

Proyecto de Viaductos de FFCC en la línea ferroviaria entre Las Palmas de Gran Canaria y Maspalomas (Islas Canarias, España)

Railway Viaducts Design in Railway Line from Las Palmas de Gran Canaria to Maspalomas (Canary Islands, Spain)

Miguel A. Higuera Antón^a, Amaya Hernando Martín^b, M. Alejandro Nicolás Pazo^c,
David Nogueira Abal^d, Antonio J. Madrid Ramos^e

^a Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Director de Proyectos. mhiguera@proes.engineering

^b Máster Ingeniera de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Directora de Proyectos. ahernando@proes.engineering

^c Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Ingeniero de Proyecto. anicolas@proes.engineering

^d Arquitecto Técnico. Ingeniero de Edificación. Proes Consultores. Responsable de BIM. dnogueira@proes.engineering

^e Máster Ingeniero de Caminos, C. y P. Proes Consultores. Jefe del Área de Infraestructuras Terrestres. amadrid@proes.engineering

RESUMEN

Proes Consultores ha desarrollado el proyecto constructivo de los viaductos del Tramo 6 (El Berriel-Playa del Inglés) de la línea ferroviaria entre Las Palmas de Gran Canaria y Maspalomas, por encargo de Eptisa para TGC (Ferrocarriles de Gran Canaria).

La sección transversal de todos estos viaductos tiene un ancho de 12,90 m y alberga doble vía en placa. La velocidad de circulación considerada en el proyecto ha sido de 160 km/h. El proyecto se ha desarrollado con la IAPF, incluyendo todos los aspectos específicos de las estructuras ferroviarias.

ABSTRACT

Proes Consultores has developed the construction project of Section 6 viaducts (El Berriel-Playa del Inglés) of the railway line between Las Palmas de Gran Canaria and Maspalomas, commissioned by Eptisa with TGC (Gran Canaria Railways) as final client.

Cross section of all these viaducts is 12.90 m wide and accommodates a double ballastless track. Design traffic speed considered in the project was 160 km/h. The project was developed in accordance with IAPF code, including all the specific aspects of the railway structures design.

PALABRAS CLAVE: viaducto, ferrocarril, cajón, pretensado, fases, interacción vía-estructura.

KEYWORDS: viaduct, railway, box, prestressed, segmental construction, track-structure interaction.

1. Descripción de las estructuras

Se han proyectado un total de seis viaductos en el tramo El Berriel-Playa del Inglés, cuyas características se recogen en la Tabla 1. Se han

definidos dos tipologías estructurales para los tableros: losas, para luces tipo de hasta 30,0 m y cajones para luces tipo superiores a los 35,0 m.

Tabla 1. Relación de viaductos proyectados.

Viaducto	Tipología	Luces (m)	Canto (m)	Longitud (m)	Construcción
Barranco Hondo	Cajón canto constante	30+3x35+30	2.30	165	Fases
Cañada del Morrete	Cajón canto constante	30+35+30	2.30	95	Fases
Barranco de Berriel	Cajón canto constante	31+5x37+31	2.30	247	Fases
Barranco de la Cazuela	Losa aligerada	22+4x30+22	1.80	164	Fases
Barranco del Pinillo	Cajón canto variable	40+40	2.30/3.40	76	Cimbrado
Barranco San Agustín	Losa aligerada	26+30+28+15	1.80	99	Cimbrado

1.1 Viaductos con sección cajón

En todas las estructuras la sección transversal tiene un ancho de 12.90 m para albergar una doble vía en placa. La distribución geométrica de los distintos elementos dispuestos sobre el tablero puede observarse en la Figura 1.

En los cuatro viaductos con sección en cajón se ha adoptado un canto tipo de 2.30 m, lo que supone una relación canto/luz que oscila entre 1/13 y 1/16 (véase Figura 1). La sección ha proyectado con voladizos de 2.80 m, almas inclinadas de 0.50 m de espesor y un núcleo central de 5.57 m. La parte superior de la sección se dispone con sendos bombeos del 2% a partir del eje de simetría para facilitar la evacuación del agua.

En el Viaducto del Barranco del Pinillo, con dos luces iguales de 40.0 m, el canto tipo anterior resulta insuficiente para la sección situada sobre la pila. En este caso se proyectó un tablero de canto variable, en el que se pasa de los 2.30 m de canto de la sección tipo a un

valor de 3.40 m en la sección de apoyo, realizándose una variación del canto de forma lineal en 10.0 m a ambos lados de la sección de apoyo en pilas. En este caso se ha mantenido la inclinación de las almas, lo que hace que el núcleo central de la sección situada sobre pilas sea de 4.54 m.

