

# Materiales estructurales para la solución puente, relacionados con el proyecto de enlace fijo a través del estrecho de Gibraltar

## *Advanced structural materials for the suspension bridge solution of the project to establish a permanent link over the strait of Gibraltar*

José Manuel Gáligo Estévez<sup>1\*</sup>

### Palabras clave

puente suspendido;  
hormigón de alta resistencia;  
acero estructural de alta resistencia;  
enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar;

### Resumen

En 1995, el Comité Mixto Hispano-Marroquí para el proyecto de Enlace Fijo a través del Estrecho de Gibraltar eligió como preferida, basándose en detallados estudios científicos y técnicos, la solución túnel excavado frente a la solución puente suspendido. Posteriormente, los estudios geológicos detallados realizados en la traza del túnel han detectado zonas de difícil excavación, lo que aumentaría la longitud, el plazo de ejecución y el coste del túnel.

Ante esta situación, dado el importante desarrollo tecnológico en la construcción de puentes ocurrido en los 20 últimos años, el artículo presenta el estado actual de los materiales estructurales (hormigón de alta resistencia, hormigón ultrarresistente, cables de sustentación, acero estructural, acero para armaduras activas y pasivas, acero inoxidable) más avanzados disponibles para una eventual reconsideración de la solución puente suspendido para el Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar.

### Keywords

*suspension bridge;  
high performance concrete;  
high-Strength Steel;  
Gibraltar Strait Fixed Link;*

### Abstract

*In 1995, the Spanish-Moroccan Mixed Committee for the Gibraltar Strait Fixed Link selected the excavated tunnel solution, as preferred to the suspension bridge one. This was based on detailed scientific and technical studies. Nonetheless, further geology studies on the tunnel layout have detected sections of difficult excavation, which would entail increases in the length, the term of execution and the cost of the tunnel.*

*Taking this into account, and due to the important technology development in bridge construction that has taken place over the last 20 years, the paper presents a state-of-the-art of the most advanced structural materials (high performance concrete, ultra-high performance concrete, suspension cables, structural steel, reinforcing and prestressing steel, stainless steel) available for an eventual reconsideration of the suspension bridge solution for the Gibraltar Strait Fixed Link.*

## 1. INTRODUCCIÓN. EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES DE GRANDES LUCES (1995-2015)

Para el Proyecto de Enlace Fijo en el Estrecho de Gibraltar se consideraron, desde el inicio de los estudios hasta 1995, soluciones alternativas, de base túnel y de base puente, limitándose finalmente el estudio a las soluciones de túnel excavado y de puente suspendido sobre apoyos fijos. El Comité Mixto, en su XXIX Reunión (Madrid, 13 de marzo de 1995), eligió la solución de túnel excavado como preferible, en base a criterios de menor coste, posible realización por fases, inferior impacto medio ambiental, nula interferencia con el transporte marítimo, y realización mediante tecnología probada. Como consecuencia, los estudios posteriores a 1995 se dirigieron únicamente a la solución túnel, y no se efectuaron estudios adicionales de la solución puente.

Los estudios geológicos realizados a partir de 1995 con vistas a obtener un conocimiento más detallado de los terrenos a atravesar por el túnel detectaron zonas de

excavación más compleja y difícil de lo anteriormente estimado, que han hecho modificar el trazado, costes y plazo de ejecución de la solución túnel.

Por otro lado, en los 20 años transcurridos desde 1995 se han producido avances científicos y desarrollos tecnológicos en el campo de los materiales estructurales y de los procedimientos constructivos aplicables a puentes de grandes luces, lo que acorta adicionalmente la distancia técnica y económica entre la solución puente y la solución túnel.



**Figura 1.** El puente de Akashi Kaikyo, record mundial de longitud de vano.

\* Autor de contacto: [jose.m.galligo@cedex.es](mailto:jose.m.galligo@cedex.es)

<sup>1</sup> Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, Madrid, España.

**Tabla 1.** Puentes suspendidos de mayor vano principal

Puente	País	Luz del vano principal (m)	Longitud total (m)	Año de entrada en servicio
Akashi Kaikyo	Japón	1.991	3.911	1.998
Xichoumen	China	1.650	5.300	2.008
Gran Belt	Dinamarca	1.624	2.694	1.998
Yi Sun-sin	Corea del Sur	1.535	2.260	2.010
Runyang	China	1.490	4.888	2.005
Nanjing 4º Yangtze	China	1.418		2.012
Humber	Reino Unido	1.410	2.220	1.981
Jiangyin China	China	1.385		
Tsing Ma	Hong Kong (China)	1.377		1.997
Hardangerbrua	Noruega	1.310		2.013
Verrazano Narrows	EE.UU	1.298		1.964
Golden Gate	EE.UU	1.280		1.937

**Tabla 2.** Puentes suspendidos de muy grandes luces en proyecto o en estudio

Puente	País	Luz del vano principal (m)	Estado del puente
Sognebrua	Noruega	3.700	En estudio
Estrecho de Mesina	Italia	3.300	Proyecto concluido. Obras adjudicadas. Construcción paralizada
Estrecho de Sunda	Indonesia	3.000 (aprox.)	Proyecto aprobado. Obras preliminares
Yemen-Djibouti	Yemen-Djibouti	2.700	Anteproyecto
Estrecho de Malaca	Indonesia	2.600	Obras preliminares
Stortfjord	Noruega	2.300	En estudio
Dardanelos	Turquía	2.023	En estudio
Halsafjord	Noruega	2.000 (aprox.)	En estudio
Mao Zedong	China	2.000 (aprox.)	Obras preliminares
Izmit Bay	Turquía	1.550	Proyecto concluido

**Tabla 3.** Puentes atirantados de mayor vano principal

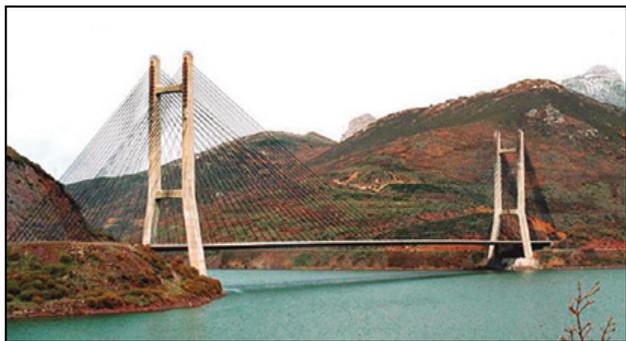
Puente	País	Luz del vano principal (m)	Año de entrada en servicio
Ruski (Vladivostok)	Rusia	1.104	2.012
Sutong	China	1.088	2.008
Stonecutters (Hong Kong)	China	1.018	2.009
E'dong	China	926	2.010
Tatara (Mar de Seto)	Japón	890	1.999
Normandie	Francia	856	1.999
Jingyue	China	816	2.010
2º Puente de Incheon	Corea del Sur	800	2.009

En el campo del proyecto de puentes de grandes luces, la factibilidad de puentes con vanos principales del orden de magnitud del previsto para el Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar, que es de 3.550 m, según el Anteproyecto Primario de la solución puente para el trazado de 28 km, (COWIconsult; Carlos Fernández Casado S.L. (1995)), en lo que sigue APP-28, ha aumentado considerablemente. Si en 1995 el mayor vano alcanzado era de 1.410 m (Puente de Humber, en el Reino Unido), en los años posteriores se han alcanzado los 1.991 m en el puente de Akashi Kaikyo, en Japón, y otros cuatro puentes han superado la longitud de vano principal del puente de Humber, como muestra la tabla 1.

Y, en proyecto o en estudio, se encuentran puentes aún mayores, como muestra la tabla 2 de la que hay que resaltar

el caso del Puente de Mesina, en Italia, con una luz de 3.300 m, cuyo proyecto constructivo fue finalizado y cuya construcción fue licitada y adjudicada, habiendo sido, una vez iniciados los trabajos preliminares de construcción, canceladas las obras por razones diversas, al decaer el periodo concedido para renegociar el contrato.

En todos los casos, se trata de puentes suspendidos, la tipología reina para las muy grandes luces. Sin embargo, la tipología de puente atirantado, de la que existen en España realizaciones tan notables como el Puente de Rande y el Puente Ingeniero Carlos Fernández Casado (figura 2) ha alcanzado también vanos de longitud superior al kilómetro, como muestra la tabla 3, lo que significa que la distancia entre ambas tipologías, en términos de luz alcanzable, se ha acortado notablemente.



**Figura 2.** Puente Ingeniero Carlos Fernández Casado, sobre el Embalse de Barrios de Luna.



**Figura 3.** Puente de Sutong (Xiang Haifan; Ge Yaojun (2007).

Debe destacarse en especial el puente Russki, en Vladivostok, Siberia, no sólo por ser actualmente el puente atirantado que ostenta el record mundial de longitud del vano principal, sino también por el reducido plazo de proyecto y construcción que ha tenido (4 años), y por las condiciones invernales especialmente rigurosas de bajas temperaturas (hasta  $-30^{\circ}\text{C}$ ) y baja visibilidad.

