish Structural Concrete Standard [in Spanish].
- [12] S.H.P. Cavalaro, A. Aguado, F.N. Klein, Fabricación de dovelas de túneles en posición horizontal con hormigones autocompactantes, *Hormigón y Acero* 61-257 (2010) 57–68.
- [13] Liao L, de la Fuente A, Cavalaro SHP, Aguado A. Analysis of differences in the behaviour of traditional and self-compacting steel fibre reinforced concrete. *Fibre Concrete* 2013, Technology, Design, Application. 7th International Conference Fibre Concrete, 12-13 of September, Czech Technical University, Prague (Czech Republic). Full Text in Proceedings CD (7 pp.).
- [14] DBV-Recommendation (German Concrete Association), 1992. Design principles of steel fibre reinforced concrete for tunnelling works, pp. 19-29.
- [15] CNR. DT204/2006. 2006. Guidelines for the Design, Construction and Production Control of Fibre Reinforced Concrete Structures, Italian National Research Council - CNR.
- [16] CPH 2008. EHE-08. Spanish Structural Concrete Standard. Annex 14: Recommendations for the use of fibre reinforced concrete.
- [17] fib Bulletin 65 (2010), Model code 2010 Final Draft. Fédération Internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- [18] C. Montaner, Minimum bending reinforcement for rectangular sections: a comparative study, *Hormigón y Acero* 63 (265) (2012) 83–97 [in Spanish].
- [19] F. Levi, On minimum reinforcement in concrete structures, *J. Struct. Eng.* 111 (12) (1985) 2791–2796.
- [20] S.H.P. Cavalaro, C. Blom, J. Walraven, A. Aguado, Structural analysis of contact deficiencies in segmented lining, *Tunnelling Underground Space Technol.* 26 (6) (2011) 734–749.
- [21] S.H.P. Cavalaro, C. Blom, J. Walraven, A. Aguado, Formation and accumulation of contact deficiencies in a tunnel segmented lining, *Appl. Math. Modell.* 36 (9) (2011) 4422–4438.
- [22] S.H.P. Cavalaro, A. Aguado, Packer behavior under simple and coupled stresses, *Tunnelling Underground Space Technol.* 28 (1) (2012) 159–173.
- [23] EN 14651:2005 Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), 2005.
- [24] A. De la Fuente, A. Aguado, C. Molins, J. Armengou, Numerical model for the analysis up to failure of precast concrete sections, *Comput. Struct.* 106-107 (2012) 105–114.
- [25] A. De la Fuente, A. Aguado, C. Molins, Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente, *Hormigón y Acero* 246 (2008) 69–87.
- [26] A. Blanco, P. Pujadas, A. de la Fuente, A. Aguado, Análisis comparativo de los modelos constitutivos del hormigón reforzado con fibras, *Hormigón y Acero* 61 (256) (2012) 83–100 [in Spanish].
- [27] P. Pujadas, A. Blanco, A. de la Fuente, A. Aguado, Cracking behavior of FRC slabs with traditional reinforcement, *Mater. Struct.* 45 (5) (2012) 707–725.
- [28] A. Blanco, P. Pujadas, A. de la Fuente, S. Cavalaro, A. Aguado, Application of constitutive models in European codes to RC-FRC, *Constr. Build. Mater.* 40 (2012) 246–259.
- [29] A. De la Fuente, R. Campos, A. Figueiredo, C. Molins, A. Aguado, A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes, *Constr. Build. Mater.* 30 (2012) 547–555.
- [30] F. Bencardino, L. Rizzuti, G. Spadea, R.N. Swamy, Stress-strain behavior of steel fiber-reinforced concrete in compression, *J. Mater. Civ. Eng.* 20 (3) (2008) 255–263.
- [31] J.A.O. Barros, J.A. Figueiras, Flexural behaviour of SFRC: Testing and modelling, *J. Mater. Civ. Eng.* 11 (4) (1999) 331–339.
- [32] F. Laranjeira, C. Molins, A. Aguado, Predicting the pullout response of inclined hooked steel fibers, *Cem. Concr. Res.* 40 (10) (2010) 1471–1487.
- [33] C. Pedersen, The Moment-Rotation Relationship With Implementation of Stress-Crack Width Relationships, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, 1995.
- [34] W.Y. Yang, C. Wenwu, T.S. Chung, J. Morris, Applied Numerical Methods Using Matlab, John Wiley & Sons Inc, Hoboken, New Jersey, 2005.
- [35] J.A.O. Barros, V.M.C.F. Cunha, A.F. Ribeiro, J.A.B. Antunes, Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete, *Mater. Struct.* 38 (1) (2005) 47–56.
- [36] A. Blanco, P. Pujadas, S.H.P. Cavalaro, A. de la Fuente, A. Aguado, Constitutive model for fibre reinforced concrete based on the Barcelona test, *Cem. Concr. Compos.* 53 (2014) 327–340.
- [37] P. Pujadas, A. Blanco, S.H.P. Cavalaro, A. de la Fuente, A. Aguado, New analytical model to generalize the Barcelona Test using axial displacement, *Journal of Civil Engineering and Management* 19 (2) (2013) 259–271.
- [38] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, A. de la Fuente, A. Aguado, Multidirectional double punch test to assess the post-cracking behaviour and fibre orientation of FRC, *Constr. Build. Mater.* 58 (2014) 214–224.
- [39] P. Pujadas, Caracterización y diseño del hormigón reforzado con fibras plásticas [tesis doctoral], Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2013.
- [40] A. Blanco, Characterization and modelling of SFRC elements [tesis doctoral], Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2013.
- [41] F. Mora, A. Aguado, C. Molins, Distribución y orientación de fibras en dovelas aplicando el ensayo Barcelona, *Cemento Hormigón* 931 (2009) 28–37.
- [42] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, A. Aguado, Plastic fibres as the only reinforcement for flat suspended slabs: Experimental investigation and numerical simulation, *Constr. Build. Mater.* 57 (2014) 92–104.
- [43] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, A. de la Fuente, A. Aguado, Fibre distribution in macro-plastic fibre reinforced concrete slab-panels, *Constr. Build. Mater.* 64 (2014) (2014) 496–503.
- [44] Blanco A, Pujadas P, Cavalaro S, de la Fuente A, Aguado A. Assessment of the fibre orientation factor in SFRC slabs. *Composites Part B*. DOI: 10.1016/j.compositesb.2014.09.001.
- [45] F. Laranjeira, Design-Oriented Constitutive Model for Steel Fibre Reinforced Concrete [tesis doctoral], Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2010.
- [46] F. Laranjeira, S. Grünwald, J. Walraven, C. Blom, C. Molins, A. Aguado, Characterization of the orientation profile of steel fibre reinforced concrete, *Mater. Struct.* 44 (6) (2011) 1093–1111.
- [47] A. Blanco, S. Cavalaro, A. de la Fuente, S. Grünwald, C.B.M. Blom, J.C. Walraven, Application of FRC constitutive models to modelling of slabs, *Mater. Struct.* (2014), <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-014-0369-5>.
- [48] P. Pujadas, A. Blanco, S. Cavalaro, A. Aguado, Plastic fibres as the only reinforcement for flat suspended slabs: Parametric study and design considerations, *Constr. Build. Mater.* 57 (2014) (2014) 92–104.



ELSEVIER
www.elsevierciencia.com/hya



CrossMark

Disponible en

ScienceDirect

www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 65 (2014) 281–289



Nueva pasarela en la Reserva de la Biosfera de Urdaibai

New footbridge in Urdaibai Biosphere Reserve

Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri^{a,*}, Jose Antonio Crespo Martínez^a y Domingo Lorenzo Esperante^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA, S.L., Madrid, España

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SILGA, S.L., Santander, España

Recibido el 23 de mayo de 2014; aceptado el 26 de noviembre de 2014

Disponible en Internet el 17 de febrero de 2015

Resumen

Dentro del Plan de Recuperación Ambiental del estuario superior de la ría de Oka, se acordó la ejecución de una pasarela que completara el recorrido peatonal entre las localidades de Gernika-Lumo y Kortezubi. En este artículo se describen las distintas alternativas estudiadas y el diseño finalmente escogido, consistente en una viga continua metálica de sección cajón en acero corten con un vano principal de 28,40 m. Se presentan aspectos del diseño y del dimensionamiento de la estructura que se han considerado de interés.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Acero corten; Viga cajón; Esbeltez; Micropilotes; Apoyos inversos; Madera

Abstract

As part of the Plan for the Regeneration of the upper part of the firth of Oka, it was decided to build a pedestrian bridge which would give continuation to the footpath between the towns of Gernika-Lumo and Kortezubi. This article describes the various alternatives studied and the design that was finally chosen. The footbridge is a weathering steel box girder, with a main span of 28,40 m. Several aspects of design and dimensioning are also included in this paper.