El pretensado de los tableros con sección en cajón se ha configurado mediante cuatro familias de cables que discurren por cada una de las almas con trazados parabólicos. Este esquema general se complementa con una pareja de cables localizada en la losa inferior en los tramos centrales de los vanos.

La conexión del pretensado entre las fases constructivas se realiza mediante el cruce de los cables en unas cuñas adosadas a las almas dispuestas en cada frente de fase. Todo lo anterior requiere una definición exhaustiva de los trazados de pretensado en planta y en alzado y un detallado análisis de las separaciones entre cables, recubrimientos, etc. para cumplir con la normativa de aplicación [1].

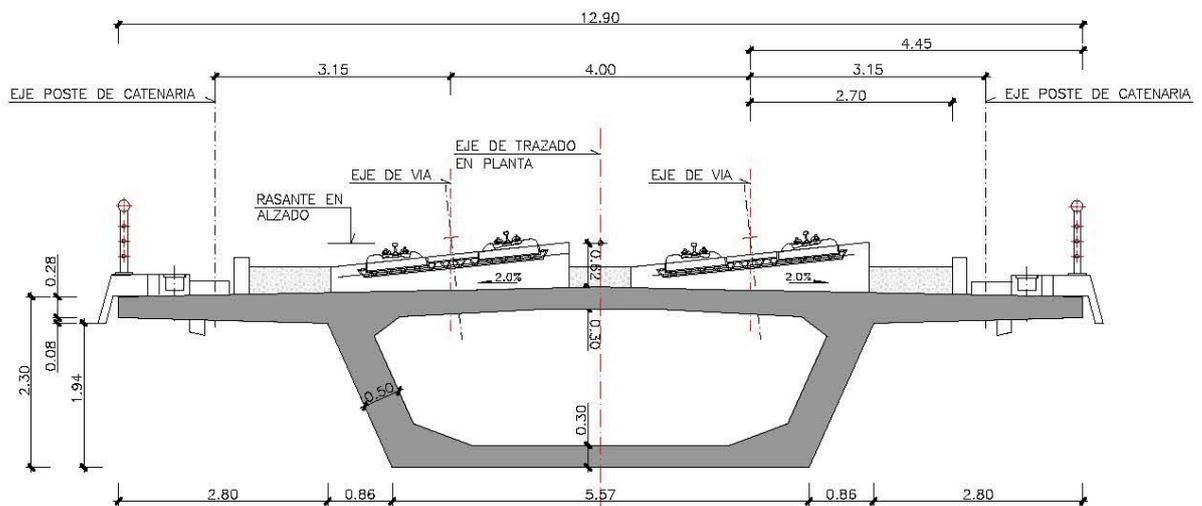


Figura 1. Sección cajón.

1.2 Viaductos con sección en losa

En los viaductos del Barranco de la Cazuela y de San Agustín, con luces máximas de 30.0 m, se ha adoptado una solución de tablero tipo losa de 1.80 m de canto. La relación canto/luz es de 1/17. En la sección se disponen tres aligeramientos circulares de 1.30 m de diámetro. La sección está constituida por dos voladizos de 2.80 m, almas inclinadas y un núcleo inferior de 6.00 m de ancho (véase Figura 2).

El empleo de los mismos voladizos en las secciones losa y cajón y la inclinación de las almas dota de homogeneidad a todos los viaductos del tramo.

Por las cuatro almas que configuran los aligeramientos se disponen los cables de pretensado. Se ha definido una única familia de cables, que siguen un mismo trazado en alzado compuesto por tramos parabólicos. Esta familia está constituida por ocho cables, dispuestos por parejas por cada una de las almas. En los tableros que se construyen por fases, se emplean conectadores para dar continuidad a los cables de pretensado.

1.3 Subestructura

El apoyo de los tableros en la subestructura se realiza mediante aparatos de apoyo tipo “pot”, como es preceptivo en los viaductos de ferrocarril. En todas las líneas de apoyo se disponen dos aparatos de este tipo, uno unidireccional, permitiendo los movimientos longitudinales del tablero e impidiendo los transversales y otro libre. De este modo, las acciones transversales sobre el tablero se reparten entre todas las líneas de apoyo en función de sus rigideces relativas. En sentido longitudinal, las acciones del tablero se llevan a unos de los estribos (al más adecuado, esto es, el de menor altura y con mejores condiciones de cimentación), anclándose el tablero al estribo mediante barras de acero de pretensar.