## 2. ANTECEDENTES

El Enlace Fijo a través del Estrecho de Gibraltar es una idea ambiciosa que, con diversos grados de solidez y rigor, se ha abordado desde mediados del siglo XX. Dejando aparte los primeros esbozos, de carácter prácticamente visionario, la aproximación rigurosa al Enlace Fijo a través del Estrecho de Gibraltar se inicia con la Declaración Común Hispano-Marroquí de 16 de junio de 1979, mediante la cual los reyes Hassan II de Marruecos y Juan Carlos I de España manifestaron su deseo de colaborar en el desarrollo de dicho proyecto.

El Convenio de Cooperación Científica y Técnica entre los Gobiernos de España y Marruecos, firmado el 8 de noviembre de 1979, el Acuerdo Complementario, de 24 de octubre de 1980, y la consiguiente creación del Comité Mixto Hispano-Marroquí y de dos sociedades de estudios encaminados al proyecto de Enlace Fijo, SECEGSA, por parte española, y SNED, por parte de Marruecos, conformaron el marco institucional de los trabajos.

Desde 1981, los estudios e investigaciones (de carácter geológico-geotécnico, sísmico, batimétrico, de dinámica marina, etc.) han permitido tener un conocimiento crecientemente detallado de las condiciones de todo tipo en que se enmarca el proyecto.

La 1ª fase, desde 1982 a 1990, arranca con el Coloquio Internacional de Madrid (1982), en el que se presentaron y debatieron los diferentes aspectos técnicos, jurídicos y

económicos del proyecto de Enlace Fijo. Desde el punto de vista técnico, se presentaron las soluciones en puente atirantado, puente suspendido y túnel, concluyéndose la factibilidad técnica de todas ellas, si bien desde el punto de vista económico la solución en túnel y la solución en puente suspendido resultaron preferibles. En esta 1ª fase, se realizaron estudios, tanto en el medio terrestre como en el marino, de carácter general y regional, de temática diversa (cartografía, geología, geofísica marina, sismicidad, batimetría...). El Coloquio Internacional de Marraquech, celebrado en 1990, cerró la etapa de estudios de factibilidad del proyecto.

En la 2ª fase (1991-1995), se realizaron estudios más específicos, fundamentalmente de conocimiento detallado de la traza del Enlace Fijo: reconocimientos submarinos, sondeos, tanto cortos como profundos, muestreos y realización de obras experimentales de carácter geotécnico en tierra (Galería de Tarifa, Pozo de Bolonia, Galerías y Pozos de Malabata). Esta fase concluye con el Coloquio Internacional de Sevilla, de 1995.

La 3ª fase (1996-2011) estuvo dedicada a la realización de sondeos marinos profundos en la zona de traza del proyecto de Enlace Fijo, y de investigaciones geológico-geofísicas en la zona de plataforma continental afectada por el proyecto, así como estudios de batimetría y de corrientes marinas. Esta fase se cerró con la actualización del Anteproyecto Primario de la solución en túnel (2006-2008) y el Estudio de Evaluación global del proyecto (2010).

A lo largo de los treinta y cinco años transcurridos desde 1980, se han celebrado una veintena de reuniones internacionales de diverso carácter (coloquios, seminarios, jornadas, talleres) y sobre diferentes aspectos involucrados en el proyecto de Enlace Fijo. En cuanto a la solución en túnel excavado, los seminarios y talleres, con temática cada vez más de detalle, han proseguido hasta la actualidad. Por el contrario, en cuanto a la solución en puente suspendido, el Seminario sobre grandes puentes (Sevilla, 1992) fue la última de las reuniones específicas. En marzo de 1995, como se indicó en la introducción, la XXIX Reunión del Comité Mixto eligió como preferible la solución en túnel y no se efectuaron estudios posteriores sobre la solución en puente.

## 3. EL ANTEPROYECTO PRIMARIO DE LA SOLUCIÓN PUENTE 28 PARA EL ENLACE FIJO DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR

### 3.1. Descripción del Anteproyecto

El Anteproyecto Primario de la solución puente sobre el trazado de 28 Km (APP-28), de fecha septiembre de 1995, define un puente consistente en un tablero doble de 55 m de anchura suspendido de dos cables situados en sendos planos verticales. En él, se estudiaron las siguientes alternativas:

- Tablero doble con dos cables de suspensión
- Tablero doble con cuatro cables de suspensión
- Cajón monocelular con suspensiones cruzadas

Y desde el punto de vista funcional, se estudiaron las siguientes soluciones:

- Puente de carretera
- Puente mixto carretera-ferrocarril, con un tablero central para la vía férrea.

- Puente mixto carretera-ferrocarril, con dos vías férreas

La solución de referencia adoptada para demostrar la viabilidad del proyecto está constituida por un tablero doble suspendido por dos cables. El puente suspendido tiene una longitud total de 13,650 km, con tres vanos principales de 3.350 m y dos vanos laterales de 1.500 m de longitud. Los viaductos de acceso al puente tienen una longitud total de 7.475 m (parte española) y 6.275 m (parte marroquí), estando constituidos por vanos de 300 m. de longitud.

Los cables principales, soportados por las cuatro pilas intermedias, están anclados en sus dos extremos en los correspondientes bloques de anclaje, siendo por tanto continuos entre ambos anclajes. La separación de los cables es de 55 m en los vanos principales de 3.550 m de longitud, disminuyendo progresivamente en los vanos laterales, hasta reducirse a 30 m en los bloques de anclaje.

Las pilas, en forma de A en el sentido longitudinal del puente, soportan los cables principales y tienen una rigidez suficiente para limitar los movimientos longitudinales y reducir las deformaciones verticales del tablero.

La sección transversal de los vanos principales tiene 55 m de anchura, y está dividida en dos tableros, cada uno de ellos con una calzada de 12 m de anchura. En los vanos laterales, la anchura disminuye progresivamente hasta tener 30 m en la zona de bloques de anclaje. Los dos tableros están conectados cada 26 m por cajones transversales.

La longitud total de 13.650 m está dividida en 5 tramos principales a efectos de dilatación, que coinciden con los vanos principales del puente, y 4 tramos secundarios entre las pilas. Las juntas principales de dilatación tienen una capacidad de  $\pm 800$  mm.

Cada uno de los dos tableros suspendidos está constituido por un cajón metálico cerrado de 13,5 m de lado y 2,5 m de canto, continuo entre pilas, con juntas de expansión en cada extremo, a la llegada a pilas y en los bloques de anclaje. Están constituidos por una placa ortótropa, paneles laterales e inferior, chapas de extremo y diafragmas cada 4 m. Cada 26 m, los tableros están conectados por vigas transversales de 55 m de longitud, 2 m de ancho y canto variable entre 3,5 m (parte central) y 2,5 m (en el extremo de las vigas longitudinales). Las vigas transversales, las péndolas a ellas conectadas y los cables de suspensión, son los elementos principales de sustentación del tablero.

El diseño estructural del tablero se completa con una rigidización transversal constituida por una diagonal en cada una de las vigas transversales inmediatas a las pilas y una rigidización adicional en mitad del vano.

Las pilas principales están cimentadas mediante cuatro cajones de 88-103 m de diámetro, limitándose la profundidad diferencial de cimentación de los mismos a un máximo de 20 m. En torno a cada base de cajón, con un suplemento de 15 m a cada lado, se prevé dragar el terreno con una profundidad mínima de 5 m bajo el nivel del fondo marino colindante, excavación que se rellenará de escollera suficientemente compactada en una altura de 2 a 3 m.

Los cajones tienen un espesor de la pared cilíndrica, dependiente de la profundidad de cimentación de cada pila, con un valor mínimo de 0,60 m para las más someras, y un valor máximo de 1,25 m para las más profundas. Los cajones penetran en el lecho de escollera en una profundidad del orden de 1m inyectándose la base de apoyo del cajón para asegurar una sustentación adecuada del mismo.

Los fustes verticales de las pilas están constituidos por cilindros huecos de espesor constante de pared de 1,9 m y diámetro constante (entre 31 y 36 m, según la pila considerada). Cada tramo de fuste tiene una altura entre 4 y 30 m. Los cuatro fustes están unidos entre sí mediante cuatro vigas horizontales que los solidarizan.

### 3.2. Materiales estructurales

Los materiales estructurales más significativos previstos en el Anteproyecto Primario de la solución puente APP-28 son los siguientes:

- Hormigón de alta resistencia C70 (resistencia característica  $f_{ck} = 70$  MPa) en pilas, tanto de los vanos principales como de los viaductos de acceso.
- Hormigón de resistencia normal, C45 (resistencia característica  $f_{ck} = 45$  MPa) en bloques de anclaje de los cables de sustentación y en los cajones de cimentación.
- Cables principales y péndolas: Acero de resistencia a tracción  $f_u = 1.800$  MPa.
- Acero estructural: Acero de construcción, de calidad Fe 510 D1 EN 10025 (resistencia nominal a tracción de 510 MPa) en tablero de los vanos principales.
- Acero de construcción de calidad Fe 5100 ISO 630 (resistencia nominal a tracción de 510 MPa) en bloques de anclaje.
- Acero de alta resistencia, de calidad Fe E460 KT EN 10113 (resistencia nominal a tracción de 460 MPa) en pilonos y en los tableros de los viaductos de acceso.

