

PUENTES DE FERROCARRIL. BASES DE PROYECTO, CONCEPCIÓN Y POSIBILIDADES TIPOLÓGICAS

RAILWAY BRIDGES. DESIGN BASIS, CONCEPTS AND POSSIBILITIES

HUGO CORRES PEIRETTI. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

JOSÉ ROMO MARTÍN. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ALEJANDRO PÉREZ CALDENTEY. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. mtap@fhacor.es

RESUMEN: El sector ferroviario ha experimentado un impulso considerable en las últimas décadas de la mano de las líneas de alta velocidad. La necesidad de construir nuevas líneas ha servido de motor a la innovación tecnológica y a la normativa en el ámbito de los puentes de ferrocarril. Las soluciones empleadas en estos puentes deben tener en cuenta las peculiaridades que imponen la presencia de cargas más importantes y los rigurosos requisitos funcionales por el tráfico de alta velocidad. Para luces normales, entre 20 y 70 m las soluciones con dinteles de canto constante postesados resultan las más empleadas, aunque en los países de nuestro entorno se usan también soluciones mixtas. Sin embargo, un aspecto notable a la hora de concebir la estructura es sin duda la configuración longitudinal de la estructura y la forma de transmitir las cargas horizontales a la cimentación cuya problemática se presenta en éste artículo.

PALABRAS CLAVE: VIADUCTOS, FERROCARRIL, CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL, TIPOLOGÍA

ABSTRACT: The railway sector has undergone considerable change over recent decades as a result of high speed rail lines. The need to build new railway lines has served as the driving force behind technological innovation and the new codes regarding railway bridges. The solutions employed in these bridges have to take account of the presence of greater loading and comply with the strict functional requirements demanded of high speed traffic. Under normal spans of between 20 and 70 m, post-stressed constant depth beam solutions tend to be more commonly employed though composite solutions are also very much to the fore in other European countries. However, one important aspect when conceiving the original structure is undoubtedly the longitudinal arrangement of the structure and the method of transferring horizontal loads to the foundations and this particular problem is the subject of study in the present article.

KEYWORDS: VIADUCTS, RAILWAY, STRUCTURAL CONCEPT, DESIGN

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo en toda Europa y en Asia de líneas de trenes de alta velocidad ha tenido también un fuerte impacto en España. Después de la construcción de la primera línea Madrid-Sevilla, con ocasión de la Exposición Universal de 1992, parecía detectarse un cambio de tendencia a la baja de la Alta Velocidad a Velocidad Alta. Sin embargo, en los últimos años, se ha confirmado una actividad frenética en el campo de la alta velocidad, con el proyecto y la construcción primero de la línea Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, luego la Córdoba-Málaga y, recientemente, otros muchos proyectos y el inicio de la construcción de otros tramos. Existe asimismo un plan de inversiones muy ambicioso hasta 2010, cuya idea parece que es la de dotar a España de una amplia red de infraestructura ferrovia-

ria que permita la circulación de trenes a una velocidad de hasta 350 km/h.

La tecnología vinculada a la Alta Velocidad ha evolucionado mucho en los distintos campos involucrados (material móvil, equipamiento de vía, etc.) desde la construcción de la primera línea española Madrid-Sevilla. Sólo para poner un ejemplo de tal evolución, debe pensarse que la velocidad de proyecto de la línea Madrid-Sevilla fue de 250 km/h y las líneas actualmente en proyecto o construcción se están planteando para velocidades máximas de 350 km/h.

Este estado de cosas ha supuesto, y está suponiendo, un gigantesco impulso en la construcción de puentes de ferrocarril, semejante al que supuso la inversión en la red de carreteras en las décadas pasadas. Al calor de esta situación ha sido necesario abrir un debate, a punto de concluir, para la redacción de una nueva Instrucción sobre las Acciones a

Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril [1], que sustituya la antigua de 1975 [2].

Para hacer frente a estos retos, ha sido necesario actualizar los criterios tipológicos de los nuevos puentes proyectados, de forma que satisficieran las exigencias planteadas para estas estructuras, aprovechando las nuevas posibilidades tecnológicas disponibles.

Desde los puentes isostáticos o hiperestáticos de pequeña longitud propuestos para la línea Madrid-Sevilla, a los viaductos de más de 1.000 m de longitud en las líneas más recientemente proyectadas, media la evolución que se ha producido en estos diez años, en los que se ha podido medir el comportamiento de los primeros puentes isostáticos y de los aparatos de dilatación utilizados en esa línea; se ha podido evaluar la influencia de los resultados; se ha producido un gran desarrollo de nuevos aparatos de dilatación; se han adaptado las tipologías a las nuevas circunstancias, etc. Ha sido, sin duda, la convergencia de distintos factores, que se han relacionado abiertamente, la que ha permitido un diálogo fecundo que ha dado como resultado la evolución que ahora se presencia.

Indiscutiblemente, queda un largo camino por recorrer, especialmente dando oportunidades a tipologías y materiales que se han utilizado ampliamente en carreteras y que han sido inexplicablemente relegados en el proyecto de puentes de ferrocarril: las estructuras mixtas. Quedan por resolver, naturalmente, problemas menos tradicionales que seguramente darán lugar a propuestas ingeniosas e innovadoras, como siempre ha ocurrido, a lo largo de la historia de la ingeniería estructural española.

Ha sido también necesaria una revisión de los procesos de construcción y una adecuación a las particularidades de este tipo de puentes. Como siempre, las ideas se trasvasan de unos campos a otros, pero ha habido que adaptar procedimientos utilizados frecuentemente en puentes de carreteras (técnicas de empuje, cimbras autolanzables, etc., por ejemplo) a las nuevas circunstancias que imponen los puentes de ferrocarril, de mucho mayor peso.