© 2014 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Weathering steel; Box girder; Slenderness; Micropiles; Inverse supports; Wood

1. Introducción

En este artículo se describe la nueva pasarela ejecutada en la Reserva de la Biosfera de Urdaibai, englobada dentro de un Plan de Recuperación Ambiental y Puesta en Valor del estuario superior de la ría de Oka. Actualmente las dos márgenes de la ría estaban solamente comunicadas entre sí en la localidad de Gernika-Lumo, quedando todo el ámbito del estuario dividido en toda su longitud en dos márgenes independientes (fig. 1). Con el objeto de poder acercar las 2 márgenes y dotarlas de un uso peatonal y ciclista, se propone la construcción de una pasarela.

El diseño y el proyecto de esta estructura fueron realizados por SILGA.

2. Estudio de alternativas

El estuario superior de la ría de Oka es una zona Reserva de la Biosfera con alta importancia ambiental y donde las actuaciones llevadas a cabo tienen que buscar la integración y el mínimo impacto posible. Los criterios de mínima intrusión en el paisaje, a través de la esbeltez de la estructura, los materiales empleados y los acabados, fueron los predominantes en el estudio de alternativas. Estas consideraciones, junto con las ventajas constructivas de la solución de viga metálica frente a otras, fueron decisivas en la elección final de esta tipología.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: gonzarrabeitia@gmail.com (G. Zarrabeitia Ullibarri).

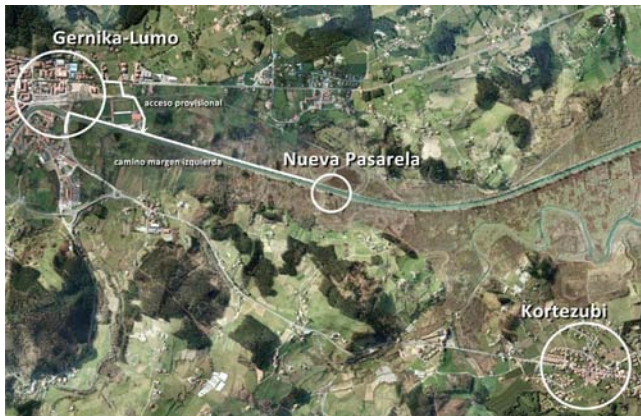


Figura 1. Emplazamiento de la pasarela.

Entre las primeras ideas, se consideró la alternativa de una celosía metálica que salvara la luz principal de 28,00 m con 2 vanos laterales de 3,35 m y en la que la barandilla era parte resistente de la estructura (fig. 2). Se planteó una sección abierta en U, con un perfil tubular como cordón superior y que a su vez hacía las veces de pasamanos, y otra sección tubular como cordón inferior. Se disponían vigas transversales cada cierta distancia que soportaban el entarimado y dotaban a la sección de rigidez transversal. Los montantes verticales y las diagonales que completaban la celosía quedaban ocultos tras un revestimiento de madera que representaba la vegetación del entorno. En esta primera idea, esos principios de ligereza y mínima intrusión eran los más representativos.



Figura 2. Alzado y sección de la alternativa de celosía metálica.

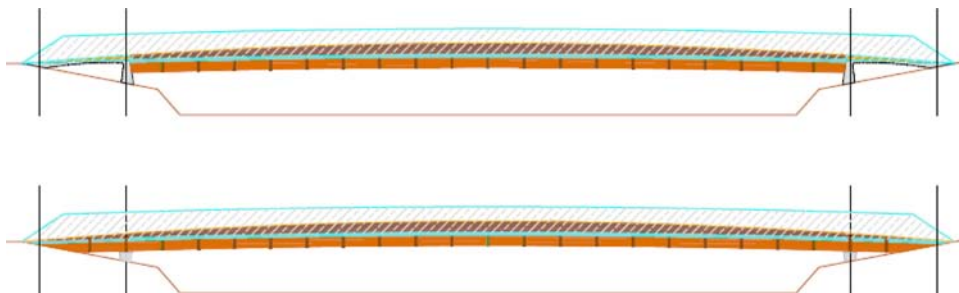


Figura 3. Alzado de las alternativas de viga metálica.



Figura 4. Alzado de la alternativa de viga metálica isostática de 3 vanos.

Otra de las soluciones propuestas mantenía la misma distribución de luces pero cambiaba el mecanismo resistente. La viga principal incluía un nervio central de canto variable que quedaba en el interior de la pasarela, provocando esa sensación de esbeltez de la que se hablaba al principio. Pero la peculiaridad principal de este diseño tenía que ver con la forma de ejecución y, en consecuencia, con su forma de resistir los esfuerzos. Al construirse inicialmente biapoyada, dejando los dos voladizos libres, funcionaba como una viga isostática simplemente apoyada frente a acciones permanentes y de peso propio. Los apoyos de los vanos laterales se colocaban posteriormente, y solo reaccionaban cuando entraban las sobrecargas y la temperatura. Las dos representaciones (fig. 3) que se incluyen a continuación siguen este esquema estructural.

Esta tipología de viga metálica con canto variable fue el diseño finalmente escogido. Sin embargo, debido a condicionantes geométricos por cota máxima de avenidas, la altura definitiva a la que debía situarse la rasante en su punto más desfavorable era de 2,35 m con respecto a los caminos existentes. Esta circunstancia obligaba a tener que estudiar cómo elevar la pasarela hasta esa cota, por lo que el mecanismo resistente con los dos voladizos laterales no era posible.

La primera posibilidad consistía en recrear el camino actual, mediante la ejecución de unos rellenos en las márgenes de la ría. Esto afectaba a una importante longitud de camino, modificando la configuración actual del paseo. Se planteó una solución de 3 vigas metálicas, isostáticas, de 4,00-28,40-9,00 m de luz (fig. 4). Las pilas se diseñaron con una sección elíptica que se incrementaba con la altura.

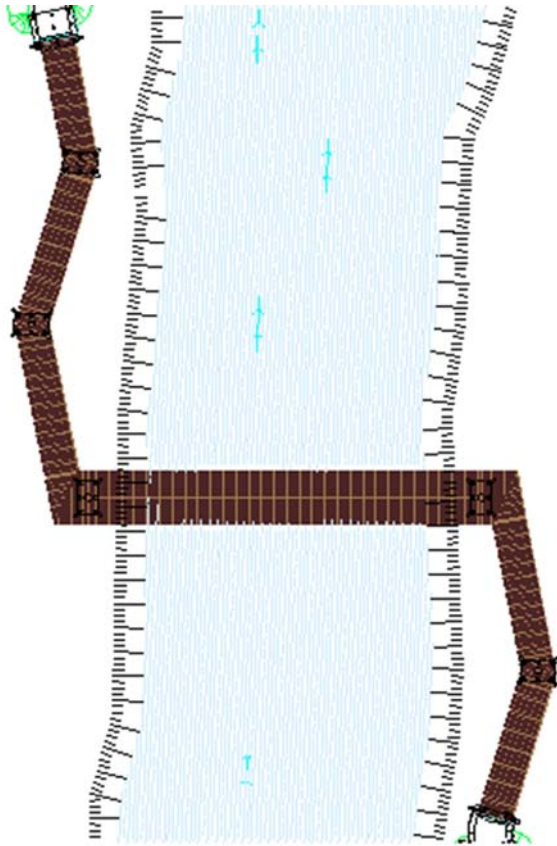


Figura 5. Planta de la alternativa escogida.

La segunda alternativa planteaba ejecutar rampas de acceso en ambas márgenes, paralelas al curso de la ría y que permitían acceder a la cota de la pasarela sin afectar al camino existente. Para el diseño de estas rampas y de las dimensiones de los descansillos se siguieron las prescripciones recogidas en la normativa de accesibilidad vigente [1]. La solución también consistía en una viga metálica, en este caso continua, y de 6 vanos (fig. 5). Finalmente se optó por esta segunda opción, ya que se conseguía una mejor integración en el entorno, al evitarse la ejecución de unos rellenos que modificaban el camino actual.



Figura 7. Dos señoras sentadas en el nervio central.

3. Descripción de la estructura

La tipología escogida es un cajón de acero tipo corten con un vano principal de 28,40 m de largo y 3 vanos de acceso de 8,00-10,00-10,00 m en la margen izquierda y 2 vanos de 10,00-10,00 m en la margen derecha.

El cajón de los vanos de acceso está formado por una platabanda inferior de 1,15 m de ancho y 15 mm de espesor, una platabanda superior de 1,40 m de ancho y 10 mm, 2 almas laterales de 8 mm de espesor y un alma central de 10 mm de espesor, con un canto constante de 0,50 m. Este mismo cajón salva la luz central de 28,40 m, pero con el añadido de un nervio central de 300 mm de anchura y 40 mm de espesor (fig. 6). Esta es quizá la mayor singularidad de la estructura. El hecho de que este nervio central discorra por el interior de la pasarela, oculto bajo el revestimiento de madera, provoca en el peatón una gran sensación de ligereza y esbeltez. Se consigue que la variación de canto de la sección, necesaria para resistir los esfuerzos en centro luz, quede minimizada, y la apariencia es de una estructura muy ligera que se integra en el entorno del estuario. Además, debido al revestimiento de madera, el elemento resistente principal se convierte también en ornamental, pudiendo ser utilizado por los peatones a modo de asiento o como parte del entarimado del suelo, como se aprecia en las figuras 7 y 8. El canto total de la sección en este vano central varía desde los 0,50 m en la sección de pilas hasta los 0,95 m en centro luz.