Las pilas se han diseñado con sección octogonal hueca. En la línea de mantener la coherencia entre todas las estructuras del tramo, se ha conservado la tipología de sección y la dimensión longitudinal de 2.00 m en todas las pilas. La dimensión transversal varía entre los 6.00 m en las losas, 5.57 en los cajones de canto constante y 4.54 m en el cajón de canto variable.

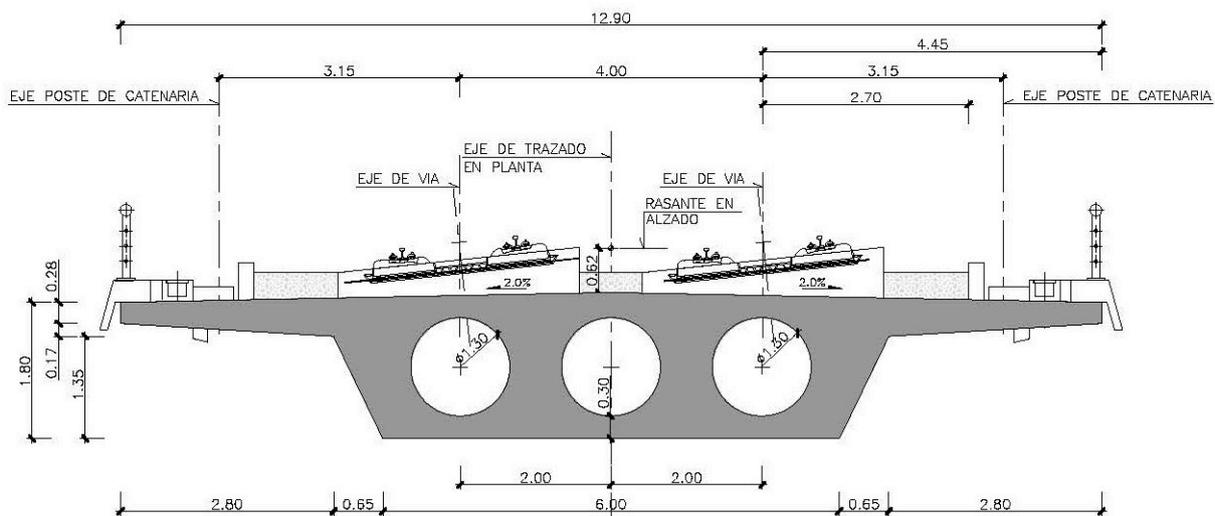


Figura 2. Sección losa aligerada.

En la figura 3 se muestra la sección transversal de las pilas de los cajones de canto constante. La figura 4 recoge una vista en perspectiva de una pila con cimentación profunda.

Las características del terreno de cimentación hacen que en la práctica totalidad de los viaductos sea preciso combinar cimentaciones profundas y cimentaciones directas. En general, es preciso recurrir a encepados con pilotes en las pilas situadas en las zonas más profundas de los barrancos. En estos casos se han empleado encepados con 9 pilotes de 1.80 ó 2.00 m de diámetro y longitudes que llegan a alcanzar en algún caso los 30.0 m. La Figura 5 muestra el alzado del Viaducto del Barranco de Berriel, el de mayor longitud, donde ha sido necesario disponer cimentaciones profundas en las pilas 1 y 2.

En el caso de las cimentaciones directas, las tensiones admisibles por el terreno oscilan entre los 2.4 kg/cm² del Barranco Hondo y un máximo de 4.1 kg/cm² en La Cazuela y San Agustín.

Todos los estribos se han proyectado con tipología de estribo cerrado, tal y como es preceptivo en puentes de ferrocarril para poder albergar el bloque técnico. Con excepción del estribo 1 del Barranco del Hondo, todos tienen cimentación directa mediante zapatas.

Las acciones longitudinales del tablero se transmiten al estribo que se ha estimado más adecuado por sus dimensiones y condiciones de cimentación mediante un sistema de anclaje con barras de acero de pretensar dispuesto a la altura del centro de gravedad del tablero. Entre

el tablero y el espaldón del estribo se disponen varios aparatos de apoyo de neopreno zunchado para controlar la zona de transmisión de la carga. En el estribo en el que se materializa el anclaje se configura una galería de acceso que permite la aplicación de la fuerza de pretensado a las barras y la inspección del sistema de anclaje a lo largo del tiempo. En la Figura 6 se muestra una vista de este sistema.