En este trabajo se presenta una revisión de las condiciones actuales del proyecto de puentes de ferrocarril. Se analizan, en primer lugar, la características especiales y la evolución de las bases de proyecto, a partir de las exigencias establecidas en el Borrador de Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril y del borrador de nuevo Eurocódigo [3]. Se analizan, seguidamente, distintos aspectos tipológicos de los puentes de ferrocarril, teniendo en cuenta especialmente las nuevas propuestas que actualmente se están llevando a cabo. Por último, se plantean algunas reflexiones sobre distintos aspectos que aún plantean polémica o que requieren soluciones no exploradas. En 1999, Javier Manterola y su equipo publicaron un artículo sobre el mismo tema [4], cuyo contenido, con las actualizaciones necesarias después

de los tres años transcurridos, ha servido de referencia a este trabajo.

2. BASES DE PROYECTO

MARCO NORMATIVO

Como ya se ha dicho en la Introducción, durante los últimos años se ha realizado un gran esfuerzo de puesta a día de la normativa relativa a este tipo de estructuras. Hay que poner de manifiesto que este esfuerzo ha sido en gran parte coordinado, fundamentalmente, porque las personas que han intervenido han sido más o menos siempre las mismas, y ello se ha reflejado en los resultados obtenidos.

Se ha seguido el criterio de establecer, separadamente y sin solapes que puedan hacer incurrir en contradicciones, las acciones, por un lado, y los requerimientos relativos a los materiales, por el otro.

En cuanto a las acciones, se ha iniciado la elaboración, a punto de concluir, de una revisión de la IAPF que ha dado lugar a un excelente documento sobre las acciones a considerar en puentes de ferrocarril. Este documento es similar en su organización y criterios a la IAP [5] con lo que, en el tema de puentes, se puede decir que después de la aprobación definitiva de la nueva versión de la IAPF se dispondrá de una definición completa y moderna de las acciones a considerar en puentes.

En cuanto a la normativa relativa a materiales, la Instrucción EHE [6] constituye un documento moderno y compatible con los de acciones anteriormente citados. La citada Instrucción incluye aspectos específicos para puentes de ferrocarril, como los Estados Límite de Fatiga y Vibraciones.

Pasados ya casi cuatro años desde su aprobación, se ha iniciado un proceso de revisión de la Instrucción EHE en el se ampliará su contenido en distintos capítulos para dar un tratamiento más específico a los problemas relativos a puentes.

En relación con los puentes, en general, y los de ferrocarril, en particular, parece importante realizar una adecuación de algunos Estados Límite, como el de fatiga (para recoger la evolución del conocimiento de estos últimos años), el de inestabilidad (que trate específicamente el caso de las pilas altas de puentes, cuya especial problemática sólo se trata de forma muy general en la versión actual), el de deformaciones (tan importante en los puentes de las líneas de alta velocidad y que no recoge la versión actual para el caso de puentes).

También parece muy importante el tratamiento de casos específicos de Elementos Estructurales de Puentes. La Instrucción EHE recoge los mismos elementos estructurales que las antiguas EH-91 [7] y EP-93 [8], aunque de forma

actualizada, pero sigue sin analizar con el detalle debido el caso de los muchos elementos estructurales que se presentan en puentes.

Por último, en la Instrucción EHE se establece, como ya hacían sus predecesoras, los coeficientes de mayoración de acciones en función del control de calidad de la ejecución. Paralelamente, las normas de acciones en puentes, la IAP o el Borrador de la IAPF, exigen un control de ejecución intenso, por lo que abogan por la utilización de los coeficientes más bajos de todos los propuestos.

Este planteamiento es perfectamente coherente con la importancia de este tipo de obras, que requieren un control acorde de la ejecución, y con la idea de conseguir unas condiciones de fiabilidad más uniformes e independientes del material utilizado para la construcción del puente. Sin embargo, la realidad de la construcción no parece poner de manifiesto que el control de ejecución sea muy distinto al que se hacía antes de que existiesen estas disposiciones normativas, lo que puede requerir un planteamiento más estricto y renovado por parte de la Instrucción EHE.

En relación con la normativa relativa a otros materiales, acero o mixtas, debe decirse que las RPM y RPX, aunque son recomendaciones y están inicialmente promovidas desde la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, constituyen dos documentos de referencia muy válidos para puentes de ferrocarril. Quizás sea oportuno sugerir el interés que podría tener una revisión de ambos documentos para permitir una puesta al día, ya que han pasado más de siete años desde su publicación, e incluir los puentes de ferrocarril en su contenido.

ACCIONES ESPECÍFICAS DEBIDAS A LAS SOBRECARGAS DE USO EN PUENTES DE FERROCARRIL

El borrador de la nueva IAPF establece que las cargas a emplear para el proyecto de puentes de ferrocarril estarán constituidas por un conjunto de cargas verticales, longitudinales y transversales, y los efectos dinámicos correspondientes.

Las cargas verticales a considerar, debidas al tráfico ferroviario, son muy importantes, del orden de 3 ó 4 veces mayores que las correspondientes a las cargas de tráfico en puentes de carretera. En relación con esta cuestión se ha generado un largo debate y, finalmente, se ha adoptado el tren de cargas UIC 71 [9] modificado por un coeficiente de clasificación (γ , con valores de 1,21 para vía de ancho RENFE e internacional y 0,91 para vía métrica. Este coeficiente, en realidad, eleva el valor de la carga vertical del esquema de carga UIC 71 hasta alcanzar los mismos valores que establece la IAPF en vigor.

Esta solución permite que los puentes nuevos tengan, desde este punto de vista, la misma capacidad resistente

El borrador de la nueva IAPF hace un planteamiento muy detallado de los efectos dinámicos de las cargas de uso, especialmente para velocidades altas

que los proyectados desde 1975 hasta ahora y que, consecuentemente, dispongan de la misma capacidad de carga en toda la red. El Borrador, tal como está redactado, permite, asimismo, a las administraciones la posibilidad de proyectar ciertas líneas con cargas diferentes, inferiores, compatibles con las que posiblemente se utilicen en otros países de Europa, pero incompatibles con las del resto de la red española.

La solución adoptada tiene, sin duda, muchas ventajas, aunque puede ser interesante explicar otros argumentos que han surgido en el debate. Tal como se ha dicho, se abre la puerta para que la Administración pueda establecer excepciones, pero no se dan indicaciones acerca de cuándo esta situación es posible o necesaria.