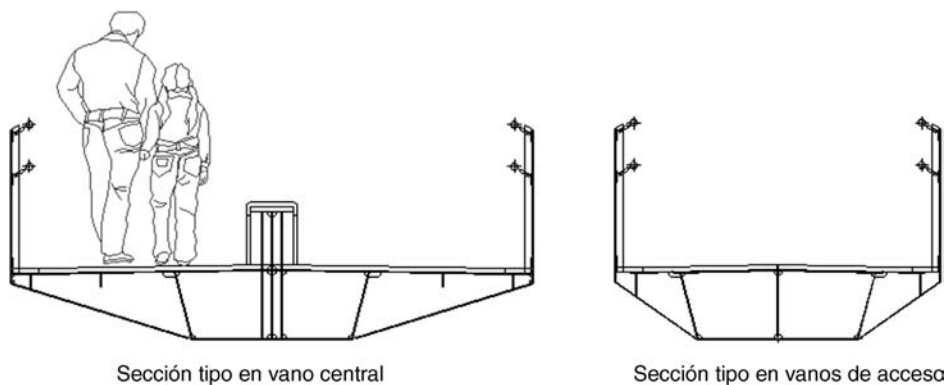


Figura 6. Secciones transversales.



Figura 8. Un corredor atravesando la pasarela.

La anchura de la plataforma es de 3,72 m en el vano principal y de 2,32 m en los vanos de acceso. Se han dispuesto costillas y diafragmas de 8 mm de espesor cada 1,40 m para dotar a la sección de rigidez transversal y servir de soporte para el entarimado de madera y la barandilla (fig. 9). Con el mismo fin, se disponen unos rigidizadores longitudinales en los extremos de la sección de 76 y 104 mm de alto y de 8 mm de espesor, con una platabanda inferior de 173×8 mm, formando una viga de borde, y otro rigidizador longitudinal intermedio de 92×8 mm.

Para el dimensionamiento de la estructura, se realizó un modelo completo de la pasarela tipo pórtico 3D en el que se incluían las pilas con su sección real y las rigideces de los neoprenos. De esta forma se obtienen correctamente las reacciones horizontales y verticales en los apoyos que posteriormente se utilizarán para el dimensionamiento de la subestructura y de los propios neoprenos según EN 1337-3 [2]. La viga se dimensiona en ELU, teniendo en cuenta las reducciones de sección por abolladura de chapas según RPX-95 [3], ya que la sección se clasifica como esbelta (fig. 10). Se considera en el cálculo la interacción de esfuerzos.

Para los elementos transversales, como costillas, jabalcones, etc., se realiza un modelo adicional de placas (fig. 11) donde se comprueba que las tensiones en estado límite último en todos los elementos están por debajo de los límites recogidos en la normativa [3].

A la hora de definir esta solución final con el nervio central, además de las comprobaciones relativas a estado límite último,



Figura 9. Vista inferior del vano central.

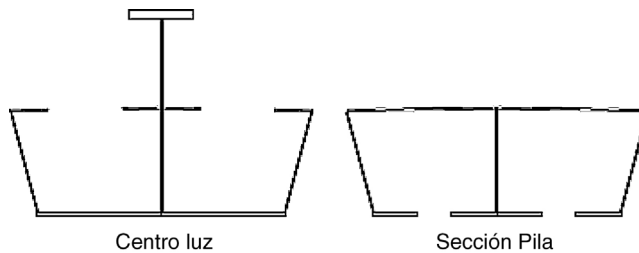


Figura 10. Secciones principales reducidas.

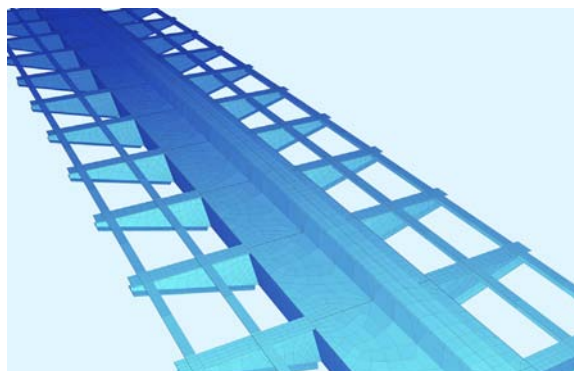


Figura 11. Modelo de placas.

se hizo hincapié en el estado límite de vibraciones según [3]. Se garantiza que no existen vibraciones siempre que la aceleración vertical en cualquier punto sea inferior a $0,5 \cdot \sqrt{f_0}$, siendo f_0 la frecuencia del primer modo de vibración, que en este caso era de 3 Hz. De forma simplificada, dicha condición se cumple siempre que la flecha estática producida por el paso de un peatón de 0,75 kN sea inferior a los valores máximos establecidos en [3]. Por lo tanto, la rigidez de la estructura no solo viene limitada por el cálculo a flexión de la viga, sino también por criterios de funcionalidad.

Los diafragmas de pilas son de 8 mm de espesor. Para el dimensionamiento de estos elementos se realizaron unos modelos de cálculo de elementos finitos donde se reproducía su geometría fielmente (fig. 12). Para asemejar su comportamiento lo mejor posible a la realidad, se introduce la reacción vertical máxima en ELU como una carga lineal por las almas del cajón, y al área ocupada por el neopreno se le dan condiciones de apoyo vertical. Así se obliga a que la carga exterior se transmita desde las almas hasta los apoyos. Además, con esta forma de análisis se evitan errores numéricos producidos por cargas concentradas en nudo.

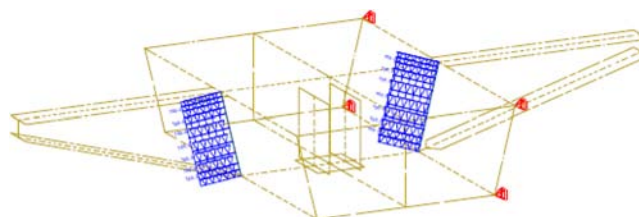


Figura 12. Modelo de elementos finitos de diafragma de pila.

Las pilas son de hormigón armado, de sección circular de 0,50 m de diámetro y con rehundidos de 2 mm de profundidad, y constan de una armadura longitudinal de 10 Φ 25 las principales y 10 Φ 16 el resto. La altura máxima es de 2,80 m. Al igual que en el resto de la estructura, se intenta interferir lo mínimo posible en el entorno utilizando una sección de mínima anchura y de buen comportamiento hidráulico. Los apoyos son neoprenos anclados circulares de 350 mm de diámetro y 55 mm de espesor neto en las pilas principales, y de 250 mm de diámetro y 40 mm de espesor neto el resto. Se han dispuesto dos rigidizadores verticales adicionales en los diafragmas de pilas, encima de los apoyos, de 400 \times 200 mm y de 20 mm de espesor.

La investigación del subsuelo consistió en la perforación de dos sondeos geotécnicos complementados con dos ensayos de penetración dinámica D.P.S.H. Se concluyó que el terreno está formado por una cobertera de suelos aluviales-estuarinos apoyados sobre el macizo rocoso de edad triásica. A una profundidad media de 20,00 m se encuentra el macizo rocoso formado por materiales identificados como arcillas, arenas y gravas. Se planteó la posibilidad de ejecutar una cimentación superficial con una mejora del terreno para minimizar los asentamientos producidos por el peso de la estructura y de las sobrecargas. La complejidad en la ejecución desestimó esta opción y se optó finalmente por una cimentación profunda con micropilotes.

Para un correcto comportamiento, debían empotrarse en la roca a partir de los 25-30 m, nivel geotécnicamente resistente para poder considerar la resistencia por fuste, con un valor de $R_f = 1,20 \text{ kg/cm}^2$. No se tuvo en cuenta la resistencia por punta por la posibilidad de que la roca presentara zonas karstificadas o de debilidad debido a su naturaleza y no suponer un gran aumento en la capacidad global del micropilote. Siguiendo todas estas consideraciones, se proyecta un encepado de 2,50 \times 1,50 \times 0,75 m con 6 micropilotes de 200 mm de diámetro, tubo metálico interior de 127 \times 12 mm y límite elástico 355 N/mm², con una longitud mínima de 34 m (mínimo empotramiento en roca de 4 m). Se disponen en el encepado buscando un pórtico intraslacional capaz de resistir fácilmente frente a esfuerzos horizontales. Para ello los micropilotes de las esquinas se diseñan en diagonal, a 45° en planta (fig. 13).