La tabla 4 resume los principales materiales estructurales previstos:

**Tabla 4.** Materiales estructurales previstos en el Ante Proyecto Primario de la solución puente APP 28

Elementos	Acero	Hormigón
Vanos suspendidos: Cables principales y péndolas	$f_u \geq 1.800$ MPa	
Vanos suspendidos: Anclajes	Fe 5100 ISO 630 Acero de construcción	
Vanos suspendidos: Tablero metálico	Fe 510 D1 EN 10025 Acero de construcción	
Vanos suspendidos: Pilas		C70 (70 MPa) Hormigón de alta resistencia
Vanos suspendidos: Pilonos	Fe E 460 KT EN 10113 Acero de alta resistencia	
Vanos suspendidos: Bloques de anclaje		C45 (45 MPa) Hormigón de resistencia normal
Viaducto de acceso: Tablero	Fe E 460 KT EN 10113 Acero de alta resistencia	
Viaducto de acceso: Pilas		C70 (70 MPa) Hormigón de alta resistencia
Viaducto de acceso: Cajones		C45 (45 MPa) Hormigón de resistencia normal

#### 4. DESARROLLOS TECNOLÓGICOS EN MATERIALES ESTRUCTURALES APLICABLES A LA SOLUCIÓN PUENTE

El desarrollo tecnológico en los materiales estructurales de construcción ha sido importante desde la fecha de redacción del APP-28 (1995) hasta la actualidad. Por un lado, se han consolidado los hormigones de alta resistencia (50-100 MPa) y han iniciado su andadura los hormigones ultrarresistentes (100-200 MPa). Por otro lado, los aceros estructurales han superado notablemente el nivel de los 460 MPa, tanto en aceros convencionales como en aceros con resistencia mejorada a la corrosión y empieza a haber realizaciones estructurales importantes en acero inoxidable, tanto estructural como en forma de armaduras de hormigón.

En cuanto al proyecto estructural de los puentes suspendidos, la optimización del diseño del tablero ha conducido a la utilización simultánea de varios tipos de acero, de diferente nivel resistente según la importancia de la sollicitación. Así, tanto en el puente de Akashi Kaikyo, en Japón, como en el proyecto del puente de Messina y el anteproyecto de puente de Yemen-Djibouti se emplean simultáneamente aceros de diferentes niveles de resistencia: en el de Yemen-Djibouti se emplean aceros de límite elástico 355 y 460 MPa; en el puente de Messina, se emplean aceros de límite elástico 355, 420 y 460 MPa, en el de Akashi Kaikyo se alcanzan incluso los 690 y 830 MPa.



Figura 4. Puente de Xihoumen (Xiang Haifan; Ge Yaojun (2007).

La tabla 5 muestra la distribución porcentual de los distintos tipos de acero en el proyecto del puente de Messina y el anteproyecto del puente de Yemen-Djibouti.

El concepto estructural es diferente: en el puente de Akashi Kaikyo, el tablero está constituido por una celosía de acero de canto importante; en los puentes de Messina y Yemen-Djibouti, como también en el APP-28 del Estrecho de Gibraltar, los elementos principales de carácter

estructural son las vigas transversales, en las que apoyan las vigas cajón longitudinales, que independizan las diferentes calzadas: dos vigas cajón longitudinales, para las calzadas de circulación por ambos sentidos de la carretera, en la solución de referencia del APP-28; dos vigas cajón longitudinales independientes, para las citadas calzadas de carretera y la tercera para la circulación ferroviaria en doble vía, en la solución alternativa del APP-28 y en los puentes de Messina y Yemen-Djibouti.

El proyecto de puentes de muy grandes luces debe minimizar el peso propio y las cargas permanentes. Por ello, además de reducir el peso propio de los elementos estructurales (y de forma primordial, el peso del tablero), es muy importante reducir también el peso del pavimento. En este sentido, la tendencia en estos puentes es disponer pavimentos cada vez más ligeros: en el APP-28 el pavimento previsto es de 45 mm de espesor de material bituminoso sobre una delgada membrana de mastic; en el puente de Messina, la sustitución de pavimentos bituminosos convencionales por pavimentos basados en resina polimerizada de reducido espesor y peso (12 mm de espesor y 0'35 KN/m<sup>2</sup> de peso propio) permite disminuir el peso y coste de todo el esqueleto estructural (tablero, cables, pilas, anclajes, cimentación), así como reducir el plazo de construcción, facilitar la puesta en obra del pavimento, eliminar la necesidad de juntas bituminosas y reducir muy fuertemente el tiempo de curado.

##### 4.1. Hormigón de alta resistencia

En 1995, fecha de redacción del APP 28, el hormigón de alta resistencia (resistencia característica superior a 50 MPa) era un material con experiencia aún limitada de uso en todo el mundo y con apenas algunas realizaciones en España.

Así, una monografía del CEDEX (Gállico, J.M.; Alajos, P. (1990)) indicaba que el hormigón de alta resistencia, inicialmente utilizado en elementos a compresión en edificios de altura en Estados Unidos, en particular en el área de Chicago, había pasado más tarde a la ingeniería de puentes. Se indicaba, como hito representativo de resistencia alcanzada, el Tower Road Bridge, en el Estado de Washington, construido en 1981, con una resistencia característica de 62 MPa, y el Annacis Bridge, en la Columbia Británica, Canadá, construido en 1986, atirantado, con un vano central de 465 m y una resistencia característica de 55 MPa, como el mayor puente construido con hormigón de alta resistencia. También se daba noticia de varios puentes de carretera y ferrocarril en Japón, con luces moderadas (24 a 45m) y resistencias características de 69 a 78 MPa.

El desarrollo progresivo del hormigón de alta resistencia ha tenido reflejo en la normativa técnica. En 1999, la Instrucción de Hormigón Estructural EHE incluía por primera vez, si bien en un Anejo, unas Recomendaciones para hormigones de alta resistencia. En 2008, la actualmente vigente

Tabla 5. Distribución de tipos de acero estructural en los puentes de Messina y Yemen-Djibouti

Puente	Longitud total (m)	Acero total				
		(t)	(kg/m <sup>2</sup> )			
Messina	5.070	62.500	503	30'2	13'3	56'5
Yemen-Djibouti	28.950	245.000	548	61'2	--	38'8

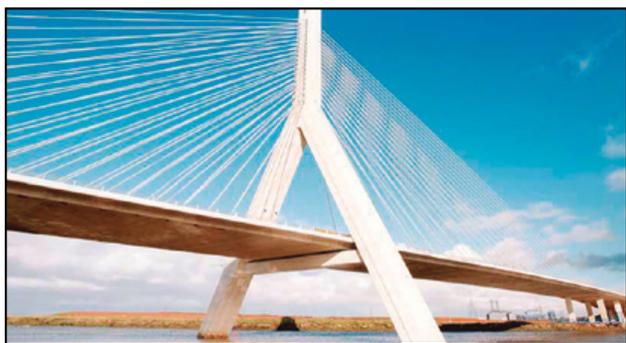
Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 incluyó en su articulado los hormigones de alta resistencia, con resistencias características a compresión entre 50 y 100 MPa.

En el ámbito europeo, el Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón, en su vigente edición (UNE EN 1992-1-1) tipifica los hormigones hasta la clase C90/C105, de resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica 90 MPa y en probeta cúbica 105 MPa.

Por su parte, el Código Modelo *fib* 2010 para Estructuras de Hormigón (*fib*, 2013) clasifica los hormigones por su resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica, con valores que alcanzan:

120 MPa, para hormigón de densidad normal (140 MPa, en probeta cúbica): C120.

80 MPa, para hormigón de árido ligero (88 MPa, en probeta cúbica): LC80.



**Figura 5.** Puente atirantado de Flintshire, construido en 1998 en el estuario del Dee, en Gales (Concrete Bridge Development Group (2005).

En el APP-28, el hormigón de las pilas, tanto de los vanos principales como de los viaductos de acceso, era de 70 MPa de resistencia característica, nivel muy elevado en 1995. En la actualidad, ese nivel es habitual en los hormigones de alta resistencia, cuya tipificación llega hasta los 90, 100 y 120 MPa en el Eurocódigo-2, Instrucción EHE-08 y Código Modelo *fib* 2010, respectivamente. La tabla 6 muestra los valores de resistencia característica a compresión ( $f_{ck}$ ), resistencia media a tracción ( $f_{ctm}$ ) y módulo secante de deformación ( $E_c$ ), indicados en el Código Modelo *fib* 2010 para los hormigones de resistencia característica 45, 70, 90, 100 y 120 MPa.

**Tabla 6.** Resistencia característica a compresión, resistencia media a tracción y módulo secante de deformación del hormigón (*fib*, 2013)

Hormigón	C45	C70	C90	C100	C120
$f_{ck}$ (MPa)	45	70	90	100	120
$f_{ctm}$ (MPa)	3,8	4,6	5,0	5,2	5,6
$E_c$ (GPa)	34,5	41,7	46,0	47,5	50,3

En las pilas, sometidas básicamente a esfuerzos de compresión, la elevación de la resistencia característica desde los 70 MPa que preveía el APP-28, a los 100 ó 120 MPa, supone un incremento del 43% o del 71%, respectivamente, y por tanto una reducción de sección de ese orden de magnitud. Las pilas serían también menos deformables, si bien el incremento del módulo de deformación secante es mucho más moderado, del 13% o el 22%, respectivamente, para las resistencias que se están considerando.