Uno de los argumentos planteados es que los trenes de alta velocidad suponen cargas muy inferiores a las planteadas en la Instrucción, lo que permitiría, para líneas exclusivamente proyectadas para este fin, la realización de un estudio particularizado que permitiera definir unas cargas específicas y más bajas.

El borrador de la nueva IAPF hace un planteamiento muy detallado de los efectos dinámicos de las cargas de uso, especialmente para velocidades altas.

Las solicitaciones y deformaciones reales en un puente debidas al tráfico ferroviario son de naturaleza dinámica. Sus valores pueden resultar considerablemente mayores que los que se obtendrían de consideraciones estáticas.

El comportamiento dinámico está determinado por distintos factores:

- La naturaleza móvil de las cargas de los ejes, que produce una ampliación dinámica.
- La aplicación repetida de cargas con frecuencias cuyos múltiplos pueden coincidir con las propias de la estructura, situación que puede producir resonancia.
- Las irregularidades de la vía, del carril o de las ruedas.

Se establecen distintos procedimientos para tener en cuenta el efecto dinámico.

Para velocidades menores o iguales a 220 km/h, se propone utilizar un coeficiente de impacto general, siempre que la estructura esté en un rango de frecuencias establecido.

Para velocidades mayores que 220 km/h, se debe determinar un coeficiente de impacto real, a partir de un cálculo dinámico específico utilizando trenes reales. Además, debe comprobarse que las aceleraciones estimadas no son mayores que 0,30 g para puentes con vías sobre

balasto y 0,50 g para otros casos. Por último, estos puentes también deben cumplir con las exigencias de los puentes para velocidades menores que 220 km/h.

Las altas velocidades han impuesto un control sobre el comportamiento dinámico muy superior al que se ejercía anteriormente.

En cuanto a las cargas horizontales de frenado, arranque, centrífuga y efecto lazo, se han adoptado los valores propuestos por la UIC y el Eurocódigo.

Las fuerzas de arranque y frenado condicionan muchos aspectos de este tipo de puentes. En este sentido hay consenso en los criterios adoptados.

En relación con las fuerzas centrífugas, el problema aún no está completamente claro. La magnitud de la fuerza centrífuga, para puentes curvos, es función de la velocidad y de la masa de la carga móvil. Cuanto mayor es la velocidad, menores son las cargas, por lo que parece necesario establecer criterios de definición de esta carga que reflejen esta realidad. Ha habido diferentes formulaciones y debe llegarse a una presentación realista para evitar una estimación excesivamente desfavorable de esta acción.

Por último, existe otra situación específica de este tipo de estructuras que es la interacción carril-balasto-estructura. Las acciones longitudinales que se aplican sobre los carriles (aceleración, arranque o frenado) y las diferencias de deformación entre carriles y tablero (temperatura, fluencia y retracción, etc.) producen transferencias de cargas entre carriles y tablero a través de las fijaciones de la vía o, en su caso, del balasto. Estas transferencias influyen sobre el tablero, los apoyos y sobre el propio carril.

El borrador de la nueva IAPF establece unos criterios para el análisis de esta interacción, proponiendo un modelo de comportamiento entre la vía y el balasto que se representa mediante una fuerza de rozamiento constante y de sentido contrario al movimiento relativo vía-tablero, definida con una función bilineal. También establece unos criterios de sobretensión máximos para los carriles debidos a este fenómeno. Este aspecto tiene una gran importancia en el proyecto de este tipo de estructuras porque determina la longitud máxima de los tableros sin juntas de dilatación.

En relación con las cargas accidentales a considerar en este tipo de puentes, el Borrador de la nueva IAPF presenta mucha e importante información. Por un lado, identifica como sollicitación de proyecto la accidental, dándole un tratamiento de fiabilidad adecuado. Por otro lado, define una serie de cargas accidentales propias de este tipo de puentes: descarrilamiento de vehículos ferroviarios, impactos de vehículos de carretera, impactos de trenes sobre apoyos de puentes ferroviarios, sobre vías e impacto de embarcaciones. Estos aspectos constituyen una novedad y son nuevos condicionantes en el proyecto de puentes ferroviarios.

OTRAS ACCIONES NO ESPECÍFICAS DE PUENTES DE FERROCARRIL

Existe un conjunto de acciones que no son específicas de puentes de ferrocarril, aunque este tipo de estructuras introduce algunas particularidades, y que el Borrador de la nueva IAPF ha tratado con los mismos criterios que la IAP.

Dentro de este grupo de acciones están las acciones debidas al viento, con pequeñas singularidades debidas a la altura de los trenes que condicionan la definición de la altura a la que hay que aplicar esta sobrecarga, a la temperatura, que en este caso tiene que tener en cuenta la singularidad que supone tener sobre el tablero el balasto, la nieve, etc.

El sismo requiere un análisis especial. La situación normativa actual en relación con esta cuestión es que existe, por un lado, la NCSE, que define aspectos generales y de edificación, y la IAP que ha adaptado el contenido de la NCSE, manteniendo los principios básicos.

El conocimiento en este campo ha evolucionado enormemente, principalmente después de los terremotos ocurridos en las últimas décadas [10] [11] [12] [13] [14] [15], existiendo, hoy por hoy, renovados conceptos que ponen de manifiesto la necesidad de una revisión a fondo de la normativa existente.

Es necesario que se actualice y divulgue entre la comunidad técnica el análisis de riesgo sísmico para el país. Esta información permitirá revisar, con una perspectiva renovada y actualizada, este aspecto, y permitirá sensibilizar a la comunidad técnica sobre la necesidad de resolver de forma eficiente el problema de las estructuras en zonas de mayor riesgo sísmico.

La definición de la acción sísmica debe también ser revisada. En relación con este tema, no tan local como el anterior, existe una abrumadora cantidad de información que contradice el espectro de respuesta que propone la Norma actualmente vigente.

El borrador del nuevo Eurocódigo 8 presenta un espectro que recoge la "digestión" de la última información disponible y que es muy diferente al de la NCSE. En particular, para el rango de frecuencias que normalmente presentan los puentes de ferrocarril, se puede observar fácilmente que el espectro actualmente en uso es innecesariamente conservador.