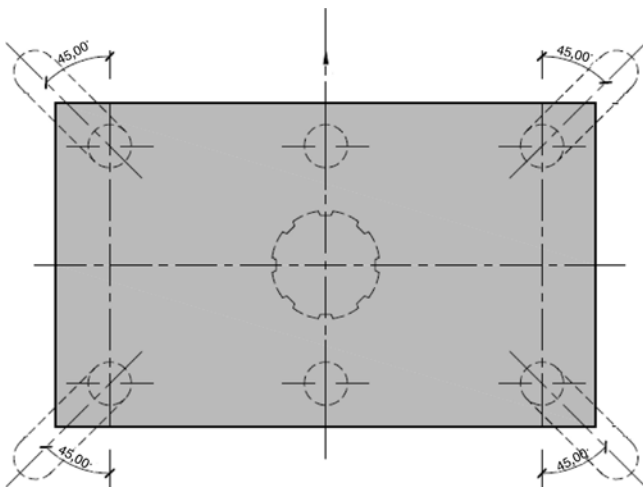


Figura 13. Planta de encepado con micropilotes.

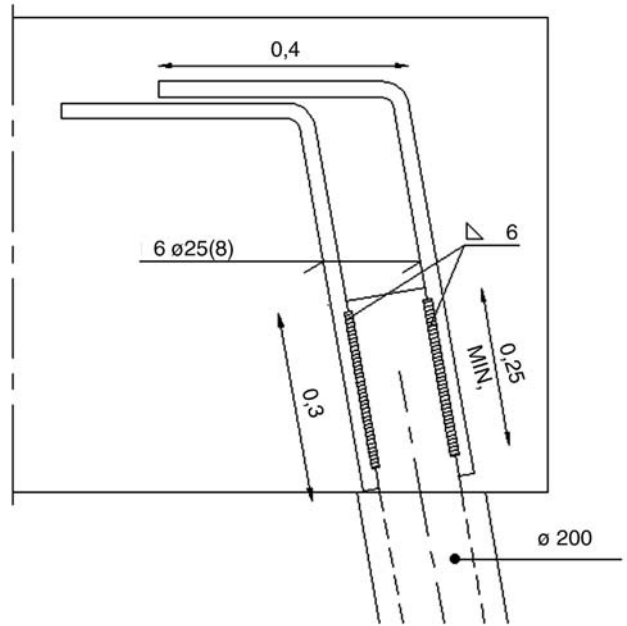


Figura 14. Detalle de anclaje de micropilotes.

Adicionalmente, de cara a conseguir ese funcionamiento tipo pórtico, es muy efectivo dar una pequeña inclinación a los micropilotes, obligando a que trabajen lo máximo posible frente a esfuerzos axiales y reduciendo los esfuerzos cortantes y los momentos flectores que tanto penalizan la sección estructuralmente [4]. En este caso se proyectaron con una inclinación en alzado de 10°. Además, es fundamental diseñar un correcto anclaje de los micropilotes en el encepado para garantizar que la transmisión de esfuerzos entre ambos elementos sea adecuada. Este anclaje se ejecutó mediante 6 barras de diámetro 25 soldadas al tubo una longitud de 25 cm (fig. 14).

En el encepado, la armadura principal se coloca zunchando los micropilotes entre sí, con unas barras dobladas en forma de lazos. Se disponen bandas de 4 Φ 25 por fila de micropilotes en sentido transversal y bandas de 2 Φ 25 en longitudinal (fig. 15).

Los estribos de ambos márgenes son cargaderos sobre micropilotes. La distribución de luces de los vanos y la forma en planta de la pasarela producen reacciones de levantamiento en los apoyos, ya que la flexión del vano principal se convierte en momentos torsores importantes en los vanos de acceso. Dado que las tracciones son elevadas y que en este caso la separación de los apoyos no elimina el problema, se opta por realizar estribos con apoyos inversos (fig. 16). Es una forma eficaz y limpia de asegurar la estabilidad de la estructura. De esta forma, buscando la continuidad de la barandilla de la pasarela, se definen sendos bloques de hormigón de 42 cm de ancho que van disminuyendo en altura conforme nos alejamos de la pasarela y que tienen la doble función de impedir el levantamiento de los apoyos y de proteger a los peatones y ciclistas de caídas hacia el terraplén, como se puede apreciar en la figura 17.

El dimensionamiento de dichos macizos de hormigón se realiza con un modelo de bielas y tirantes al tratarse de una región D. A continuación se incluye el mecanismo resistente considerado, similar al de un caso de viga apoyada en media madera [5]. La

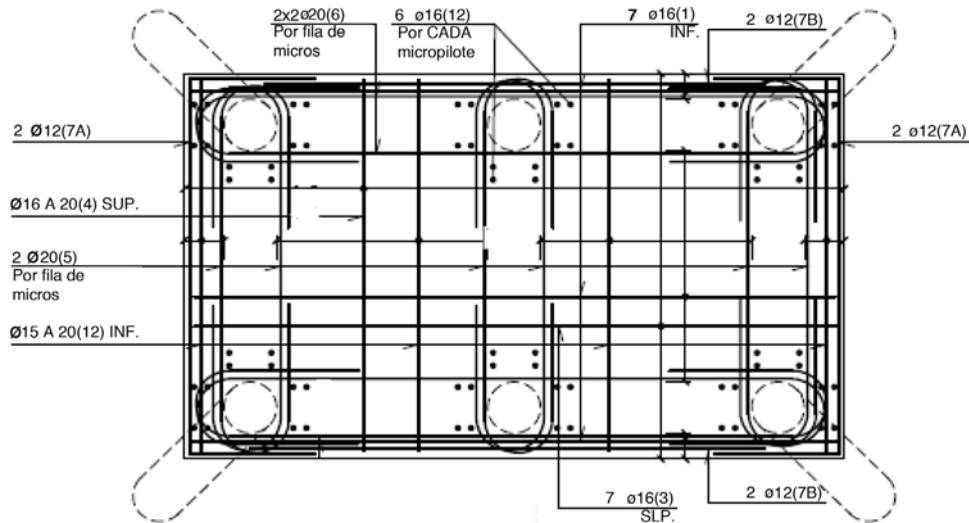


Figura 15. Armadura del encepado.

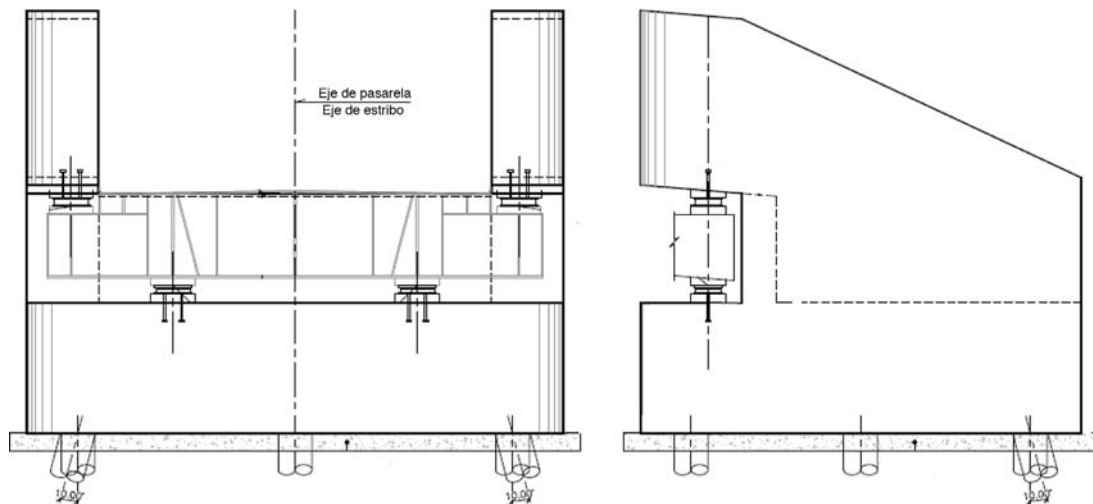


Figura 16. Alzados de estribos.



Figura 17. Acceso a la pasarela desde uno de los márgenes.

biela diagonal de compresión que contrarresta la reacción de los neoprenos es equilibrada por dos tirantes, uno en horizontal de $5\Phi 25$ y otro vertical formado por cuatro lazos de $\Phi 20$ (fig. 18).

Los diafragmas de los estribos tienen una anchura de 5,85 m y se analizan mediante modelos de elementos finitos, al igual

que en el caso de las pilas. En este caso, existen dos mecanismos resistentes diferentes en función de si los apoyos se intentan despegar o no, ya que los apoyos que reaccionan serán los superiores o los inferiores. Se distribuyen rigidizadores verticales para la colocación de gatos en una futura sustitución de los apoyos y para cargas concentradas encima de los apoyos. Estos se disponen anclados.