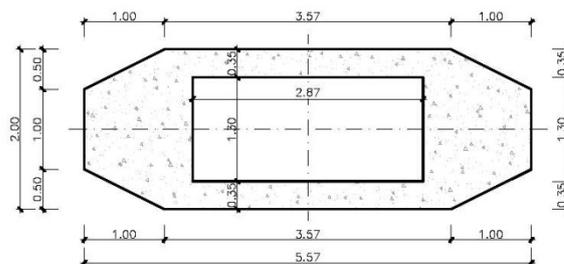


Figura 3. Sección de pila.

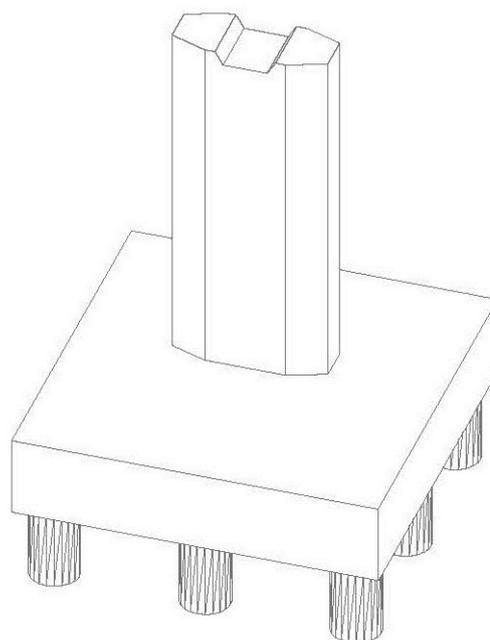


Figura 4. Vista de pila con cimentación profunda.

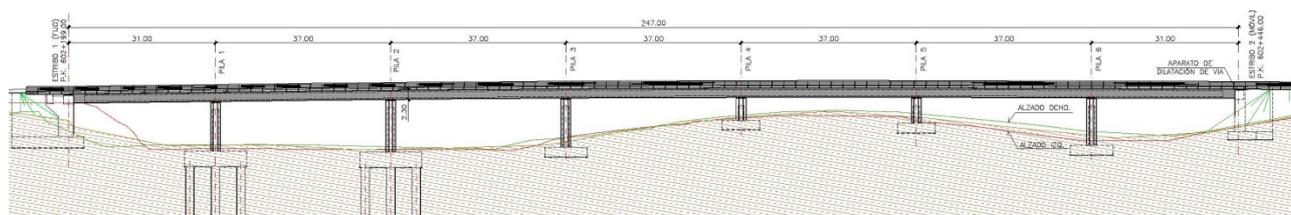


Figura 5. Alzado del Viaducto del Barranco de Berriel.

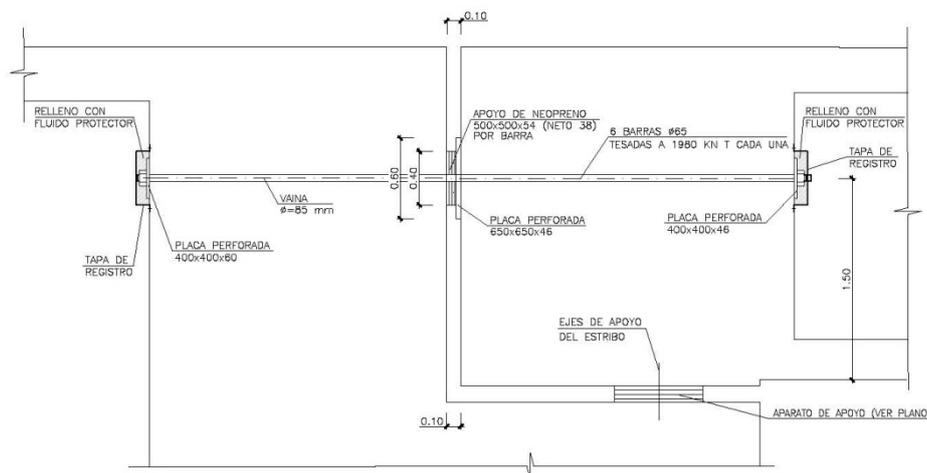


Figura 6. Vista del sistema de anclaje tablero-estribo.