En el caso de los bloques de anclaje de los cables de sustentación, y de los cajones de cimentación, la resistencia característica a compresión que prevé el APP-28 es de 45 MPa. En estos casos, en que el peso propio juega un papel fundamental, una elevación importante de la resistencia característica no estaría en principio justificada por razones resistentes, si bien podría estarlo por razones de la mayor impermeabilidad y durabilidad de los hormigones de alta resistencia.

Todo lo anterior se refiere a los hormigones de alta resistencia, cuyas características en términos de dosificación (relación agua/cemento reducida, alta dosificación de cemento, utilización de adiciones de microsilice y eventualmente cenizas volantes, tamaño inferior del árido grueso, empleo de superplastificantes, fabricación especialmente cuidada) son en cierto sentido una extrapolación de los hormigones de resistencia normal. Como se ha dicho, son hormigones disponibles y experimentados, tipificados y normalizados en los códigos técnicos, una tecnología, en suma, disponible en su totalidad en 2015.

Como ejemplo de las posibilidades a las que se llega en los puentes con hormigones de alta resistencia se pueden citar las siguientes realizaciones:

Segundo Puente de Ayaragigawa (Japón, 1973): los 3 primeros puentes de ferrocarril con hormigón de alta resistencia se construyeron en Japón en 1973. El de Ayaragigawa, con una luz de 50 m, y vigas postensadas, tenía una resistencia de proyecto del hormigón de 59 MPa.

Puente ferroviario de Akkagawa (Japón, 1975): con celosía Howe, un solo vano de 24 m. Resistencia de proyecto del hormigón: 79 MPa.

Superpuente CNT (Japón, 1993): pasarela peatonal, de 40 m de luz. Hormigón muy fluido, de 100 MPa de resistencia de proyecto.

Puente sobre la autopista de Jutlandia del Norte (Dinamarca, 1996): en arco, con hormigón de resistencia de proyecto 75 MPa.

Puente sobre el río Guadalete (España, 1996): situado en la variante de carretera de El Puerto de Santa María, cerca del mar, con resistencia de proyecto de 80 MPa.

Puente de Raftsundet (Noruega, 1998), de 711 m de longitud, con vano central de 224 m. El vano central está construido con hormigón ligero de alta resistencia (60 MPa), mientras que el resto de vanos, y las pilas, están contruados con hormigón de alta resistencia (65 MPa) y densidad normal, figura 6 (Valum, R.; Polkonsult, A.S.; Nilsskog, J.E.; Ardegg, A.S. (1999))



**Figura 6.** Puente de Raftsundet.

Puente del Gran Belt (Dinamarca, 1998), suspendido, que tiene el tercer vano más largo del mundo (1.624 m), con pilas de 254 m de altura, en el que se utilizó hormigón de alta resistencia con el objetivo primordial de conseguir una vida de servicio de 100 años, en condiciones ambientales muy exigentes, figura 7.



Figura 7. Puente del Gran Belt.

En definitiva, la tecnología actual del hormigón permite fabricar y poner en obra hormigones de resistencia característica 100-120 MPa, que harían posible reducir de manera muy importante las secciones de las pilas del puente sobre el Estrecho de Gibraltar. Adicionalmente, en un futuro próximo, dado que la experimentación en laboratorio ha mostrado claramente su viabilidad y posibilidades, cabría extender la resistencia de proyecto hasta el nivel de los 150 MPa, con mejoras adicionales de durabilidad y economía.

#### 4.2. Hormigón ultrarresistente

Más allá de los hormigones de alta resistencia, se abre el campo de los hormigones ultrarresistentes, basados en la reducción o eliminación sistemática de defectos y heterogeneidades microestructurales (huecos, microfisuras), mediante la obtención, por distintos procedimientos (eliminación de los áridos de mayor tamaño y optimización del esqueleto granular, empleo de aditivos especiales, curado mediante tratamiento térmico, etc.) de hormigones mucho más compactos, resistentes mecánicamente y durables. Con estas técnicas se obtienen resistencias a compresión que pueden superar los 200 MPa.

Los hormigones ultrarresistentes se fabrican con áridos de tamaño máximo muy reducido, en general no superior a 2 mm, si bien se han desarrollado hormigones de tamaño máximo hasta 8 mm. Para ello, es fundamental obtener una compacidad muy alta, lo que conduce a una cantidad muy importante de partículas finas, utilización de cementos de clase resistente 42.5 R ó 52.5 R, con bajo calor de hidratación y buena resistencia a los sulfatos, empleo de adición de humo de sílice y de superplastificantes, y refuerzo con fibras de acero de alta resistencia, superior a 2.000 N/mm<sup>2</sup> (si bien en algunas aplicaciones se han empleado fibras orgánicas sintéticas de alta resistencia, solas o combinadas con fibras de acero).

La relación agua/material cementante, incluyendo en el denominador de esta relación el cemento, la microsíllice y posteriores sustancias reactivas si las hubiera, es del orden de 0,20 en estos hormigones. Con ello, la microestructura del hormigón apenas contiene capilares y por tanto ofrece

muy pocas vías a la penetración por difusión de cualquier agente agresivo. El curado se efectúa mediante tratamiento térmico, alcanzándose resistencias a compresión de 150-200 MPa y aun superiores.

Las perspectivas que se abren mediante estos hormigones han conducido a la publicación de guías de proyecto para hormigones ultrarresistentes (si bien la terminología más correcta es hormigones de prestaciones ultraelevadas –Ultra High Performance Concrete, en inglés, o bien UHPC–, denominación habitual, dado que la ultrarresistencia es sólo una de las características de estos hormigones, junto a la resistencia especial al ataque de agentes agresivos, etc.) en Francia (2002) y Japón (2004). La Federación Internacional del Hormigón, *fib*, está preparando un Boletín de Recomendaciones con carácter prenormativo internacional.

Recientemente, se ha publicado (Fehling, E., et al. (2014)), figura 8, una detallada monografía sobre estos hormigones, que incluye realizaciones de 9 puentes y 12 pasarelas, en Canadá, Francia, Japón, Corea del Sur, Alemania, Países Bajos, Austria y Suiza, así como diversos refuerzos de puentes, desde la Pasarela de Sherbrooke, en Canadá, en 1997, primera obra construida en el mundo en hormigón ultrarresistente (200 MPa) hasta el proyecto del Puente Jobal, en Corea del Sur, un puente con 4 vanos atirantados, de luces 100, 200, 200 y 100 m, respectivamente.

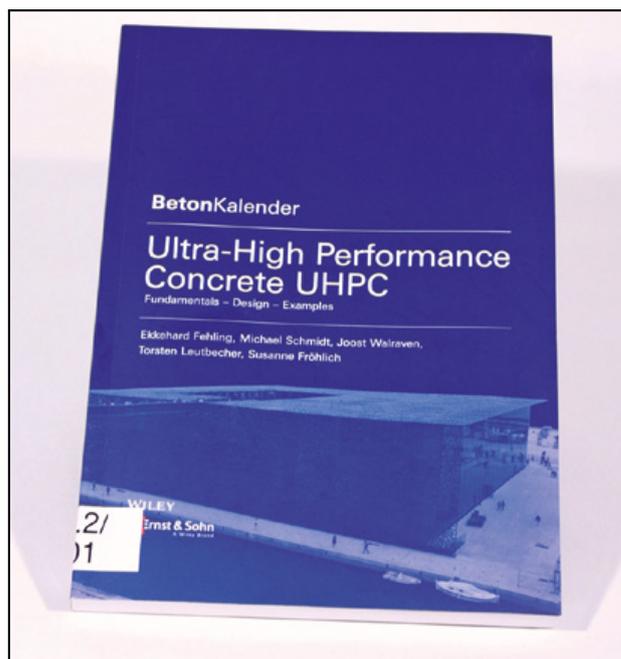


Figura 8. Monografía sobre Hormigón de Prestaciones Ultra-elevadas, UHPC (Fehling, E.; Schmidt, M.; Walraven, J., et al. (2014).

La tabla 7 resume las realizaciones más notables presentadas en dicha publicación.