La cimentación se realiza mediante encepados de hormigón de $2,60 \times 3,16 \times 0,75$ m con 9 micropilotes de 200 mm de diámetro, tubo metálico interior de 127×12 mm y límite elástico 355 N/mm^2 , con una longitud de 34 m (mínimo empotramiento en roca de 4 m). Al igual que en las pilas, se disponen formando pórticos intraslacionales y con una inclinación de 10° en alzado.

El revestimiento de madera y el diseño de la barandilla toman como referencia la vegetación del lugar buscando una adecuada inserción en el entorno (fig. 19). La barandilla está formada por pasamanos de madera y pletinas de acero corten soldadas a la viga del tablero. En la colocación del revestimiento del entarimado del suelo se han utilizado perfiles laminados tipo

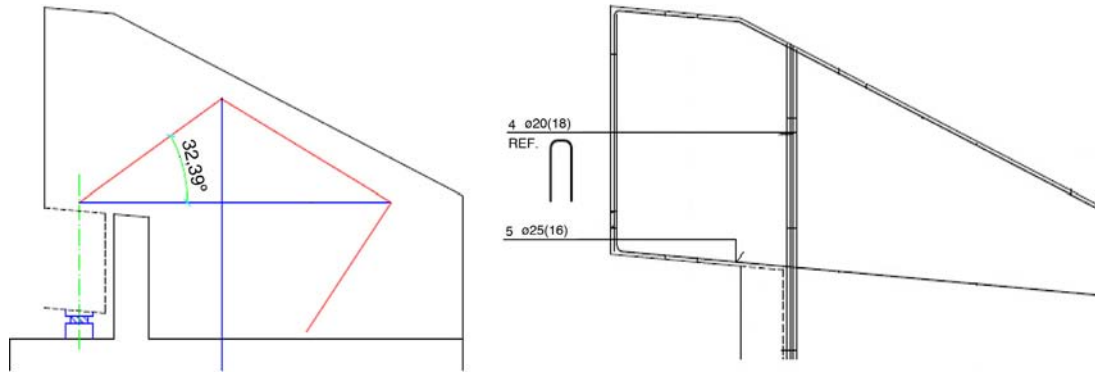


Figura 18. Modelo de bielas y tirantes del estribo y armadura equivalente.



Figura 19. Vista lateral de la pasarela.



Figura 22. Preparación para hormigonado de estribos en segunda fase una vez colocado el primer vano.

«L» para fijar su posición en la zona del nervio central y se ha añadido una banda antideslizante para minimizar el riesgo de resbalamiento. Los accesos, así como los estribos y las pilas, también se han forrado de madera.

4. Proceso constructivo

El proceso constructivo de la pasarela es el usual para este tipo de estructuras. Para el acopio de materiales y maquinaria estándar se utilizaron los accesos existentes a través de la margen izquierda, que consistían en pasarelas de madera de 16,50 m de longitud y que soportaban aproximadamente 50 toneladas de peso. Debido a esta limitación, la grúa necesaria para colocar la estructura metálica no se podría transportar por el mismo sitio, y hubo que utilizar un acceso provisional utilizando la carretera que une Gernika-Lumo con Bermeo hasta la zona de la depuradora, donde se enlaza con el camino junto a la ría. La estructura

metálica se construye íntegramente en taller, siguiendo los planos del proyecto y las contraflechas de ejecución.

En la fase inicial (fig. 20) se realizaron todas las excavaciones y cimentaciones. Los estribos se hormigonan solo en una primera fase hasta la cota superior de los encepados y las pilas se ejecutan en toda su altura.

El transporte de la estructura metálica del tablero se hace por el acceso de la margen izquierda. Con la ayuda de la grúa se coloca el primer vano de ambos márgenes. Una vez situado, se ejecutan los estribos en una siguiente fase (fig. 21), para así garantizar la estabilidad de la estructura durante el montaje a través del mecanismo de apoyos inversos (fig. 22).

En sucesivas fases se colocan los distintos vanos de la estructura metálica revisando las soldaduras (figs. 23-25).

Finalmente, se colocaron los entarimados de madera y las barandillas y se realizó la prueba de carga. Consistía en una



Figura 20. Esquema de la fase inicial del proceso constructivo.



Figura 21. Esquema de la siguiente fase del proceso constructivo.



Figura 23. Fase de colocación del vano central.



Figura 24. Izado del vano central.



Figura 26. Vista desde la margen izquierda.



Figura 25. Colocación del vano central.



Figura 27. Vista desde la margen derecha.

carga de $2,40 \text{ kN/m}^2$ extendida en todo el ancho de la pasarela y realizada en 2 escalones, cargando primero un semiancho y a continuación el siguiente. Para cada escalón de carga se esperaba un mínimo de 20 min hasta la estabilización de las flechas. Los valores obtenidos en el cálculo coincidieron con los medidos durante la prueba.

5. Conclusiones

Una vez ejecutada la pasarela, podemos decir que se han cumplido los objetivos de mínimo impacto e integración en el paisaje que nos planteamos cuando comenzamos a estudiar las posibles alternativas. El proyecto se englobaba dentro de un Plan de Regeneración y Puesta en Valor del estuario de la ría de Oka, por lo que creímos que era más importante tener en cuenta el lugar en el que se iba a ubicar, que un planteamiento que buscara una estructura sorprendente y novedosa. Soluciones del tipo arco o atirantadas, pese a su atractivo diseño, hubiesen provocado un impacto visual negativo en el entorno. El elemento principal en este proyecto debía ser el paisaje existente, y la intrusión generada por la nueva pasarela la mínima posible (figs. 26 y 27). Así lo entendimos nosotros.



Figura 28. Vista del vano central desde el interior.

La solución de viga metálica encaja con estos criterios. La esbeltez y los acabados conseguidos a través de los materiales han ayudado a que la estructura se integre perfectamente en el paisaje, pasando a ser parte del camino. Las rampas de acceso o los descansillos, y el nervio central del vano principal con el revestimiento de madera, entre otros detalles, invitan a pararse, sentarse y disfrutar del entorno, no siendo solo un lugar de paso,



Figura 29. Vista lateral de la pasarela desde la margen izquierda.

sino un lugar para estar (figs. 28 y 29). La idea no era solo comunicar los pueblos de Gernika y Kortezubi, sino acercarlos.

El Grupo Tragsa fue el adjudicatario de las obras, y el proyecto de la pasarela fue encargado a Boslan y Silga.

Bibliografía

- [1] Normas técnicas sobre condiciones de accesibilidad de los entornos urbanos, espacios públicos, edificaciones y sistemas de información y comunicación. Decreto 68/2000, Gobierno Vasco, 2011.
- [2] AENOR. UNE-EN 1337-3. Apoyos estructurales. Parte 3. Apoyos elásticos, 2005.
- [3] Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carreteras RPX-95, Ministerio de Fomento, 2003.
- [4] Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carretera, Ministerio de Fomento, 2005.
- [5] K. Schäfer, Strut and tie models for the design of structural concrete. Workshop, Universität Stuttgart, Tainan, 1996.

Otras informaciones

Premio Nacional de Ingeniería Civil 2014

El Ministerio de Fomento ha otorgado a D. José Calavera Ruiz, Presidente de Honor de INTEMAC y Expresidente de ACHE, el Premio Nacional de Ingeniería Civil 2014. El galardón le fue entregado por el Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda, D. Julio Gómez-Pomar, en representación de la ministra de Fomento, D.^a Ana Pastor, quien a consecuencia de una repentina indisposición no pudo hacerlo.

El jurado del premio ha concedido este prestigioso galardón a D. José Calavera Ruiz, en reconocimiento a su densa y fructífera trayectoria profesional, forjada alrededor de una reconocida constancia y dedicación al trabajo y un carácter marcadamente emprendedor, características ambas que junto a su brillante carrera académica han marcado toda su singladura profesional.

La entrega del premio tuvo lugar en el Palacio de Zurbano de Madrid y durante la misma se pudieron escuchar la *Laudatio* del premiado a cargo del Catedrático D. Bernardo Perepérez, el discurso de entrega del premio del Secretario de Estado y el propio discurso de agradecimiento del homenajeado D. José Calavera Ruiz.

1. *Laudatio* de José Calavera Ruiz (Bernardo Perepérez Ventura)

Sr. Secretario de Estado,
Dignísimas Autoridades,
Profesor Calavera,
Señoras y Señores.

La derrota de Alfonso VI en la batalla de Sagrajas el 23 de octubre de 1086 puso fecha a la invasión de los almorávides,

que hizo peligrar la cultura hispano-árabe. No obstante, la poesía andalusí sobrevivió gracias, en no escasa medida, a una escuela poética neoclásica cuyo creador fue Ibn Jafaya, nacido en Alzira, un pueblo de Valencia, que también es el mío.