1.4 Proceso constructivo

En los viaductos de menor longitud, en los que las pérdidas por rozamiento de los cables de pretensado lo permiten, se ha planteado la construcción de todo el tablero en una única fase, mediante un cimbrado hasta el suelo. Es el caso de los viaductos situados en los barrancos del Pinillo y de San Agustín.

En el resto de las estructuras se ha planteado una construcción por fases, estando constituida cada fase por 4/5 de un vano más 1/5 del vano siguiente en el caso de los tableros con sección en cajón y por 3/4 de un vano más 1/4 del vano siguiente en las losas. Cada fase se ejecuta unida a la anterior, se hormigona, se aplica el pretensado y se pasa a la construcción de la siguiente fase. La construcción puede realizarse cimbrando cada fase hasta el suelo o con el empleo de una autocimbra. El proyecto de las estructuras se ha realizado teniendo en cuenta la influencia de la secuencia constructiva prevista en cada una.

2. Aspectos específicos del diseño de puentes ferroviarios

A continuación se van a exponer una serie de aspectos específicos del diseño de puentes ferroviarios que se han tenido en cuenta en el proyecto de las estructuras que se presentan.

2.1 Cálculo dinámico

Según los datos de partida, la velocidad de circulación de los trenes por la nueva línea que se proyecta es de 160 km/h.

Tal y como se recoge en el apartado B.2 de la IAPF [2], dado que la velocidad de circulación es inferior a 220 km/h y que los viaductos proyectados corresponden a tipologías convencionales, es posible realizar un estudio de las frecuencias propias de vibración de cada uno de ellos para comprobar que el cálculo dinámico puede realizarse con el procedimiento recogido en el apartado B.2.1 “Cálculo estático y coeficiente de impacto envolvente” de la citada Instrucción.

Como ejemplo del cálculo dinámico modal desarrollado, en la Figura 7 se incluye el modo fundamental del Viaducto del Barranco Hondo y la frecuencia asociada.

En la Tabla 2 se recoge el resumen de los cálculos realizados para cada uno de los viaductos proyectados. Puede apreciarse que en todos los casos la primera frecuencia natural calculada se encuentra dentro de los límites que definen las expresiones (B.4) de la IAPF, por lo que el cálculo estático con el coeficiente de impacto envolvente resulta de aplicación en todas las estructuras que se presentan.

STEP=1
 SUB =1
 FREQ=4.13399
 DMX =.093694

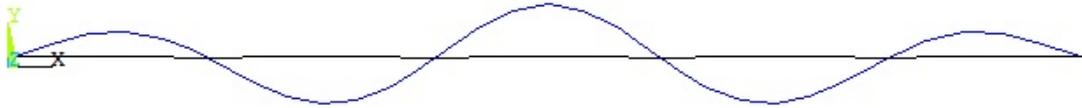


Figura 7. Viaducto Barranco Hondo. Primera forma modal y frecuencia asociada.

Tabla 2. Resumen cálculos dinámicos.

Viaducto	Vanos	Luces (m)	L_m (m)	L_ϕ (m)	Frecuencia (Hz)	L. Superior (Hz)	L. inferior (Hz)
Barranco Hondo	5	30+3x35+30	33.00	49.50	4.13	5.12	2.34
Cañada del Morrete	3	30+35+30	31.67	41.17	4.55	5.87	2.61
Barranco de Berriel	7	31+5x37+31	35.29	52.93	3.59	4.87	2.25
Barr. de la Cazuela	6	22+4x30+22	27.33	41.00	3.99	5.89	2.62
Barranco del Pinillo	2	40+40	40.00	48.00	3.01	5.24	2.38
Barr. San Agustín	4	26+30+28+15	24.75	34.65	4.46	6.68	2.89

En los puentes de ferrocarril, guardando cierta relación con el cálculo dinámico, están las pruebas de carga. Tienen carácter obligatorio, tal y como se establece en el Apartado 6 de la IAPF y deben ser estáticas y dinámicas. La normativa les concede incluso más validez que a los modelos teóricos, estableciendo que cuando hay discrepancias entre éstos y los resultados de las pruebas, deben revisarse los modelos de cálculo.