Otro aspecto muy importante, que ha cambiado y puede tener gran influencia, es la posibilidad de reducir el es-

El borrador de la nueva IAPF establece unos criterios para el análisis de esta interacción, proponiendo un modelo de comportamiento entre la vía y el balasto que se representa mediante una fuerza de rozamiento constante y de sentido contrario al movimiento relativo vía-tablero, definida con una función bilineal

pectro elástico para tener en cuenta el comportamiento dúctil de la estructura que se proyecta. Este concepto puede resultar válido para ciertas tipologías estructurales utilizadas en edificación (este comentario tiene también muchas reservas, pero no es aplicable a puentes donde la ductilidad de los distintos elementos puede ser muy diferente. Así, no es igual la ductilidad de una pila única en voladizo que la ductilidad de pilas empotradas en el tablero, o que la de la cimentación, la de un estribo, etc.

Tanto la norma AASTHO, en su versión de 1996 [16], como el Eurocódigo proponen estimar los esfuerzos debidos al sismo con el espectro elástico y luego reducir estos valores teniendo en cuenta la ductilidad de cada elemento. En definitiva, se propone reducir, selectivamente según la ductilidad de cada elemento, los esfuerzos que se deducen utilizando el espectro elástico.

Por último, las experiencias vividas tras los últimos sismos ocurridos, especialmente en EEUU, han puesto en entredicho algunos conceptos afianzados como definitivos en el pasado. Después de un sismo se han olvidado las consideraciones de probabilidad adoptadas, y es necesario trabajar en la recuperación de las infraestructuras de forma eficaz y rápida. Esta nueva concepción ha traído aparejada la revisión de muchos conceptos y el impulso de nuevas ideas.

En otros campos, puentes de gran importancia [17], centrales nucleares, tanques de gas natural licuado, etc. se ha trabajado desde siempre con dos tipos de sismo, el de servicio y el sismo de colapso. El nuevo Eurocódigo establece criterios para evitar el colapso de la estructura y criterios para limitar el daño, y para ello establece dos acciones sísmicas diferentes.

En definitiva, se trabaja con dos escenarios diferentes. En el primero de ellos, para un sismo probable y de menor periodo de retorno, a definir según la estructura, se debe contemplar en el proyecto que la estructura pueda sufrir daños menores y que sea puesta en servicio inmediatamente después de una revisión y prácticamente sin reparación. En este caso, no se admitirían plastificaciones en las armaduras ni pérdidas de recubrimiento. No se podría aprovechar la ductilidad en el análisis de la acción sísmica de este nivel.

Existe un escenario más exigente, con un periodo de retorno mayor, para el que se define un sismo de colapso para el que la estructura debe minimizar las víctimas pero agotar su capacidad resistente.

Por último, definida la acción, con un único espectro o con dos espectros que reconozcan los dos escenarios antes definidos, es necesario definir cuáles son las condiciones que se deben imponer a los materiales que constituyen los distintos elementos estructurales de un puente, cuáles son los

Tanto la norma AASTHO, en su versión de 1996 [16], como el Eurocódigo proponen estimar los esfuerzos debidos al sismo con el espectro elástico y luego reducir estos valores teniendo en cuenta la ductilidad de cada elemento

requisitos para que una pila sea dúctil, qué tipos de detalles constructivos hay que establecer, cuáles son las características específicas de la capacidad resistente de secciones o elementos frente a acciones dinámicas, etc.

Estas cuestiones deberían estar definidas en las Instrucciones de materiales (la EHE o las RPX o RPM), pero definidas coordinada y coherentemente con el contenido de los documentos en los que se definen las acciones. También podrían ser unos anejos del documento que define la acción sísmica, para garantizar la coordinación y coherencia aludida, tal como sucede en el Eurocódigo.

Este es un campo en el que se hace precisa una actuación urgente que permita la elaboración de un documento dedicado a puentes y que recoja las tendencias que actualmente existen en este ámbito.

EXIGENCIAS UNIFICADAS PARA FACILITAR LA INSPECCIÓN Y EL MANTENIMIENTO

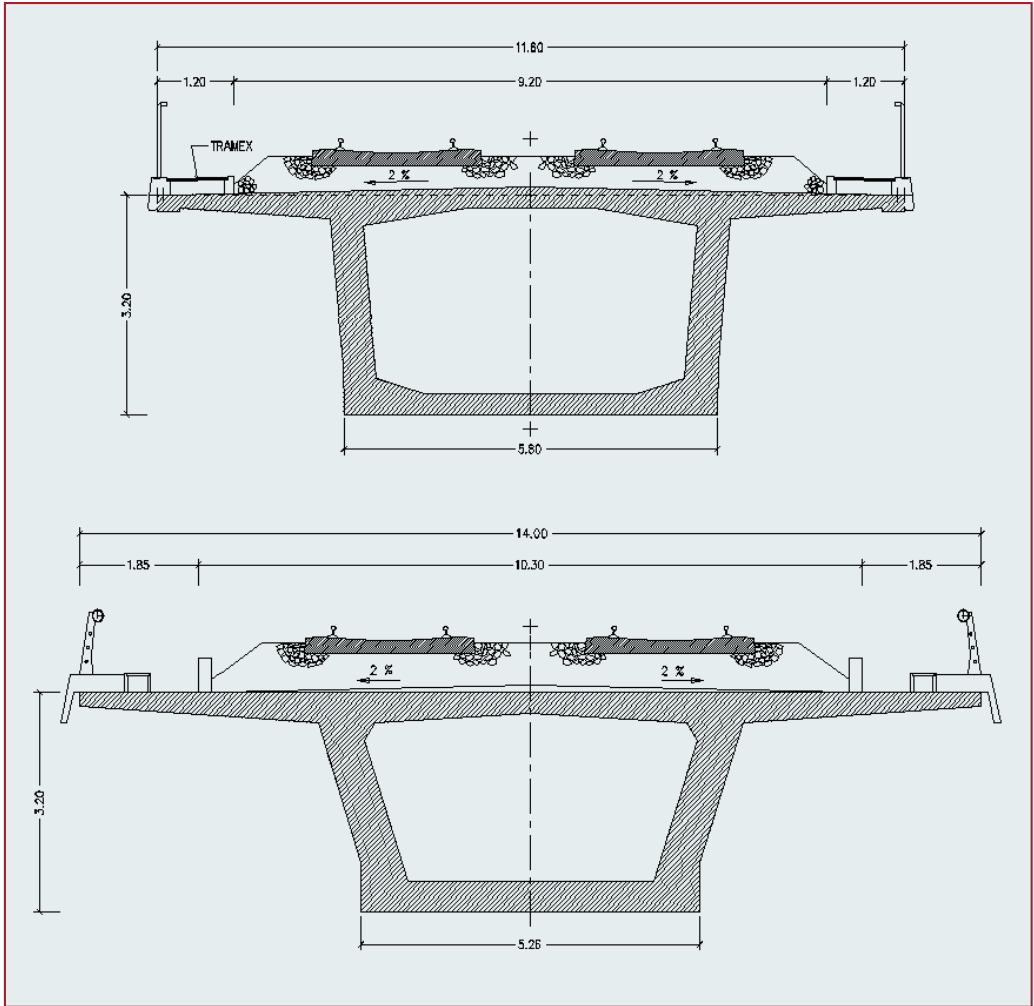
Se ha puesto de manifiesto, en este último tiempo, la importancia de incorporar al proyecto aspectos que permitan la fácil inspección y mantenimiento de los puentes. Quizás el concepto no está bien expresado, porque el proyecto debe tener perfectamente contemplada la adopción de medidas que minimicen el mantenimiento.