#### 4.3. Cables de sustentación

El APP-28 contempla cables principales y péndolas de acero de resistencia a tracción 1.800 MPa. Este valor está en línea con las realizaciones recientes de puentes suspendidos y atirantados. Así, en el puente Russki, en Vladivostok (Lebon, J.D.; Maillat, V. (2013)), se utilizaron tirantes compuestos de cordones protegidos individualmente y dispuestos

**Tabla 7.** Realizaciones en hormigón ultrarresistente (Fehling, E., et al. (2014))

Puente o pasarela	País	Año	Longitud (m)	Tipología	Resistencia a compresión del hormigón (MPa)
Pasarela de Sherbrooke	Canadá	1997	60	Dovelas prefabricadas	200
Pasarela de Glenmore, Legsby, en Calgary	Canadá	2007	33,6	Vigas en T.	
Pasarela de Pont du Diable	Francia	2005	70	Dovelas de forma ósea, pretensadas	180-200
Puente de la Chalotte	Francia	2004	47,4	Dovelas pretensadas	130-150
Ampliación del Puente Pinel	Francia	2007	27	Vigas pretensadas	165
Puente GSE, en el Aeropuerto de Tokio	Japón	2010	47,6	Cajón tritelular pretensado	180
Pasarela de Seonyu, en Seúl	Corea del Sur	2012	120	Arco formado por dovelas pretensadas	203
Puente Gärtnerplatz, en Kassel	Alemania	2007	134 (6 vanos, el mayor, de 36 m)	Mixta (celosía metálica y cordón superior de hormigón)	
Puente Wild, en Völkermarkt	Austria			Arco poligonal de elementos prefabricados	165-185

paralelamente con una vaina exterior. Cada cordón tenía una sección de 150 mm<sup>2</sup> y una carga garantizada a la rotura de 279 KN, siendo la resistencia a tracción del acero de 1.860 MPa. El cordón está formado por siete alambres galvanizados, protegidos por un relleno de tipo orgánico y envueltos por una vaina de polietileno de alta densidad directamente extrusionada en fábrica sobre el cordón. El conjunto de cordones paralelos del cable se pone en obra con una vaina exterior también de polietileno de alta densidad fabricada mediante extrusión y con una capa exterior resistente a los rayos ultravioleta. Esta tecnología de cable compacto permite disponer un mayor número de cordones en una vaina del mismo diámetro, reduciendo los efectos dinámicos producidos en el cable por el viento. La elevada resistencia a fatiga de los cordones (dos millones de ciclos sin rotura, con un rango de variación de tensiones de 300 MPa y una tensión máxima del ciclo de fatiga de 837 MPa) y la alta durabilidad debida al triple sistema de protección (galvanizado de los alambres, relleno protector envolvente de los alambres y adherente al acero y vaina extrusionada), junto con las prestaciones resistentes antes indicadas, sitúan a esta tecnología en el nivel de vanguardia en la actualidad.

En Japón, como consecuencia del desarrollo tecnológico producido, como elemento tractor, por la construcción del puente de Akashi-Kaikyo y, ulteriormente por los proyectos del puente de la Bocana de la Bahía de Tokio y del puente Kitan Kaikyo, se ha desarrollado un acero de 2.000 MPa de resistencia, en forma de alambre galvanizado, de 5 mm de diámetro. En comparación con el acero utilizado en los cables de sustentación del Puente de Akashi-Kaikyo, cuya resistencia es de 1.800 MPa, este nuevo acero tiene un contenido superior en C (0'88% frente a 0'82%), Si (1'20% frente a 1'00%), e incluye en su composición Cr (0'30%). El nuevo acero alcanza una resistencia a tracción de 2.059 MPa, límite elástico de 1.771 MPa, alargamiento de 6'3%, y tiene buenas propiedades de resistencia a fatiga, a bajas temperaturas y tenacidad a la fractura.

En otros campos de la tecnología distintos de la construcción, como el de la automoción, es de interés mencionar la existencia (Tashiro, H., Tarui, T; Sasaki, S; et al. (1999)), para aplicaciones en neumáticos de vehículos, de alambres de acero hipereutectoide de 0'9% de carbono, y 4.000 MPa de resistencia, fabricados mediante un proceso de trefilado

con reducción muy importante de sección, de modo que los alambres tienen un diámetro de 0'3 mm. Evidentemente, este diámetro está muy lejos de los requerimientos de la tecnología de construcción de puentes, pero las bases tecnológicas de su desarrollo (acero con una gran uniformidad de composición y microestructura, control muy estricto de inclusiones, trefilado muy cuidado) constituyen un potencial importante para desarrollar aceros para cables de sustentación de puente de resistencia muy superior a la actual.

Con todo, unos requerimientos tan importantes en términos de prestaciones técnicas, responsabilidad estructural y volumen de suministro como serían los del Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar, probablemente permitirían disponer para dicho puente de cables de sustentación de una tecnología como la descrita u otra de las actualmente existentes, fabricados con acero de mayor resistencia a tracción que los actualmente utilizados en la tecnología de puentes.

#### 4.4. Acero estructural

El acero estructural previsto en las pilas en el Anteproyecto APP-28 es acero de alta resistencia Fe E460 KT, según EN 10113, con  $f_y = 460$  MPa, tanto en las pilas de los vanos suspendidos como en las pilas de los viaductos de acceso. Para el tablero de los viaductos de acceso se prevé una estructura mixta, constituida por una losa de hormigón, transversalmente pretensada, de resistencia a compresión 70 MPa, sobre unos tubos de acero de límite elástico 460 MPa.

El límite elástico de 460 MPa ha sido el límite habitual de los aceros estructurales para construcción. La Instrucción de Acero Estructural EAE, vigente en España, tipifica los siguientes aceros, según los diferentes procedimientos de fabricación: aceros no aleados, laminados en caliente; aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado; aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente; aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros patinables); aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido; aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto. Todos estos aceros son equivalentes a los aceros normalizados en las normas UNE EN 10025-1 a 6 y UNE EN 10164.

Corresponden a tipos, según límite elástico, de 235, 275, 355 y 420 MPa, salvo los siguientes aceros de alto límite elástico, 460 MPa, fabricados según los procedimientos que se indican: aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado, S460 N/NL; aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente, S460 M/ML; y aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido, S460Q, S460 QL, S460 QL1.

Sin embargo, en los años transcurridos desde 1990 hasta 2015, han ido apareciendo aceros estructurales de mayor límite elástico, de modo que, en la actualidad, están disponibles aceros de límite elástico muy superior a 460 MPa, con prestaciones, en términos de ductilidad, tenacidad a la fractura y trabajabilidad, que los hacen de especial interés para el Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar.

Así, en Estados Unidos, la Guía para el Proyecto de Puentes y Estructuras con acero de altas prestaciones de la FHWA ha incluido los aceros HPS 70W, producidos mediante un proceso de templado y revenido o mediante un proceso controlado termomecánicamente. El acero HPS 70 W tiene una composición química, en comparación con los aceros convencionales 70 W, caracterizada por un menor porcentaje de carbono (máximo 0'11%), una proporción muy inferior de fósforo (máximo 0'02%) y azufre (máximo 0'006%), y un contenido superior en molibdeno y aluminio. El límite elástico mínimo de este acero es 485 MPa, con una resistencia a tracción entre 585 y 760 MPa.

En Japón, el proyecto Honshu-Shikoku propició el desarrollo de nuevos aceros estructurales, que llegaron a su culminación en el puente de Akashi-Kaikyo, en cuyo tablero se utilizaron, en tramos consecutivos, acero convencional y los nuevos aceros de alta resistencia. La tabla 8 muestra los valores del límite elástico y resistencia a tracción de los aceros japoneses de alta resistencia:

**Tabla 8.** Aceros estructurales japoneses de alta resistencia

Acero	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
HT 690	590	690
HT 780	690	780
HT 880	830	880

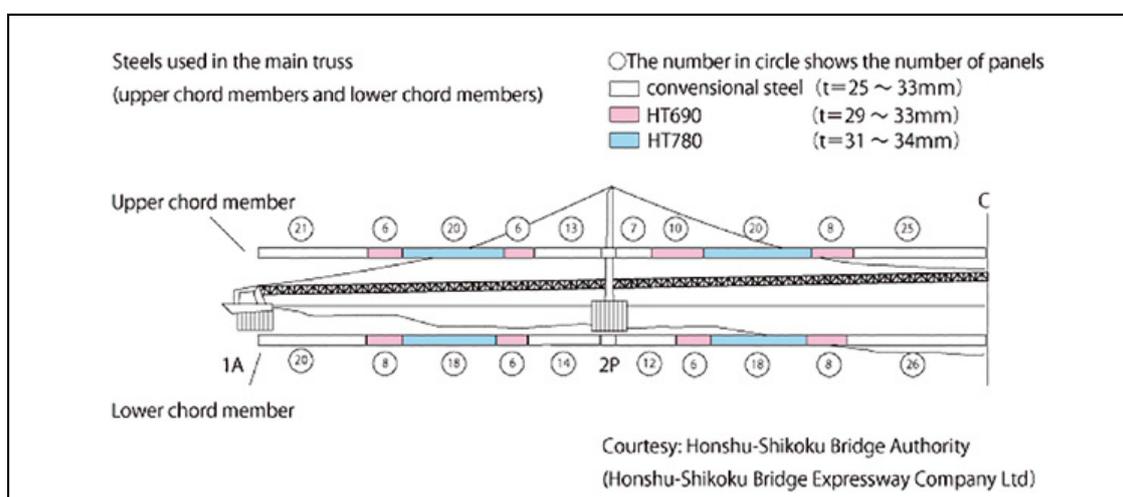
Estos aceros, de límite elástico muy superior al de los aceros convencionales, tanto europeos como norteamericanos

y japoneses, representan un incremento porcentual del límite elástico  $f_y$ , del 28% (acero HT 690), 50% (HT 780) y hasta un 80% (caso del acero HT 880).