En las estructuras que se presentan se han realizado los modelos teóricos de dos tipos de pruebas de carga:

- Pruebas con camiones en los tableros terminados, pero sin ningún elemento de la superestructura, atendiendo las recomendaciones de la referencia [3].
- Pruebas con locomotoras en los tableros completamente terminados, con todos los elementos de la superestructura, según la norma [4].

Los comportamientos dinámicos en ambos tipos de pruebas son distintos, por las diferentes masas movilizadas debido a la presencia o no de la superestructura. Los

resultados contenidos en las memorias de cálculo se deberán comparar con los que se midan en las pruebas reales, extrayéndose las oportunas conclusiones.

2.2 Sismo

En base a la Parte de Puentes de la Norma de Construcción Sismorresistente [5], las estructuras que se presentan se encuentran en un emplazamiento en el que la aceleración sísmica horizontal básica es de $0.04 \cdot g$, por lo que es preciso tener en consideración esta acción en el proyecto. Se ha considerado que todas las estructuras son de importancia especial. El tipo de terreno oscila entre I y II, en base a la información geotécnica disponible.

Con estos datos de partida se llevó a cabo un análisis dinámico de las estructuras, realizándose un análisis modal espectral con los espectros de la norma.

Cabe indicar que los esfuerzos resultantes del análisis dinámico no resultaron condicionantes para el diseño de ningún elemento de la subestructura de los viaductos

proyectados. Las situaciones persistentes con las cargas ferroviarias han sido las que han condicionado el diseño.

2.3 Vía en placa

El hecho de que estos puentes no tengan balasto sino que se recurra a un sistema de vía en placa implica una serie de singularidades en el diseño.

Con respecto a la carga muerta, no es necesario suponer el incremento del +/-30% en el peso del balasto y en lo que respecta a la ubicación transversal de la sobrecarga, ya no debe considerarse el efecto del ripado. Por otra parte, el hecho de no tener que reperfilear periódicamente el lecho de balasto facilita el hecho de llegar a un grado de mantenimiento bueno.

El macizo de vía en placa influye en la obtención de los valores normativos referentes a la acción térmica y, respecto al balasto, mejora la capacidad de reparto de las cargas verticales procedentes del tren.

Respecto a las tensiones admisibles en el carril, en el caso de puentes con balasto se distingue entre el valor tensional en tracción y en compresión. Sin embargo la presencia de la vía en placa y la vinculación de esta con el carril permiten igualar ambos valores que, en el caso de un carril UIC60, se limitan a 92 kN/mm².

Para evitar daños a las sujeciones y garantizar el confort se recomienda no superar los 2 mrad en el giro en los extremos del puente. También se acota el valor de la relación flecha/luz debida a la carga muerta de la vía en placa. En general se limita a L/5000 si bien, en función de la patente del sistema de vía en placa a utilizar, se pueden proponer valores más estrictos (L/6400).

2.4 Comprobación a fatiga

El Estado Límite Último de fatiga se debe comprobar separadamente en el hormigón y en el acero, despreciando la resistencia a tracción

del hormigón. Esto se realizó a partir de las prescripciones del Eurocódigo 2 [6].

La comprobación de este estado límite no condicionó el diseño de ninguna sección en este grupo de viaductos.

2.5 Interacción vía-estructura

Este análisis se ha convertido en un condicionante en el diseño de los puentes de ferrocarril debido al empleo de la vía larga soldada. Es preciso verificar las tensiones en los carriles y los desplazamientos relativos entre la vía y el tablero o entre la vía y la plataforma en las zonas contiguas a la estructura. Así se limita el riesgo de pandeo o rotura de los carriles y se acotan las condiciones de confort y seguridad.

El estudio se lleva a cabo mediante un modelo numérico no lineal en el que intervienen la resistencia al movimiento relativo entre carril y tablero, así como la rigidez y características de los elementos de la subestructura. En la Figura 8 puede observarse uno de los modelos de cálculo empleados.

La conexión entre tablero y carril se ha realizado mediante muelles longitudinales con un comportamiento no lineal que reproduce las características de la vía según esté cargada o descargada. La conexión del tablero con los elementos que modelizan la subestructura también se modeliza con muelles no lineales que simulan el comportamiento de los apoyos tipo “pot” con neopreno-teflón, mostrando un comportamiento totalmente rígido hasta que la acción actuante alcanza el nivel de la carga permanente multiplicada por el coeficiente de rozamiento del teflón. A partir de ese punto, su comportamiento es plástico.