Justo nueve siglos después, en 1986, el Excmo. Ayuntamiento de la ciudad de Valencia publicó una amplia “Antología Poética” trilingüe (en árabe, valenciano y español) de Ibn Jafaya de Alzira. La primera poesía de esta obra se titula “Retrato” y entre sus primeros versos se hallan los siguientes:

*... Soy de voluntad firme
y de fina sensibilidad...
Detesto la impasibilidad en un hombre
que por su inmovilismo
parece una estatua...*

Si no fuera por los más de novecientos años transcurridos y por su mesura y discreción, estos versos los podría haber escrito, con absoluta propiedad, el ingeniero cuya trayectoria y bagaje profesionales reciben hoy el merecido reconocimiento en una nación, la española, que con frecuencia no ha sido lo agradecida que debiera con sus mejores hijos.

José Calavera cursó el bachillerato en el Colegio de Ntra. Sra. de las Maravillas de Madrid y lo terminó, en 1948, con Premio Extraordinario en el Examen de Estado.

Ingresa en la Escuela Técnica Universitaria de Obras Públicas de Madrid en 1951 y obtuvo el título de Ingeniero Técnico de Obras Públicas en 1953, iniciando sus estudios en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en 1955, en la que se tituló en 1960.



De izquierda a derecha, D. Mariano Navas Gutiérrez, Director del CEDEX, D. Julio Gómez-Pomar, Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda y D. José Calavera Ruiz. (Foto Miguel. Ribadeo).

Dado el nivel de exigencia que tenían en aquella época las Escuelas Técnicas, la obtención de ambos títulos es todo un mérito. Sin embargo, este adquiere una entidad fuera de lo común si se tiene en cuenta que José Calavera simultaneó la preparación del ingreso en la Escuela de Caminos con el trabajo en la Confederación de Aguas del Tajo, del Ministerio de Obras Públicas, y que mientras estudiaba Caminos:

- trabajó dos años en González Barrios, una importante empresa de obras públicas de la época, para la que inventó un sistema muy ingenioso de prefabricación de acequias;
- fue Director Técnico de MILLS, una multinacional de andamiajes y estructuras tubulares soldadas, donde, con Pablo Bueno, compañero de promoción y Premio Nacional de Ingeniería Civil 2013, empezó a trabajar en el diseño de cubiertas espaciales tubulares planas constituidas por octaedros, y
- fue nombrado en 1959, mientras cursaba el 5.º curso de carrera, Director Técnico de Tetracero S.A., filial de Altos Hornos de Vizcaya dedicada a la fabricación de barras de acero para las estructuras de hormigón armado.

José Calavera siguió en Tetracero hasta 1967 y, junto con Fernando Blanco, tuvo una influencia decisiva en la introducción y en el uso generalizado de las barras corrugadas en España: Tetracero pasó de vender 1.700 t/año en 1959 a 500.000 t/año en 1967; es decir, en 9 años las ventas se multiplicaron por un factor cercano a 300. Ello se debió, en gran medida, a la publicación de una colección de ábacos que permitían un dimensionamiento rápido y sencillo de las secciones de hormigón armado, ábacos de uso generalizado durante un par de décadas por parte de los profesionales en ejercicio y de algunos de los que aún éramos estudiantes.

José Calavera también ejerció como Gerente del Gabinete de Prefabricación de Altos Hornos de Vizcaya de 1961 a 1963, lo que dio lugar al alumbramiento de la primera colección de grandes vigas de puente y a la construcción de vigas π de 2,50 m de ancho y de hasta 1,20 m de canto.

Profesionalmente desarrolló el proyecto, o el proyecto y la dirección de obra, de construcciones singulares de las que solo voy a citar tres:

- el Teleférico de Fuente-Dé en los Picos de Europa, cuya estación superior está a 1.820,00 m de altura tras salvar, en un solo vano de 1.419,00 m de luz, un desnivel de más de 750,00 m;
- la cubierta espacial del Pabellón “Raimundo Saporta” del Real Madrid, lamentablemente desaparecido, de (50 × 70) m², que fue récord mundial de luz en su género, y
- las tres cubiertas espaciales del Mercado Nacional de Ganados en Torrelavega, cuya nave central tiene 60 m de luz y 250 m de longitud, tras ganar el concurso junto con nuestro más que muy querido amigo el ingeniero Enrique González Valle.

Por cierto, el profesor Calavera ha utilizado a veces las dos últimas obras para subrayar que no se debe cometer el error de pensar que las herramientas de cálculo, por sofisticadas



Entrega del premio a D. José Calavera Ruiz por D. Julio Gómez-Pomar, Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda. (Foto Miguel. Ribadeo).

que sean, pueden sustituir al conocimiento. En este sentido, recuerdo que en una ocasión dijo algo muy parecido a lo siguiente:

Dimensionamos la estructura de la cubierta del “Raimundo Saporta” empleando la regla de cálculo. Cuando abordamos la del Mercado Nacional de Ganados en Torrelavega ya disponíamos de ordenador y obtuvimos unos resultados muy similares a los que habíamos previsto al predimensionar con la regla de cálculo... ¡lo cual demostró que el ordenador funcionaba razonablemente bien!

La labor docente del profesor Calavera ha sido inmensa tanto antes como después de ganar la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Madrid en 1982. Tal labor ha sido objeto de importantes reconocimientos, como demuestra que fuera nombrado “Profesor Honorario” y “Miembro de Honor” de la Universidad Católica de Santiago de Chile en 1980, Dr. Honoris Causa de la Universidad Politécnica de Valencia, que es la mía, en 1992 y Catedrático Emérito de la Universidad Politécnica de Madrid en 2003.

En el magisterio del profesor Calavera hay que resaltar también dos vertientes más de un calado excepcional:

- la de Director de 28 tesis doctorales entre 1980 y 2011, lo que da un promedio de casi una tesis por año, y
- la de *escribidor*, que diría Vargas Llosa, pues ha publicado diecisiete libros en español, dos en inglés y uno en italiano, tres monografías y 201 artículos y notas técnicas sobre cálculo de estructuras, hormigón armado y pretensado, seguridad estructural, prefabricación, patología de estructuras y control de calidad.

El primer libro fue el titulado *Influencia de las variaciones resistentes y dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su seguridad*. Lo publicó por primera vez, en español e inglés, en 1975, el Instituto Eduardo Torroja y responde a un



Intervención de D. Manuel Echeverría Martínez, Secretario del CEDEX y Secretario del Jurado.

trabajo de investigación iniciado en 1964 que, en mi opinión, cambió de manera radical y certera la peritación de las estructuras de hormigón. De hecho, fue la lectura de este libro por parte del entonces presidente del Instituto Americano del Hormigón (ACI) lo que propició que a José Calavera se le eligiera “Fellow” de este organismo en 1982, distinción tan importante que, tras el fallecimiento de Félix Candela, es el único español que la posee.

El ingeniero José Calavera ha recibido muchos otros reconocimientos que no hay tiempo de relatar, por lo que me voy a arriesgar a hacer una breve selección. Es:

- Premio de la Convención Europea de la Construcción Metálica SERCOMETAL (1975);
- “Miembro Distinguido” de la Asociación Española para el Control de la Calidad (AECC) (1976);
- Medalla de la Asociación Española de la Carretera (1991);
- Medalla de la Federación Internacional del Hormigón Estructural (*fib*) (1999);
- Premio “Grandes Figuras de la Ingeniería” de la Asociación Italiana de la Prefabricación (CTE) (2000);
- “Fellow” de la Asociación Internacional de Puentes e Ingeniería Estructural (IABSE) (2006), y
- “Fellow” de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (2009).

La lista de asociaciones profesionales de las que es miembro y de aquellas en las que ha participado muy activamente, como la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE) y el Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB), no es menos extensa. No voy a enumerar, pues, todas estas asociaciones y actividades, pero me van a permitir que me atribuya la potestad de dar fe:

- de que José Calavera es uno de los máximos responsables de la normativa moderna del hormigón;
- del gran respeto que ha mostrado siempre hacia la opinión de los demás, y

- de su capacidad inaudita para divisar esa fina línea que separa lo conocido de lo desconocido y en la que hay que ubicarse para que avance el conocimiento, pues si se queda uno antes de ella puede descubrir la pólvora y, si la traspasa, corre el riesgo de hacer metáffsica.

El profesor Calavera es también Presidente de Honor de INTEMAC, es decir, del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, empresa que fundó en 1967 y que se dedica al control de calidad de las construcciones, tanto de edificación como de obras públicas.

Crear en España una empresa como esta en los años “60”, y haberla mantenido y ampliado, es un hito en la historia de la construcción moderna en España, pues, como dijo John Ruskin, *la calidad no es nunca fruto de la casualidad; siempre es el resultado de un esfuerzo inteligente*, esfuerzo:

- que es vital para la detección y prevención de errores en las fases de proyecto, de ejecución y de uso de las construcciones, y
- que tiene un coste ínfimo en comparación con los costes que pueden ocasionar los errores o las desviaciones presupuestarias cuya aparición previene.