En todo caso, en algunas Administraciones europeas, como es el caso de la alemana, este aspecto ha sido importantísimo en el proyecto de los puentes para las nuevas líneas, ya que los tableros de estos puentes deben permitir su sustitución, prácticamente sin cortes en el servicio. De más está decir que, adoptados estos criterios, la accesibilidad para la inspección se exige en todos y cada uno de los elementos estructurales.

3. CONCEPCIÓN Y SOLUCIONES TIPOLOGICAS

En el campo de los puentes de ferrocarril, existe una gran cantidad de posibilidades: todas las de los puentes de carretera, aunque adaptadas a las características particulares que imponen las cargas de tráfico ferroviario. Puentes rectos, arcos, atirantados con distintos tipos de sección transversal – sección tipo losa maciza o aligerada, cajón, constituida por elementos prefabricados tipo doble T o artesa – y utilizando todos los materiales estructurales disponibles: – madera (no hay que olvidar los puentes de madera de las Líneas Este-Oeste americanas), acero (este material se ha utilizado de forma preferente en puentes de celosía de finales del XIX y la primera mitad del siglo XX), fábricas de piedra o ladrillo y, más recientemente, el hormigón estructural y la suma inteligente del hormigón+acero, soluciones mixtas.

Fig. 1. Sección transversal del Viaducto de la Rambla en la Línea Madrid-Alicante y del Viaducto de Valderachas en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa.



La magnitud de las cargas de ferrocarril, entre 3 y 4 veces mayores que a las de carretera, y las exigencias de rigidez que se requieren para las estructuras, justifican la menor esbeltez de este tipo de puentes en relación con los de carretera.

Para puentes rectos de ferrocarril las relaciones canto-luz más utilizadas están entre 1/13 o 1/15 frente a 1/20 o menores de los puentes de carretera.

Las dimensiones de la plataforma dependen de la cantidad de vías que albergue. Para puentes de doble vía, quizás los más frecuentes, los anchos de plataforma varían entre 12,5 y 14 m.

Estas dimensiones deberían estandarizarse para permitir una mayor optimización de los medios de construcción, de la definición de la vía, del mantenimiento de la misma, etc. En España las dimensiones de la plataforma, siempre para este caso de dos vías, son variables dentro del rango que se ha indicado anteriormente.

En general, debido a condiciones de trazado, los viaductos de ferrocarril que no tengan obstáculos especiales suelen tener luces comprendidas entre los 40 y 60 m. Para estas condiciones, una solución muy frecuente es utilizar tableros rectos con sección cajón monocelular, del tipo de las que se indican en las figuras anteriores.

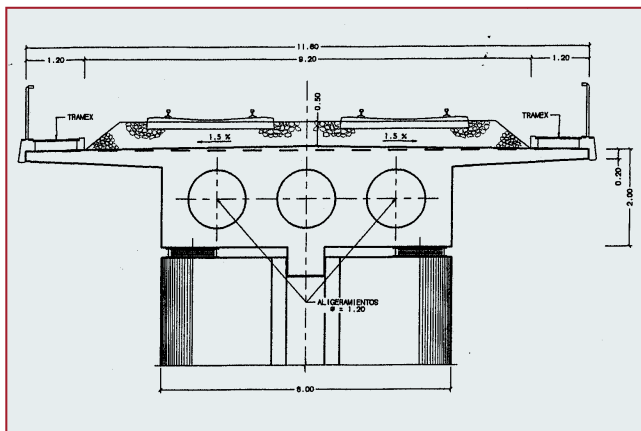
TABLA 1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISTINTOS VIADUCTOS FRANCESES, ALEMANES Y ESPAÑOLES [4]