El desarrollo de los aceros japoneses de alta resistencia ha buscado compatibilizar condiciones de soldabilidad, comportamiento adecuado frente a corrosión, y requisitos resistentes (tanto a tracción, como a fatiga y de tenacidad a la fractura). En este sentido, debe indicarse que en Japón se han desarrollado los aceros BHS 500 W y BHS 700 W, con límites elásticos, respectivamente, de 500 y 700 MPa, y una resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

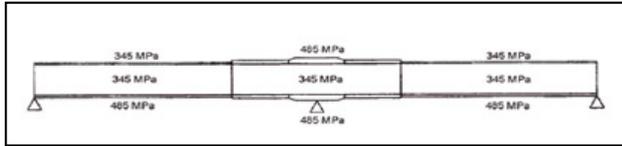
El empleo racional de estos aceros de resistencia muy alta debe hacerse optimizando sus prestaciones. Así, en el puente de Akashi-Kaikyo, tanto el cordón superior como el inferior de la celosía del tablero consisten, en la zona adyacente a las pilas y en la zona central del vano, de acero SM 490 Y, mientras que, en las zonas intermedias entre las anteriores, se dispusieron tramos con aceros SM 570, HT 690 y HT 780, de creciente nivel de resistencia. El comportamiento adecuado de este puente, record mundial de longitud de vano, muestra la potencialidad de estos aceros, especialmente interesantes en puentes de grandes luces, debido a la reducción de peso consecuencia de su muy superior nivel de resistencia, soldabilidad, posibilidad de fabricación en espesores importantes, de hasta 100 mm, y reducción de costes de construcción.

Otra forma de optimizar el empleo del acero estructural, y de reducir el coste, consiste en la utilización de elementos estructurales híbridos, tales como vigas armadas cuyas alas son de acero de alta resistencia, mientras el alma es de acero convencional. En Suecia, donde estas secciones híbridas están normalizadas, se requiere que el límite elástico de las alas no supere en más del 50% el del alma. Así, una combinación de acero S 690 en el ala inferior (690 MPa) y acero S 460 (460 MPa) en el ala superior y el alma fue empleada como solución más económica, en el puente de Mttadalen, en 1995. En Estados Unidos, la Administración Federal de Autopistas, FHWA, postula la necesidad de utilizar acero de altas prestaciones de manera sistemática para hacer frente a la situación actual, con una gran parte del total de 595.000 puentes en las autopistas norteamericanas, en situación deficiente, por problemas de



**Figura 9.** Distribución de tipos de acero empleados en el puente de Akashi Kaikyo (Gogou, E. (2012).

durabilidad o de fatiga. Tras realizar un estudio paramétrico ad hoc, la FHWA concluyó que la mejor solución consistiría en reducir el número de vigas del tablero, y utilizar vigas híbridas, con acero de alta resistencia en el ala inferior y en la zona de momentos negativos del ala superior, y acero de resistencia normal en el resto del ala superior, y en las almas.



**Figura 10.** Ejemplo de viga híbrida de acero (Azizinamini, A.; Ooyen, K.V.; Jabar, F.; Fallaha, S. (2003).

El Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes de Francia, SÉTRA, ha publicado (Petel, A.; Picard, L.; Imbert, F.; Raoul, J. (2008)), un estudio comparativo de dos soluciones para el tablero de un puente de 3 vanos (95-130-95 m) constituido por una losa de hormigón pretensado sobre dos vigas longitudinales armadas de acero, de 5 m de canto y 1'3 m de ancho:

- Primera solución: alma y alas de las vigas en acero de resistencia normal S460
- Segunda solución: alma y ala superior en acero S460, y ala inferior en acero de alta resistencia S690 (este acero se dispone sólo en las zonas próximas a los apoyos intermedios, pilas, y en la zona central del vano principal).

La comparación de las dos soluciones muestra que la segunda, que incorpora acero de alta resistencia en las zonas indicadas, conlleva una reducción de peso de acero del 42% y de coste de acero del 25%, frente a la primera.

De interés adicional es el desarrollo, antes indicado, de aceros de alto límite elástico y resistencia mejorada a la corrosión, en Japón, basado en una aproximación tecnológica diferente a la que es habitual en otros países, por ejemplo en Estados Unidos. Estos nuevos aceros contienen un porcentaje más elevado de níquel, del orden del 3%, lo que les confiere una mayor resistencia a la corrosión en ambiente marino. De esta manera, se obtienen los aceros de resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, BHS 500 W y BHS 700 W, cuyas características de límite elástico, resistencia a tracción y resistencia a impacto a 0°C se indican en la tabla 9.

**Tabla 9.** Aceros japoneses de resistencia mejorada a la corrosión

Acero	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	CVN (J)
BHS 500 W	500	600	100
BHS 700 W	700	800	100

En cuanto a Europa, el Eurocódigo 3. *Proyecto de estructuras de acero*, tanto en su Parte 1 (*Reglas generales y reglas para edificación*) como en su Parte 2 (*Puentes de acero*) se refiere a aceros de límite elástico entre 235 y 460 MPa, es decir, el mismo rango de valores que contempla la Instrucción española EAE.

Sin embargo, las nuevas Normas Europeas EN 1993-1-12:2007 y EN 1993-1-12:2007/AC: 2009, transcritas a normativa UNE a través de la UNE-EN 1993-1-12:2007, de marzo de 2010, incluyen reglas adicionales para la aplicación del Eurocódigo 3 a aceros de grado S700.

Los aceros considerados, tanto en perfiles como en productos planos laminados en caliente, son los siguientes:

- Aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido, según EN10225-6: S 500-550-620-690/Q/QL/QL1.
- Aceros laminados termomecánicamente, según EN 1049-2: S500-550-600-650-700 MC.

La UNE EN 1993-1-12: 2007 contiene, por tanto, especificaciones relativas a aceros de alto límite elástico hasta 700 MPa, fabricados en condición de templado y revenido o mediante tratamiento termomecánico. Las reglas que incluye inciden especialmente en las uniones, las condiciones de las soldaduras y el máximo espesor permitido de los elementos de acero.

La utilización de aceros de muy alta resistencia debe hacer frente a los requisitos de resistencia mecánica, deformabilidad (rigidez) de la estructura, resistencia a fatiga, soldabilidad, etc. Los requisitos de rigidez pueden ser determinantes en algunos casos. Donde no lo son, como es el caso de los puentes militares, la resistencia muy elevada, que conduce a estructuras de menor peso, puede ser utilizada con toda su potencialidad. Por ello, en Suecia se ha construido un puente militar (Fast Bridge 48 Military Bridge), con una luz variable entre 32 y 48 m (aunque el diseño puede ser extrapolado hasta 200 m), constituido por dos celosías, empleando en el tablero acero de límite elástico 1.100 MPa, y acero convencional de límite elástico 460 MPa, en las diagonales de la celosía, figura 11 (Gogou, E. (2012).



**Figura 11.** El puente militar Fast Bridge 48, con aceros de 460 Y 1.100 MPa.

En definitiva, en la actualidad, tanto en lo relativo a fabricación y desarrollo de aceros estructurales, como de normalización y reglamentación técnica y, finalmente, de realizaciones, existen, tanto en Europa como en Japón y, en menor medida, en Estados Unidos, aceros de alto límite elástico, con valores que alcanzan los 700 MPa (Eurocódigo 3, parte 1-12) en Europa, y los 690-830 MPa en Japón. En este último país, el acero de alto límite elástico BH S 700 W permite compatibilizar la alta resistencia mecánica ( $f_y = 700$  MPa) con una resistencia mejorada a la corrosión, particularmente en atmósfera marina. Todos estos aceros tienen una composición química y proceso de fabricación (mediante templado y revenido o mediante proceso

**Tabla 10.** Composición y características de tracción de aceros de pretensado japoneses

Acero	C	Si	Mn	Cr	Ø mm)	fR(MPa)	fy(MPa)	fy/fR	ε <sub>u</sub> (%)
98 ASiCr	0'98	1'20	0'30	0'19	11'0	2.383	2.233	0'938	7'0
SWRS82B	0'81	0'22	0'74		10'5	1.913	1.775	0'927	8'0

termomecánicamente controlado) muy cuidados, lo que resulta en una microestructura de grano fino muy homogénea.

#### 4.5. Acero para armaduras activas y pasivas

También en estos tipos de aceros, los avances más prometedores proceden de la industria japonesa. En este país, se ha desarrollado el acero 98 ASiCr, con procedimientos de fabricación y microestructura perlítica semejantes a los aceros de pretensado habituales, pero con una resistencia más alta, de 2.300 MPa. Este acero tiene una relajación y una resistencia a fatiga, en cordones de 7 alambres, similares a los aceros convencionales de pretensado. En la tabla 10 se compara la composición química de este acero con la de un acero convencional japonés SWRS82B, de 1.913 MPa de resistencia a tracción.

En la misma tabla se incluyen, tomados, como los de composición química, de (Tarui, T.; Yoshie, A.; Asano, Y., et al. (1999)), las características de tracción de cordones de 7 alambres de ambos tipos de acero, que muestran que el nuevo acero 98 ASiCr supone un incremento de 470 MPa (es decir, un 25%) de resistencia a tracción, frente a los cordones del acero convencional de referencia.