INTEMAC arrancó con 12 personas y solo dos técnicos, el premiado y Fernando Blanco, y en 2007, cuando se jubiló D. José, tenía 415 personas, a pesar de lo cual ha mantenido sus cualidades y virtudes iniciales. De entre estas, por su gran influencia en la *calidad del control de calidad*, es indispensable destacar la modernidad, la competencia técnica y la independencia:

- la modernidad la ilustra ya el lema del escudo de la empresa, *metire ut scias* (medid para saber) pues, en efecto, la modernidad, en mi opinión, se caracteriza, en no escasa medida, por la cuantificación de los fenómenos;
- la competencia técnica es fruto de la selección del personal de INTEMAC por su capacidad y caballerosidad, así como de la incentivación continua del rigor intelectual y del



Intervención de D. Bernardo Perepérez Ventura. (Foto Miguel. Ribadeo).

estudio, como demuestra el volumen y la calidad de su biblioteca y el hecho de que la empresa favorezca la realización de la tesis doctoral y la labor docente de sus titulados, y

- la independencia de INTEMAC, característica vital en toda empresa de control de calidad, ya la cimentó D. José cuando, para evitar cualquier conflicto de intereses, cerró su oficina de proyectos a los pocos años de crear INTEMAC.

Y hasta aquí una síntesis injusta, por lo abreviada, de los méritos de un ingeniero, o mejor, de una persona excepcional. Nadal Batle, un mallorquín que era catedrático de matemáticas y que acabó siendo Rector de la Universidad de las Islas Baleares, conoció al profesor Calavera en 1981 cuando era director de la Escuela de Arquitectura de Valencia y yo leí en ella la tesis doctoral. Pocos meses después, D. José dio una conferencia en mi Escuela y, al día siguiente, yo le pregunté a Nadal, que era un buen amigo, qué impresión le había causado mi director de tesis, a lo que respondió simplemente:

¡Aquest és un gran home! (¡Este es un gran hombre!)

Para finalizar, solo me resta decir:

- que la inmensa actividad de José Calavera en sus 61 años de ingeniero no hubiera sido posible, como me consta, sin la comprensión y el apoyo incondicional de su esposa Ana, de sus hijos y, más tarde, de sus nietos;
- que este Ministerio y el premiado han dado muestras de una generosidad inusitada, pues habiendo podido elegir para esta *Laudatio* a cualquier ingeniero del mundo se la han encargado a un arquitecto de provincias, y, por último
- que les quedo muy reconocido a todos ustedes por su atención.

¡Muchas gracias!

B. Perepérez

2. Intervención del Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda, D. Julio Gómez-Pomar

Muy buenas tardes a todos,

Es para mí un honor hacer entrega del Premio Nacional de Ingeniería, que concede el Ministerio de Fomento y que reconoce la labor de un destacado profesional en los diferentes ámbitos que engloba la Ingeniería Civil.

El Premio Nacional de Ingeniería

Como saben, son muchos los campos que abarca esta rama de la ingeniería: desde la planificación y construcción de las obras públicas hasta su explotación y gestión medioambiental, pasando por otras áreas, como la I+D+i o las actividades académicas y empresariales.

Nuestro Premio Nacional de Ingeniería trata de valorar, siempre con criterios objetivos y desde una óptica integral, la aportación realizada a la Ingeniería Civil en todos sus aspectos: el social, el económico, el estético y el tecnológico.

Aportar al campo de la Ingeniería Civil es aportar al mundo en el que vivimos y contribuir de forma decisiva al progreso y al desarrollo de la Humanidad.

Theodore Von Karman¹ decía:

*Los científicos estudian el mundo tal como es;
los ingenieros crean el mundo que nunca ha sido.*

Los avances conseguidos han cambiado nuestra forma de vivir, y hasta nuestras expectativas. Y la ingeniería –esto nadie puede cuestionarlo– ha servido, en todo momento, de motor de cambio y prosperidad.

El premiado: José Calavera Ruiz

Pues bien, el Jurado del Premio Nacional de Ingeniería Civil 2014, presidido por la Ministra de Fomento, ha otorgado este reconocimiento a José Calavera Ruiz, Ingeniero Técnico de Obras Públicas y Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Vaya desde aquí, por supuesto, mi más sincera enhorabuena por tan merecida distinción.

Un profesional de primera línea que, como se ha comentado en su *Laudatio*, ha abarcado casi todas –por no decir todas– las facetas a las que me acabo de referir.

Su trayectoria profesional se inicia en la década de los años 50 como proyectista y director de obra de numerosas estructuras e instalaciones industriales.

1. Theodore Karman (1881-1963) fue un ingeniero y físico húngaro-estadounidense que realizó muy importantes contribuciones al campo de la aeronáutica y la astronáutica. Es responsable de descubrimientos trascendentales en aerodinámica, particularmente por sus trabajos en la caracterización de flujos de aire supersónicos e hipersónicos.



Intervención del Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda, D. Julio Gómez-Pomar. (Foto Miguel Ribadeo).

Desde entonces, y con extraordinario talento e inquietud, ha compaginado esa labor con una intensa dedicación a la investigación, al impulso de la prefabricación y a un largo etcétera de actividades.

Conviene destacar, por ejemplo, su aportación al control de calidad de las obras, un trabajo que ha desarrollado con rigor y excelencia en el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), entidad que ha presidido desde 1967 hasta el año 2007, y de la que actualmente es Presidente de Honor.

Pero José Calavera es también reconocido y admirado por su trabajo académico; por su condición de Catedrático de Edificación y Prefabricación en la Escuela Técnica Superior de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos desde 1982 hasta 2003, en que pasa a ser Catedrático Emérito.

Son muchas las promociones de ingenieros –jóvenes y ya no tan jóvenes– que han aprendido de su magisterio.

Basta con echar un vistazo a su relación de libros técnicos, monografías, artículos y notas técnicas, así como tesis doctorales dirigidas, para comprobar que su labor ha sido muy amplia y excelsa: 20 libros, 3 monografías, 201 artículos y notas técnicas, 28 tesis doctorales dirigidas.

Y todo eso, hasta ahora..., porque, conociendo su constancia y su espíritu incansable, estoy seguro de que su producción va a continuar.

Desde luego, es de justicia agradecerse y reconocer sus muchos méritos. Por eso estamos hoy aquí.

No quiero olvidarme tampoco del papel decisivo que este hombre ha desempeñado en distintas asociaciones profesionales, tanto en España como en el extranjero, un trabajo que le ha valido también múltiples distinciones y títulos honoríficos.

Hablamos de un profesional que demuestra, además, una gran dimensión humanista cuando indaga e investiga sobre la historia de la Ingeniería Civil, que es, sin duda, una de sus grandes pasiones.

En fin, estamos ante una persona admirable cuya actividad profesional, ya dilatada, ha contribuido, como decíamos antes, a potenciar los factores sociales, económicos, estéticos y tecnológicos de la Ingeniería Civil en España, que es hoy, como saben, un referente en el exterior desde muchos puntos de vista.

Nuestra ingeniería, referente en el exterior

El prestigio actual de nuestra Ingeniería Civil hunde sus raíces en el trabajo de algunos de los más ilustres ingenieros de la historia, como Agustín de Betancourt o Leonardo Torres Quevedo.

Hoy en día contamos en España con un modelo de infraestructuras que goza de reconocimiento internacional, nuestras empresas participan –e incluso lideran– las más grandes obras de ingeniería en el mundo, y nuestros profesionales demuestran cada día una altísima preparación y un extraordinario trabajo.

La internacionalización de nuestras empresas en el sector de ingenierías y concesionarias es un proceso imparable en una economía que, cada vez, es más global.

Y nuestra proyección exterior es, desde luego, un estímulo y fuente de oportunidades para nuestros profesionales de la ingeniería.

Seis de las 15 principales concesionarias de infraestructuras de transporte del mundo son españolas. Gestionan 213 infraestructuras de transporte en todo el mundo, lo que representa el 30,3% del total.

Y nuestra posición de liderazgo reposa, en gran medida, en la fiabilidad y en la valía de nuestras empresas y de nuestros ingenieros... en la capacidad de personas que, como José Calavera Ruiz, son un ejemplo para todos por su entrega, su dedicación, su constancia y su ilusión por cada proyecto que emprenden.

Reflexión final

Por eso resultan siempre tan gratificantes actos como el que esta tarde nos reúne aquí. Valorar el trabajo bien hecho y distinguir la profesionalidad de quienes más lo merecen es algo que nos debe honrar como sociedad.

En el Ministerio de Fomento, donde actualmente trabajan más de 3.500 ingenieros, lo valoramos muy especialmente.