	L	C	B	b _i	e _a	e _L	c/L	
V. Verberie (TGV/N)	48	3.5	12.3	5.5	0.5		1/13.7	HP Continuo
V. La Grentte (TGV/M)	53	4.5	13.5	5.5	0.50.45	0.3	1/11.7	HP Continuo
V. Ventabren (TFB/M)	100	6.5 a 4.5	12.96	5.5			1/15.51/22	HP Continuo
V. Ventabren (TFB/M)	45	3.75	12.96	5.5			1/12	HP Continuo
V. sobre el Loira	48	3.32	12.25	5.7		0.3 a 0.6	1/14.5	HP Continuo
V de Mornas	60	4.23		6.3		0.43	1/13.5	Mixto Continuo
V. de Enz	58	4.75	14.3	5.4	0.6		1/12.2	HP Continuo
P. sobre el Main (Veits)	53.5	4.5	14.3	5.4	0.6	0.43	1/11.8	HP Continuo
P. Hannover	58	5	14.9	5.4	0.6	0.35	1/11.6	HP -Simplemt. Apoy.
V- Rombach	58	5.3	14.3	5	0.6	0.35	1/10.9	HP -Simplemt. Apoy.
V. Rombach	44	4	14.3	5	0.6	0.35	1/11	HP -Simplemt. Apoy.
V.1. Subtramo VIII	45	2.6	14	5	0.45	0.3	1/17.3	HP Continuo
V.5. Subtramo VIII	60	3.5	14	5	0.5	0.7 a 0.3	1/17.3	HP Continuo
V. Huerva	66	4	14	5	0.5	0.8 a 0.3	1/16.25	HP Continuo
V. Valderachas	40	3.2	14	5.26	0.6	0.5 a 0.35	1/12.5	HP Continuo
V. de la Rambla	45	3.2	13	5.3	0.55	0.5 a 0.45	1/14.1	HP Continuo

En la tabla 1 [4] se indican las características geométricas de este tipo de secciones correspondientes a algunos viaductos franceses, alemanes y españoles. Esta tabla es idéntica a la que se publicó en la referencia [4], completada con datos de viaductos de este tipo proyectados por FHECOR Ingenieros Consultores.

Para estas luces y esta sección transversal, los sistemas constructivos utilizados son el empuje, hormigonado sobre cimbra tradicional y cimbra autolanzable.

Fig. 2. Paso superior sobre la CN-430, de la Variante de Alperca de la Línea Madrid-Alicante.



Cuando las luces son más pequeñas, entre 20 y 30 m, la altura de la rasante baja, con alturas de pilas inferiores a los 20 m y sin grandes obstáculos que sortear, es posible plantear un losa aligerada construida sobre cimbra como la que de muestra en la figura 2.

En algunas ocasiones se han planteado soluciones con dos vigas artenas isostáticas prefabricadas, para luces de hasta 45 m (figura 3).

En este rango de luces parece que sería perfectamente posible utilizar soluciones mixtas, pero hasta el momento, inexplicablemente, no se han construido en España tableros de este tipo.

En Francia, por el contrario, con motivo de la construcción de las nuevas Líneas de Alta Velocidad se ha construido un gran número de viaductos, en el rango de luces entre los 40 y 70 m, con soluciones mixtas con una sección transversal bijácena.

La Administración alemana, normalmente muy conservadora, en la colección de soluciones para luces en torno a los 40 m, propone una solución mixta de celosía [20].

Otro aspecto muy importante en el proyecto de puentes de ferrocarril es la configuración en alzado del puente. Este aspecto es especialmente importante porque muchas veces los viaductos ferroviarios son muy largos y esta situación supone la solución de problemas especiales.

Por un lado, están los aspectos de eficiencia estructural, que naturalmente conducen a que las soluciones de este tipo

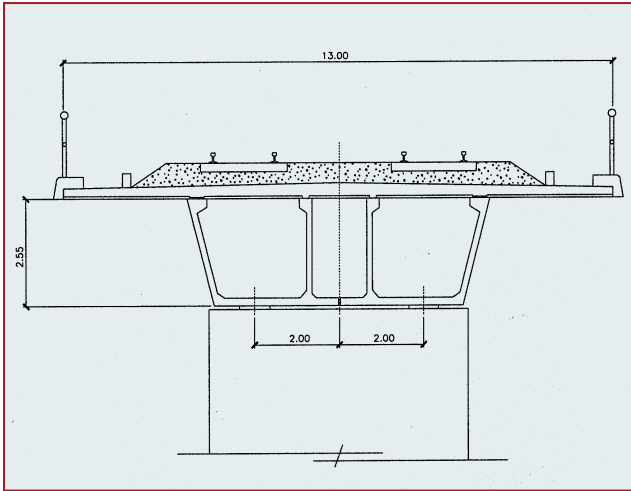


Fig. 3. Sección transversal prefabricada propuesta como variante para el Viaducto de la Rambla en la Línea Madrid-Alicante.

de puentes se orienten hacia soluciones de tablero continuo. Debido a las cargas que hay que resistir y las condiciones de rigidez con que hay que dotar al tablero, por requerimientos funcionales, las soluciones estructuralmente más idóneas son soluciones continuas.

Ya se ha comentado en el apartado de bases de proyecto que las cargas horizontales de arranque y frenado son muy importantes y requieren un esquema resistente estructural adecuado.

Por otra parte, está el problema de la interacción carril-balasto-tablero que condiciona la longitud del tablero sin junta.

Por último, hay que tener en cuenta los aspectos tecnológicos y limitaciones de los aparatos de dilatación que limitan los máximos movimientos aceptables.

Todo este conjunto de condicionantes ha permitido el proyecto de viaductos de gran longitud con distintas configuraciones longitudinales.

Una solución muy frecuentemente utilizada, figura 4, es la de fijar el tablero a uno de los estribos, el que tenga mejores condiciones geotécnicas. Esta solución permite llegar a longitudes próximas a los 500 m. Hay que tener en cuenta que los aparatos de dilatación actuales permiten movimientos máximos de 1200 mm, compatible con una configuración de este tipo. Para estas longitudes es muy importante estudiar con detalle las fuerzas que se generan en el tablero debido al rozamiento de los aparatos de apoyo, que en muchos casos son tan importantes como las horizontales debidas al tráfico.

Cuando se supera esta longitud, debe optarse por seguir anclando los tableros en los estribos pero con al menos una junta intermedia. Para minimizar el efecto de las juntas inter-

medias, se suele utilizar un vano neutro, con movimiento prácticamente nulo, en el que se sitúan los aparatos de dilatación.