#### 4.6. Acero inoxidable

Una alternativa adicional para los aceros estructurales, que puede ser de interés en zonas concretas de puentes de muy grandes luces, es la constituida por los aceros estructurales inoxidables. Así, en el puente de Stonecutters, en Hong Kong, la parte más elevada de las pilas se ha construido con una superficie de acero inoxidable, al objeto de minimizar el mantenimiento del exterior de esas zonas (eliminando de este modo el repintado periódico del acero, y las restricciones al tráfico durante las actividades de mantenimiento) y también por razones estéticas.

Los aceros inoxidables contienen siempre cromo (porcentaje mínimo del 10,5%) y otros elementos aleantes, siendo los más comunes el níquel y el molibdeno. El cromo tiene una gran afinidad por el oxígeno y forma con él una película pasivante que evita la corrosión del hierro. Sin embargo, esta película puede ser afectada por algunos ácidos, provocando corrosión por picaduras o por mecanismos de carácter intergranular. Por ello, la elección del tipo de acero inoxidable debe tener en cuenta las condiciones ambientales específicas. Así, los aceros inoxidables que se utilicen en ambientes, como los marinos, con presencia importante de cloruros, deben contener un porcentaje suficiente de molibdeno, que mejore la resistencia al ataque por cloruros.

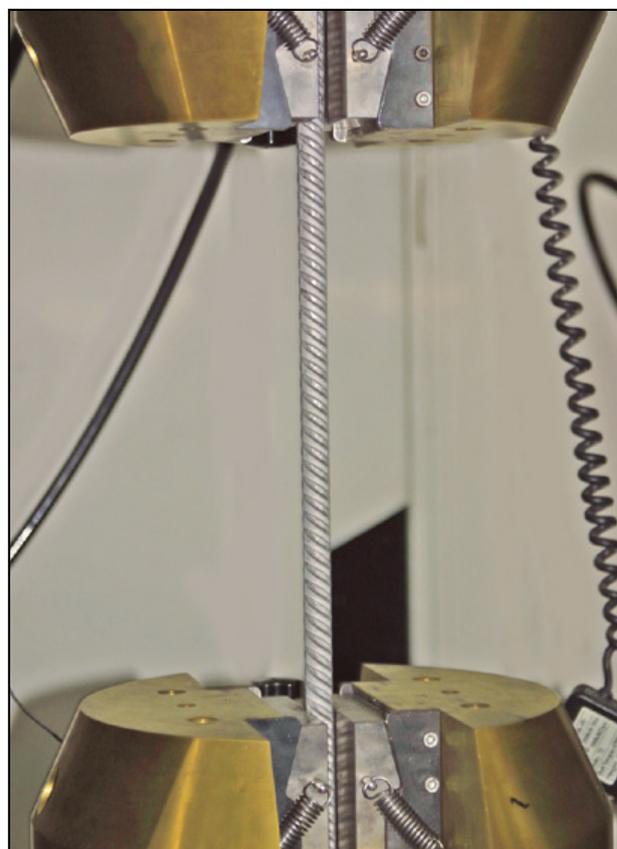
Los aceros inoxidables pueden ser de tipo ferrítico (aceros con elevado porcentaje de carbono, y con única aleación de cromo, con límite elástico entre 210 y 280 MPa), austenítico (aceros al cromo-níquel, con más de un 7% de níquel, con límite elástico entre 175 y 350 MPa) y, los de mayor nivel resistente, de tipo austenítico-ferrítico (aceros con una

elevada resistencia mecánica, resistencia al desgaste y muy buena resistencia a la corrosión bajo tensión, lo que les hace ser los más empleados en aplicaciones estructurales; tienen un límite elástico entre 400 y 480 MPa). La tabla 11 recoge los aceros austenítico-ferríticos normalizados en la serie de Normas EN 10088 y contemplados en la parte 1-4: *Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables*, del Eurocódigo 3 (UNE-EN 1993-1-4).

**Tabla 11.** Aceros estructurales austenítico-ferríticos inoxidables.

Grado	Chapa laminada en caliente (t≤75 mm)		Barras, alambres y perfiles (t≤250 mm)	
	fy (MPa)	fu (MPa)	fy (MPa)	fu (MPa)
1.4362	400	630	400 (para t≤ 160 mm))	600
1.4462	460	640	450	650

En la utilización en construcción, debe tenerse en cuenta que los aceros inoxidables empleados en aplicaciones estructurales tienen una curva tensión-deformación sin límite elástico definido ni escalón de cedencia, mostrando un elevado endurecimiento por deformación y una gran ductilidad y resistencia al impacto, consecuencia de su muy elevada energía absorbida hasta rotura.

**Figura 12.** Ensayo de tracción de armadura de acero inoxidable 1.4362, realizado en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX.

Los aceros inoxidable pueden emplearse también como armaduras para hormigón, tanto en forma de barras corrugadas como de alambres corrugados. Su empleo en zonas de importante agresividad ambiental reduce o elimina los problemas de corrosión y mantenimiento. Sin embargo, el mayor coste del acero inoxidable limita en la práctica su empleo a zonas concretas de estructuras muy expuestas.

En el caso de ambiente marino, los aceros inoxidables recomendables son:

- En ambiente marino sin hielo: Acero inoxidable 1.4362
- En ambiente marino con hielo: Acero inoxidable tipo 1.4429 ó tipo 1.4462.

En ambos casos, tanto en elementos sometidos a atmósfera marina como en elementos parcialmente sumergidos en agua de mar o en la zona de salpicaduras.

El Eurocódigo 2 permite, en el caso de empleo de armaduras de acero inoxidable, reducir el recubrimiento mínimo de hormigón, siendo la reducción de 10 mm en el caso de elementos sumergidos permanentemente y de 5 mm en el caso de elementos en atmósfera marina, fabricados con cemento adecuado, y debiendo, en el caso de elementos en zona de salpicaduras, obtenerse la reducción de recubrimiento mediante un estudio especial.

Entre los puentes en los que se han empleado armaduras de acero inoxidable, debe destacarse el puente de Stonecutters, en Hong Kong, antes citado, en cuyas pilas, armadas con varias capas de barras de 50 mm de diámetro, la capa exterior se realizó en acero inoxidable, mientras el resto de capas se ejecutaron con acero convencional. Esta disposición minimiza el impacto económico del empleo de armaduras inoxidables, que se reduce a un incremento entre el 1% y el 3% del coste total de la estructura.

Otros puentes en los que se han empleado armaduras de acero inoxidable incluyen el puente de Sitra, en Bahrein, para una vida útil de 120 años, el puente sobre el río Colorado, en Montana, Estados Unidos, el puente TH 61 Hastings, en Minnesota, Estados Unidos, y la rehabilitación del puente Eiffel, en Viana do Castelo, Portugal. En todos ellos se utilizó acero inoxidable tipo 1.4362 o 1.4462, es decir, aceros dúplex austenítico-ferríticos. En Norteamérica (Estados Unidos y Canadá) hay una clara tendencia al empleo creciente de armaduras de acero inoxidable en grandes infraestructuras de transporte en ambientes marinos y corrosivos, como muestra el empleo de un volumen importante de acero inoxidable en el North East Anthony Henday Drive Project, en Alberta (Canadá), un tramo de autopista de 27 Km con numerosos puentes y pasos elevados, cuya construcción finalizará en 2016.

## 5. CONCLUSIONES

El Anteproyecto Primario de la solución puente sobre el trazado de 28 km para el Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar (APP-28) consideró un hormigón de 70 MPa de resistencia característica a compresión en pilas, nivel de resistencia que en 1995 se encontraba en la vanguardia del desarrollo tecnológico y de las realizaciones prácticas. Los demás materiales estructurales empleados (acero

estructural, acero de armar y pretensar, acero en cables de sustentación y péndolas) se hallaban también en el nivel más elevado de la tecnología disponible en esa fecha.

El desarrollo (tanto experimental, como tecnológico y reglamentario) del hormigón de alta resistencia permite disponer en la actualidad de hormigones contrastados y normalizados de hasta 120 MPa de resistencia característica a compresión, doblando prácticamente el nivel de resistencia previsto en el APP-28.

La tecnología actual se ha adentrado en el nivel de la ultrarresistencia del hormigón (100-200 MPa), con prometedoras realizaciones prácticas. La tecnología necesaria para estos hormigones (dosificación muy cuidada, aditivos y adiciones especiales, árido de tamaño máximo reducido, curado mediante tratamiento térmico) constituye una inteligente extrapolación de la tecnología ya ampliamente utilizada y probada en los hormigones de alta resistencia, lo que corrobora su potencialidad de futuro.

La tecnología de cables compactos de cordones paralelos de acero, envueltos y protegidos por una vaina extrusionada de material polimérico, mejora, si bien no de manera dramática, las prestaciones de los cables de sustentación de puentes, aportando menores efectos dinámicos inducidos por el viento y mayor durabilidad.