Las acciones que se han considerado han sido la variación de temperatura entre tablero y carril, las fuerzas de arranque y frenado, la flexión del tablero, la retracción y la fluencia.

Estas acciones se han combinado con los criterios que establece la normativa. Con los resultados obtenidos se comprueban tensiones en el carril y desplazamientos.

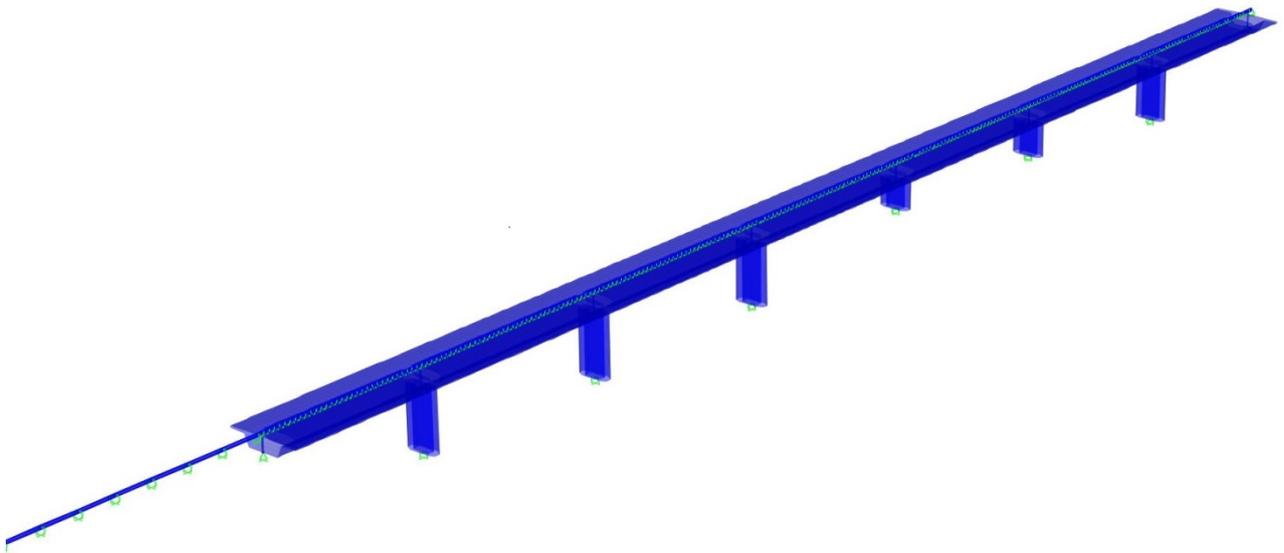


Figura 8. Vista del modelo de interacción vía-estructura del Viaducto del Barranco del Berriel.

En base a los resultados anteriores, se ha analizado la necesidad de disponer o no un aparato de dilatación de vía en el estribo móvil en cada uno de los tableros proyectados, estableciendo la carrera del aparato cuando resulta preciso.

Agradecimientos

Se quiere agradecer la labor de Luis Frías Cerdá, Director del Área Técnica y de Anna Efthimiou, ingeniera de proyecto, ambos de Eptisa, que han coordinado los trabajos, proporcionando todos los datos precisos para el proyecto de las estructuras y resolviendo las cuestiones que han ido surgiendo en el día a día de los trabajos.

En el momento de redacción de la presente ponencia, el proyecto de las estructuras ha superado todas las supervisiones técnicas y administrativas y está en marcha el proceso de licitación de las obras. Se espera que en las fechas de celebración del Congreso de ACHE ya hayan comenzado los trabajos de construcción y se puedan mostrar fotografías de las estructuras presentadas.

Referencias

- [1] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [2] Dirección General de Ferrocarriles, Instrucción de Acciones a considerar en Puentes de Ferrocarril IAPF, Ministerio de Fomento, Madrid, 2007.
- [3] Instrucciones para la Puesta en carga de estructuras (pruebas de carga provisionales). Ministerio de Fomento. Dirección General de Ferrocarriles. Madrid 9 de febrero 2009.
- [4] Orden FOM/1951/2005, de 10 de junio, por la que se aprueba la Instrucción sobre las Inspecciones Técnicas en los Puentes de Ferrocarril (ITPF-05). BOE 24 de junio 2005.
- [5] Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07). BOE 2 de junio 2007.
- [6] Comité Europeo de Normalización. Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 2. Puentes de Hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas. UNE-EN 1992-2. 2010.