Una alternativa a este sistema es anclar el tablero a las pilas intermedias o a otras soluciones de la infraestructura que permitan resistir las cargas horizontales. En este caso los aparatos de apoyo se sitúan en los estribos. Las soluciones relativas a la infraestructura que se han utilizado para resistir estas cargas son variadas: pilas cortas y muy resistentes, pórticos o arcos que constituyen un esquema resistente apto para las cargas horizontales, arriostramientos con cables entre una pareja de vigas, etc. En la figura 5, se muestra la solución proyectada por FHECOR Ingenieros Consultores en el Viaducto del río Francolí.

En estos casos, el número de juntas dependerá de la longitud total del viaducto y su situación, de las características resistentes de la infraestructura, condiciones geotécnicas y otros condicionantes.

Para situaciones menos convencionales, tal como se ha dicho al comienzo de este apartado, son válidas todas las soluciones conocidas y siempre es bueno no perder la esperanza de poder alumbrar nuevas soluciones inteligentes, idóneas y creativas.

Sólo a modo de ejemplo se citan a continuación algunos de los puentes de ferrocarril más singulares construidos en España y el resto del mundo.

En el ámbito nacional quizás sea interesante recordar, por el material empleado, esencialmente el acero, y por los condicionantes de los proyectos, los puentes de celosías de tubos de Príncipe Pío y de Vitoria [21]. En el campo también de las celosías, pero en este caso de hormigón, el puente sobre el Ebro [21] en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa.

En el ámbito internacional y también en el campo de las celosías mixtas, el Viaducto sobre el río Main en Nantenbach [22], por cierto utilizando el concepto de doble acción mixta propuesto por Torroja al final de los años 30 y utilizado por primera vez por Julio Martínez Calzón en el puente de Eduardo Dato, sobre la Castellana de Madrid. También con una celosía se ha resuelto la unión fija de Oresund [23], para uso mixto de carreteras y ferrocarril, que está planteada con vanos de 140 m, en gran parte de su longitud, y con un tramo atirantado, en la zona del canal de navegación, de 141+160+490+160+141 m de vanos.

Los puentes japoneses del sistema Honshu- Shikoku, de uso mixto ferrocarril y carretera, son puentes colgantes o atirantados de grandes luces que están resueltos con tableros de celosía metálica.

Todo parece indicar que para los puentes de grandes luces de ferrocarril, frecuentemente planteados para uso mixto ferrocarril y carretera, las soluciones pasan por la utilización de tableros con celosías metálicas o mixtas y, depen-

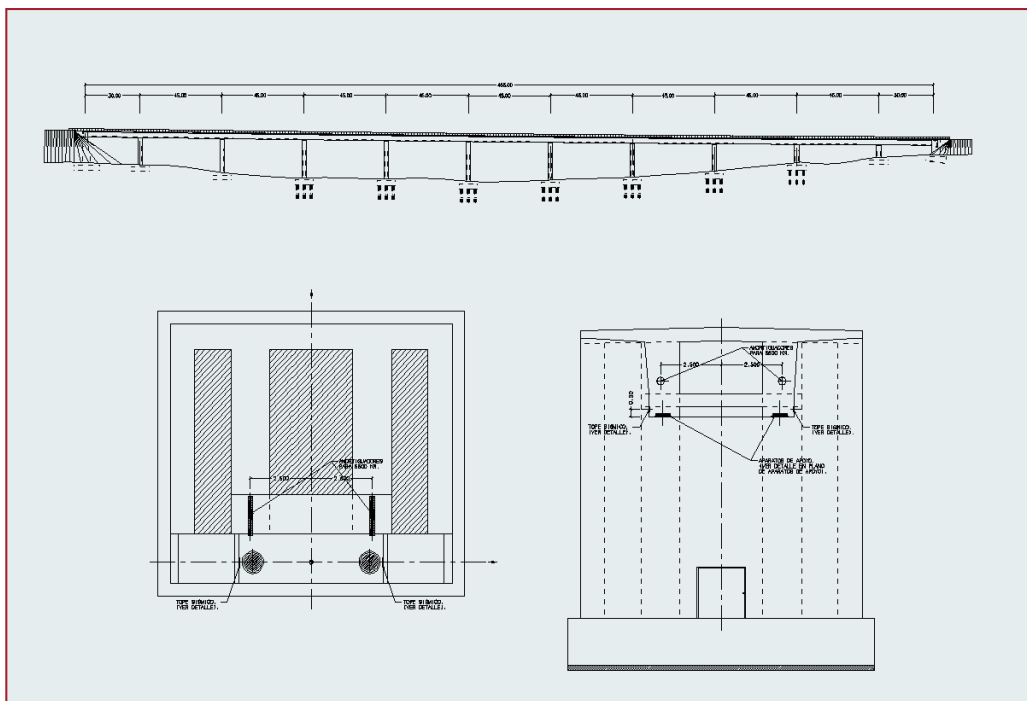


Fig. 4. Configuración resistente longitudinal del Viaducto de la Rambla en la Línea Madrid-Valencia.

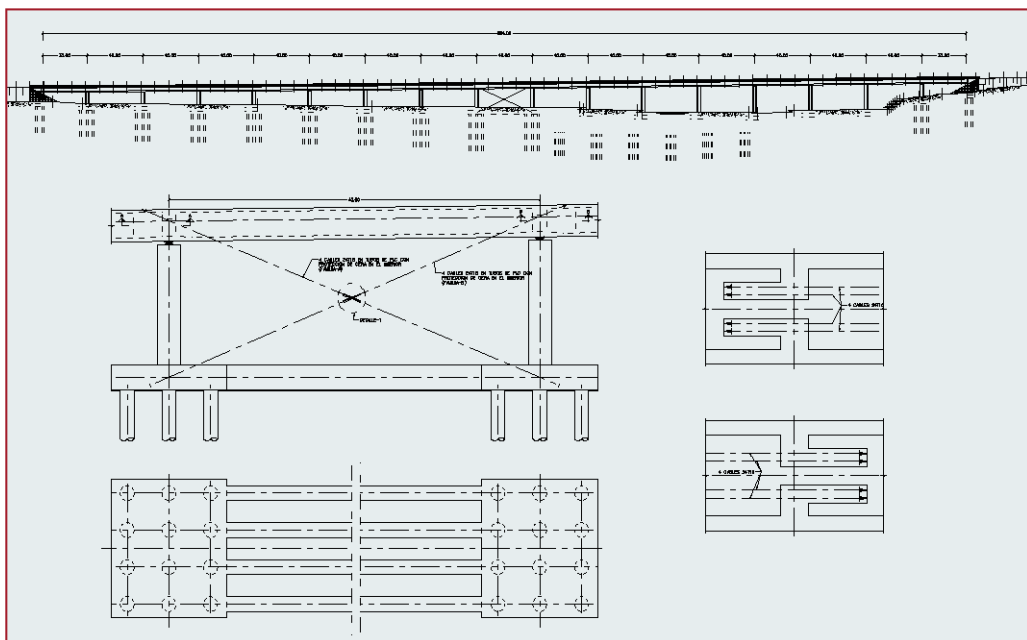


Fig. 5. Configuración resistente longitudinal del Viaducto sobre el río Francolí en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa.