El desarrollo de aceros estructurales de alta resistencia específicos para puentes, especialmente en Japón, permite disponer en la actualidad de aceros de límite elástico de hasta 830 MPa, lo que supone un incremento del 80%, respecto al acero de 460 MPa previsto en el APP-28. Se han desarrollado también, orientados a estructuras especiales como los puentes de grandes luces, aceros de alta resistencia mecánica (500, 700 MPa) con resistencia mejorada a la corrosión, en especial en ambiente marino, lo que les confiere un especial interés en orden al mantenimiento, en puentes como el proyecto del Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar.

Una tecnología desarrollada, pero con un número de realizaciones aún reducido en Europa, es el empleo de aceros inoxidables en forma tanto de chapa laminada en caliente, como de perfiles, barras y alambres. De entre los diferentes tipos de microestructura, los aceros inoxidables austenítico-ferríticos, con un límite elástico entre 400 y 480 MPa, muy buena resistencia a la corrosión bajo tensión, y composición química que incluye, entre otros, porcentajes importantes de cromo, níquel y molibdeno, son de especial interés para aplicaciones estructurales.

El análisis de las realizaciones prácticas muestra que, en las estructuras de mayor responsabilidad estructural, y en especial en los puentes de muy grandes luces, existe una tendencia creciente a optimizar el empleo de materiales estructurales, utilizando en el mismo elemento estructural materiales de distinto nivel resistente o de durabilidad diferente, para hacer frente a la diversidad de requerimientos. Así en la celosía del tablero del puente de Akashi-Kaikyo se utilizaron tramos sucesivos con muy distinto nivel de resistencia mecánica, y en el puente de Stonecutters, en Hong Kong, se empleó acero estructural inoxidable en la cima de las pilas, de difícil accesibilidad y mantenimiento, barras de acero inoxidable en la capa exterior de las pilas, zona fuertemente sometida al ataque de la corrosión, y acero convencional – no inoxidable – en el resto del puente. Esta especialización de los materiales es un punto de creciente interés estructural.

En un horizonte más lejano, aparecen otros materiales estructurales de posible aplicación en puentes de muy grandes luces, actualmente en fase de investigación o desarrollo, o con sólo alguna realización de carácter experimental, muy lejos aún de un nivel de desarrollo y experiencia que los hagan de aplicación potencial en el Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar, como es el caso, por ejemplo, de los cables de polímero reforzado con fibra de carbono, o de los cables ultrarresistentes conformados a partir de la tecnología de nanotubos de carbono.

## 6. BIBLIOGRAFÍA

Aziznamini, A., Ooyen, K. v., Jabar, F. y Fallaha, S. (2003). High Performance Steel Bridges: Evolution in Nebraska. *TRB Annual Meeting*. Enero, 2003. Washington.

Behloul, M. y Lee, K.C. (2002). *Innovative Footbridge in Seoul Seonyu Footbridge. Proceedings of the First fib Congress 2002*. Osaka, Japan, vol.2.

Brühwiler, E. y Denarié, E. (2013). Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. *Structural Engineering International* 4/2013. IABSE.

CEB-FIP. Joint CEB-FIP Working Group on High Strength/High Performance Concrete. (1994): *Application of High Performance Concrete*. CEB Bulletin N°22. Lausanne.

Concrete Bridge Development Group (2005). High Strength Concrete in Bridge Construction. A state-of-the-art report. *Technical Guide* N°6. Concrete Bridge Development Group.

COWIconsult; Carlos Fernández Casado S.L. (1995). *Avant-Projet Primaire de la solution Pont 28 pour la liaison fixe du détroit de Gibraltar*. SECEG S.A.; SNED. Septiembre, 1995.

Dubina, D. (2008). *Performance and benefits of using high strength steels*. *ECCS Annual Meeting*. Aalesund. Septiembre, 2008.

Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T. y Fröhlich, S. (2014). *Ultra-High Performance Concrete UHPC. Fundamentals-Design-Examples*. Betonkalender. Ernst & Sohn. Berlín.

fib (2013). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete (fib). Ernst & Sohn. Berlín.

Galligo, J.M. y Alaejos, M<sup>a</sup>.P. (1990). *Hormigón de alta resistencia. Estado actual de conocimientos*. Monografía M-19. CEDEX. Madrid.

Gogou, E. (2012). *Use of High Strength Steel Grades for Economical Bridge Design*. Master thesis study. Delft University of Technology. Abril, 2012.

Lebon, J.D. y Maillat, V. (2013). *Le Pont à haubans de Russki à Vladivostok. Travaux*, N° 896. Abril-Mayo, 2013.

Makita, T. y Brühwiler, E. (2014). Tensile fatigue behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). *Materials and Structures*, vol. 47 (2014).

Ozyildirim, C. y Moruza, G.M. (2014). *Redefining High-Performance Concrete*. *Concrete International*. Octubre, 2014.

Petel, A., Picard, L., Imberty, F. y Raoul, J. (2008). *Design of composite bridges with high strength steels and ultra-high performance fiber reinforced concrete*. *Eurosteel 2008*, Graz, Septiembre 2008.

Rossi, P., Charron, J.P., Bastien-Masse, M., Tailhan, J.L., Le Maou, F. y Ramanich, S. (2014). Tensile basic creep versus compressive basic creep at early ages: comparison between normal strength concrete and a very high strength fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, vol.47 (2014).

Tarui, T., Yoshie, A., Asano, Y., Takahashi, T. et al. (1999). Wire Rod for 2,000 MPa Galvanized Wire and 2,300 MPa PC Strand. *Nippon Steel Technical Report N° 80*. Julio, 1999.

Tashiro, H., Tarui, T., Sasaki, S. et al. (1999). Ultra High Strength Steel Cord. *Nippon Steel Technical Report, No.80*. Julio, 1999.

Valum, R., Polkonsult, A.S., Nilsskog, J.E. y Anlegg, A.S. (1999). Production and Quality Control of High Performance Lightweight Concrete for the Raftsundet Bridge. *Fifth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, Sandefjord, Norway, June 1999. vol.2.

Xiang Haifan y Ge Yaojun. (2007). *State-of-the-art of longspan bridge engineering in China*. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. Octubre, 2007.

## 7. AGRADECIMIENTOS

El autor agradece al Programa Operativo de Cooperación Transfronteriza España-Fronteras Exteriores, POC-TEFEX, de la Comisión Europea (Fondos FEDER) la financiación del proyecto TTIGEM, en cuyos trabajos se enmarca este artículo. Igualmente, agradece al personal de SECEGSA, entidad que junto al CEDEX ha desarrollado el proyecto TTIGEM, su estrecha colaboración y aporte de información para la realización del trabajo presentado en este artículo.



## **Reacción álcali sílice en el hormigón con áridos de reacción rápida. Estudio Experimental.**

Autores: Víctor D. Lanza Fernández y María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-118

SBN: 978-84-7790-544-8

Año: 2013

PVP: 25€

La detección de áridos reactivos con los álcalis del hormigón es fundamental para poder evitar que en el futuro aparezca esta patología, con lo que conlleva en gastos de mantenimiento y reparación para las estructuras. Este estudio experimental se ha realizado con el objetivo final de diseñar una metodología completa para el estudio de áridos españoles de reacción rápida.

Así, partiendo de áridos cuya reactividad es conocida por haber sido extraídos de obras afectadas por la reacción álcali sílice, se han evaluado diferentes ensayos normalizados existentes en la normativa española o internacional: ensayo acelerado de probetas de mortero, ensayo químico, ensayo químico-cinético, y Gel-Pat. Además, se

estudia la aplicación de dos técnicas diferentes para la identificación y cuantificación de componentes reactivos: la difracción de rayos X (no normalizada) y el estudio petrográfico (sin norma que lo desarrolle en España). Finalmente se ha definido un nuevo ensayo que, de una forma fácil y rápida, sea capaz de detectar áridos potencialmente reactivos, diferenciando a los rápidos y los lentos, e ino cuos: el Gal Pat modificado. Los resultados obtenidos han sido válidos para definir una metodología completa de estudio de áridos reactivos, corroborada con la casuística real española.



## **Reacción álcali sílice en el hormigón con áridos de reacción rápida. Estado del arte.**

Autores: Víctor D. Lanza, Fernández y María del Pilar Alaejos Gutiérrez

Serie Monografías: M-119

ISBN: 978-84-7790-538-7

Año: 2013

PVP: 25€

En España es conocido el daño que la reacción álcali sílice (RAS) ha producido en distintas estructuras, daño que conlleva un elevado coste de conservación de las construcciones con esta patología. Para evitar el desarrollo de la RAS en futuras obras de hormigón, es necesario disponer de una metodología que permita, con seguridad y de forma fácil y rápida, diferenciar áridos reactivos e ino cuos. En este libro se recoge el estado actual del conocimiento sobre la detección de áridos reactivos, profundizando en las siguientes cuestiones necesarias para poder caracterizar a los áridos españoles:

- Fundamento de la reacción álcali sílice y factores que intervienen
- Áridos reactivos, analizando los componentes reactivos existentes y en que áridos han sido identificados
- Técnicas para la detección de áridos reactivos y sus limitaciones
- Metodologías para el estudio de la reactividad de los áridos: normativa existente y evolución
- Álcalis disponibles en el hormigón para el desarrollo de la reacción álcali sílice