Y lo valoramos porque sabemos que la labor que desempeñan ingenieros como el que hoy premiamos es capital para la innovación, para la investigación, para el desarrollo y para la internacionalización... ¡Esencial para el futuro, en definitiva!



De izquierda a derecha, D. Mario Garcés Sanagustín Subsecretario de Estado del Ministerio de Fomento, D. Julio Gómez-Pomar, Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda, D. José Calavera Ruiz y su esposa D^a. Ana María Vayá Enríquez. (Foto Miguel. Ribadeo).

La aportación de los ingenieros de Caminos, Canales y Puentes es fundamental en campos como el cálculo, la mecánica, la hidráulica y la física para, después, diseñar y construir nuestras valiosas infraestructuras de transporte.

El talento ha de estar al servicio de la sociedad, y la palabra ‘ingeniería’ viene de ‘ingenio’. Quizá por ello René Descartes² decía que:

*No basta tener buen ingenio;
lo principal es aplicarlo bien.*

Con estas palabras del genial filósofo francés, termino.
Lo hago, eso sí...

- Felicitando a los responsables del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) por hacer posible, un año más, la entrega de este galardón.
- Y reiterando, por supuesto, mi enhorabuena a José Calavera Ruiz.

Su firme compromiso con la profesión y su extraordinaria valía le hacen digno merecedor del Premio Nacional de Ingeniería Civil 2014.

Muchas gracias a todos.

Julio Gómez-Pomar

2. René Descartes (1596-1650) fue un filósofo, matemático y físico francés, considerado el padre de la geometría analítica y de la filosofía moderna.

3. Discurso de agradecimiento de D. José Calavera Ruiz

Sr. Secretario de Estado,
Autoridades,
Señoras y Señores.

Gracias al Secretario de Estado y a los miembros del Jurado por haberme otorgado este Premio Nacional de Ingeniería Civil. Doy las gracias además a todo el Jurado porque su decisión se adoptó por unanimidad.

No solo me han otorgado un gran honor, sino que me han unido a un grupo de Ingenieros ilustres, que han recibido este premio anteriormente.

Gracias también al Prof. Bernardo Perepérez, por su *Laudatio*. El Dr. Gregorio Marañón decía que la fama de los Profesores suele correr a cargo de sus peores discípulos. En mi caso, como Profesor, no ha sido así. El Prof. Perepérez es uno de los más brillantes doctorandos que he tenido y he tenido bastantes.

Hace muchos años que se ha transformado en una figura internacional muy reconocida. Aparte de un gran investigador – tema que hoy roza la obsesión en los sistemas de valoración de los Profesores– es un gran Profesor. En nuestro oficio, como en todos los oficios, hay Profesores buenos, regulares y malos. Lo peor de los malos Profesores es que también dan clase.

En las breves palabras que siguen, me cño al orden de la *Laudatio*, en mis comentarios puntuales.

Mi época de proyectista, ya lejana, abarcó desde el año 1955 al 1970. Después me dediqué al Control de Calidad tanto en Edificación como de Obras Civiles, que incluía el Control del



Discurso de agradecimiento de D. José Calavera Ruiz. (Foto Miguel. Ribadeo).

Proyecto. Los Proyectos, en todo el mundo, originan del 45 al 50% de los siniestros de la construcción, incluso en los países muy adelantados. Hay que tener en cuenta que es la labor más personal que existe en la construcción.

Es evidente que no se puede hacer proyectos y controlar proyectos. Esto sería controlar a un competidor, con los dos riesgos opuestos que ustedes se pueden imaginar. Las multinacionales del Reaseguro, que son pocas y prácticamente pertenecen a 5 países solamente (Alemania, Francia, EE. UU., Gran Bretaña y Suiza), exigen a los Organismos de Control independencia absoluta.

La necesidad de independencia es evidente aunque algunas personas no opinan así, pero ya dijo Kafka hace unos 100 años que demostrar lo evidente es muy difícil, así que no lo voy a intentar.

Tuve la suerte, en los primeros años de Projectista, de encontrar clientes que tenían un cierto matiz de insensatez. Muchas personas no le hubieran encargado a un Ingeniero, prácticamente recién titulado, proyectos tan arriesgados.

Mi obra más conocida en España es el Teleférico de FuenteDé, en Cantabria, que va a cumplir el año que viene los 50 años

de funcionamiento y para esa fecha habrá transportado 3 millones y medio de pasajeros.

En esa obra, como es natural, teníamos mucha preocupación por la seguridad del personal, especialmente en la Estación Superior, que está situada junto a un precipicio de 750 metros de profundidad. No hubo ningún accidente. Cuando empezó a funcionar el Teleférico aprendí que la gente paga por pasar miedo.

Mis obras más conocidas en el extranjero son, probablemente, la cubierta espacial del Pabellón de Deportes "Raimundo Saporta" del Real Madrid y las tres cubiertas espaciales del Mercado Nacional de Torrelavega. En el caso de la cubierta del Real Madrid, a los socios les parecía tan sorprendente la cubierta que circuló un bulo consistente en que el proyecto se lo habían regalado los rusos a Raimundo Saporta.

He tenido mucha suerte con las Empresas Constructoras de mis obras, a veces grandes y otras veces de un tamaño moderado, y especialmente he tenido mucha suerte con los Encargados. Todavía los recuerdo a todos.

En cuanto a la referencia a la regla de cálculo y el ordenador que ha citado el Prof. Perepérez, tengo un amigo inglés que dice que cualquier persona que pueda ser sustituida por una máquina merece serlo.

En lo que se refiere a mi labor docente, como yo no creía que mi asignatura fuera la más importante de la carrera, no he recibido más que satisfacciones. Mi asignatura estaba en 6.º Curso, así que daba clases a unos alumnos que se iban a transformar en unos meses en ingenieros.

Por resumir el tema, hacía una encuesta a continuación del examen final, por supuesto anónima. Un alumno escribió: "Gracias por haberme enseñado, sin agobiarme". Eso es suficiente pago para mí.

Otra cosa son los Planes de Estudio. Al poco de ganar la oposición, en 1983 salió la LRU. No la voy a enjuiciar porque ya lo hizo Julián Marías, que dijo que la había leído detenidamente y lo único que sacó en claro es que el redactor no sabía el género de la palabra "Área".

Al poco tiempo de jubilarme, se empezó a hablar del Plan Bolonia. Alemania, Francia y España tenían unos Planes de Estudio de Ingeniería muy buenos. Soy muy escéptico acerca del Plan Bolonia, pero nuestras Escuelas seguirán adelante. Pienso que lo único que sigue en pie en la época actual desde la Edad Media son los Parlamentos, las Catedrales y las Universidades y ello es así porque se han sabido adaptar a unas condiciones siempre cambiantes.

Mi faceta de investigador se ha ceñido prácticamente a investigaciones experimentales. He realizado algunas investigaciones puramente teóricas, pero comparativamente pocas. Usualmente soy un Ingeniero que necesita pocos decimales. Siempre digo que cuando un libro no coincide con los resultados de la realidad del Laboratorio, lo que hay que cambiar es el libro, no la realidad.

En referencia a mis libros, he tenido mucha fortuna en España y en el extranjero. La práctica totalidad de ellos se ha reeditado varias veces. He procurado escribir los libros que la gente quería leer, no los que a mí me resultaban fácil escribir.

Y acabo, nuevamente volviendo a mi dedicación al Control de Calidad. Cuando fundamos INTEMAC, en 1967, éramos el primer Organismo de Control español y el primer Laboratorio privado. Los amigos nuevos me preguntaban a qué me dedicaba,

dentro de la ingeniería, y cuando les contestaba que a Control de Calidad, me preguntaban de nuevo: “¿Control de qué...?”. Los Organismos de Control y los Laboratorios han aumentado mucho en España, quizá demasiado. En los años en que yo era Presidente de la Asociación Nacional de Laboratorios, tenía un estrecho contacto con la Asociación Internacional de Laboratorios Independientes y recibía muchos datos estadísticos. El record del número de Laboratorios de Hormigón por habitante lo tenía Chicago y repentinamente pasó a Vitoria. Esta ciudad española, que es un ejemplo de urbanismo, tenía 3 laboratorios pero tenía la población que tenía, afortunadamente.

Entiendo el Control de Calidad en el sentido más amplio. El Control de Calidad no abarca únicamente la Calidad Técnica,

sino también el Presupuesto y el Plazo, que forman también parte de la calidad. Para hacer una obra deprisa, antes hay que hacer el Proyecto despacio y muy detallado.

Aunque me hayan concedido este premio, creo que yo no tengo ninguna cualidad especial. Lo que sí tengo es una gran vocación que me ha empujado toda mi vida. Esta vocación ha permanecido intacta durante toda mi vida profesional. Por eso soy tan aficionado a la Historia de la Ingeniería Civil. Nuestras profesiones no hay quien las resista si no se mira hacia delante, pero no hay quien las entienda si no se mira hacia atrás.

Muchas gracias a todos.

J. Calavera