diendo de la luz, con el complemento de un sistema de atirantamiento o cuelgue.

4. CONSIDERACIONES FINALES

El proyecto de puentes de ferrocarril está regulado por una serie de Documentos de distinto rango (en vigor, en fase de borrador muy avanzado o que deben revisarse) que deben tener un planteamiento coherente. En este sentido, en lo referente a acciones, aparte de la publicación de la nueva IAPF, parece inevitable abordar una revisión de todo lo referente a la acción sísmica. En relación con los documentos que definen los temas relativos a materiales, la EHE ha iniciado su proceso de revisión y tiene entre sus objetivos un análisis más detallado de las cuestiones relativas a puentes y sería muy interesante una revisión de las RPX y RPM, para actualizar su contenido y ampliarlo, en aquellos temas específicos, a puentes de ferrocarril. Sería interesante que se pongan en marcha otras iniciativas que permitan definir otros criterios a tener en cuenta en el proyecto (accesibilidad para la inspección, criterios que minimicen el mantenimiento, etc. (que aprovechen la experiencia acumulada en el proyecto durante los últimos años y la forma de abordar este

problema por parte de otras Administraciones de nuestro entorno.

Las soluciones disponibles para puentes de carretera son válidas para puentes de ferrocarril con las adaptaciones necesarias para responder a las cargas y condicionantes funcionales que supone el tráfico ferroviario.

Para luces normales, entre 20 y 70 m, las soluciones con tableros rectos de hormigón pretensado han sido las más utilizadas en España. A lo largo del tiempo ha habido una tendencia hacia de tableros de gran longitud, lo que ha planteado la necesidad de resolver los distintos problemas que genera la configuración longitudinal.

Sin embargo, en este rango de luces, inexplicablemente, no se han utilizado soluciones mixtas, empleadas en otros países del entorno, que seguramente resultarían soluciones estructuralmente adecuadas y económica y constructivamente atractivas.

Para luces mayores las soluciones en celosía son las que parece resultan más adecuadas. En España está actualmente en construcción una celosía de hormigón en un Viaducto singular sobre el Ebro. En otros países cada vez que ha habido que resolver problemas de grandes luces se ha vuelto a la celosía, utilizada desde los orígenes de los puentes de ferrocarril, como casi la única solución disponible. ■

REFERENCIAS

- [1] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción de Acciones para Puentes de Ferrocarril*. IAPF. 1975.
- [2] MINISTERIO DE FOMENTO. *Borrador de la Nueva Instrucción de Acciones para Puentes de Ferrocarril*. Borrador IAPF. Julio 2001.
- [3] EUROCODE 1: *Actions on structures. Part 2: General actions- Traffic loads for bridges. 2nd Draft prEN 1991-2*. European Standard. Febrero 2001.
- [4] MANTEROLA ARMISÉN J., ASTIZ SUÁREZ M., MARTÍNEZ CUTILLAS A. *Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad*. Revista de Obras Públicas N° 3.386. Abril de 1999.
- [5] MINISTERIO DE FOMENTO. IAP 97. *Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera*. 1997.
- [6] MINISTERIO DE FOMENTO. EHE. *Instrucción de Hormigón Estructural*. 1999.
- [7] EH-91. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado*. Comisión Permanente del Hormigón. 1991.
- [8] EP-93. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado*. Comisión Permanente del Hormigón. 1993.
- [9] UIC Ficha 702 – 0 R. *Schema de charges a prendre en consideration dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales*. 01-07-74.
- [10] MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. *NCS-94. Norma de Construcción Sismorresistente*. 1994.
- [11] UNE-ENV Eurocódigo 8. *Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes*. 1998.
- [12] PNEU Eurocódigo 8. *Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Draft n° 4. 2001.
- [13] *Seismic Actions. European Consortium of Earthquake Shaking Tables. Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures*. 2001.
- [14] *Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations*. Applied technology Council. 1996
- [15] *Ponts Courants en Zone Sismique Guide de Conception*. SETRA. 2000.
- [16] AASTHO. *Standard Specifications for Highway Bridges*. Sixteenth Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. 1996.
- [17] *Bridge across the Chacao Channel. Design Basis*. MOP Chile. Ingeniería Cuatro LT-DA. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. 1999.
- [18] *Documentación de los Ferrocarriles Alemanes (AB) para puentes de hormigón*.
- [19] GANDIL J. *Evolution des ouvrages des lignes TGV en fonction des contraintes*. Annales IBTP N° 429. Octubre, 1991.
- [20] Talbrücke der Neubaustrecken. Deutsche Bundesbahn. Brücken. Durchlaufträger. 1991
- [21] MANTEROLA ARMISÉN, J., FERNÁNDEZ TROYANO, L., ASTIZ SUAREZ, M., GIL GINÉS, M., MARTÍNEZ CUTILLAS, A. *Puentes en Celosía*. Revista de Obras Públicas. N° 3.373. Febrero 1998.
- [22] SCHWARZ O., HAENSEL J., DOBLIES K., EPPEL J. *Die Mainbrücke Nantenbach. Ausführungsplanung und Montage der Strombrücke*. Der Bauingenieur 70. 1995.
- [23] *Oresund. Working with Bridges II*. Cowi. 2000.