

Original

Criterios de diseño sísmico en viaductos de alta velocidad en la zona de Levante

Seismic design criteria for high speed railway viaducts in Spanish Levante area

Jorge Cascales Fernández*, Ricardo Rico Rubio y Sergio Couto Wörner

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. K2 Estudio de Ingeniería S.L., A Coruña, España

Recibido el 29 de julio de 2016; aceptado el 9 de febrero de 2017

Disponible en Internet el 23 de marzo de 2017

Resumen

Se exponen en este artículo los criterios de diseño seguidos para dimensionar las estructuras de tres tramos diferentes de la línea de alta velocidad de Levante. Estos tramos se sitúan en una de las zonas de España con mayor riesgo sísmico, con aceleraciones de cálculo de hasta 0,29 g.

No se ha encontrado una solución única válida para todas las estructuras, sino que para cada una de ellas se ha estudiado la mejor alternativa posible valorando tanto los esfuerzos sísmicos actuantes, como las labores de mantenimiento y conservación. En particular, se muestran en el presente artículo soluciones convencionales de vinculación rígida tablero-subestructura, viaductos con dispositivos antisísmicos (amortiguadores y apoyos pendulares) y estructuras dimensionadas con criterio de ductilidad limitada.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Diseño sísmico; Aislamiento; Amortiguación; Apoyo pendular; Unión rígida

Abstract

In this article the seismic design criteria that was taken into account to design different high speed railway bridges in the Spanish Levante region is discussed. This is one of the areas with more seismic activity in Spain with a peak ground acceleration of 0.29 g.

No unique solution has been found for all the structures. Each bridge has been studied individually to find the most suitable alternative taking into account seismic forces, maintenance and conservation works. In this article conventional solutions with rigid joints between deck and substructure, bridges with antiseismic devices (dampers and pendulum bearings) and structures with limited ductile behaviour are shown.

© 2017 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic design; Isolation; Damping; Pendulum bearing; Rigid joint

1. Introducción

Los viaductos que en este artículo se describen corresponden a los siguientes tramos de la línea de alta velocidad (LAV) de Levante:

- Elche-Crevillente.

- San Isidro-Orihuela.
- Orihuela-Colada de la Buena Vida.

La particularidad de los tres tramos reside en que se encuentran en una de las zonas de España con mayor riesgo sísmico, con aceleraciones básicas del orden de los 0,16 g y aceleraciones de cálculo de hasta 0,29 g.

Otro condicionante común en los tres tramos es la baja capacidad portante del terreno y la alta deformabilidad del mismo, lo que implica que el diseño sísmico adoptado repercute de forma directa en el dimensionamiento de las cimentaciones.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jcascales@k2ingenieria.es (J. Cascales Fernández).

Estas circunstancias hacen que sea necesario un análisis detallado de las diferentes alternativas de vinculación entre tablero y subestructura para minimizar los esfuerzos debidos a la actuación del sismo de cálculo.

Como se puede ver en los siguientes apartados, no se ha adoptado una solución única para todas las estructuras sino que para cada una de ellas se ha estudiado la mejor alternativa valorando tanto los esfuerzos sísmicos actuantes como las labores de mantenimiento y conservación de las distintas estructuras.

2. Criterios generales de cálculo

Ante un evento sísmico existen básicamente dos posibilidades de diseño estructural ante acciones horizontales:

- 1) Intentar resistir el sismo configurando una estructura con vinculaciones rígidas frente a desplazamientos horizontales entre tablero y subestructura, que por otra parte es la configuración habitual para puentes de LAV en zona no sísmica. Derivado de esta configuración la estructura tendrá unos períodos propios fundamentales bajos y por lo tanto estará sometida a unos esfuerzos sísmicos elevados, que pueden resistirse:
 - a) En el rango elástico.
 - b) Con un comportamiento dúctil, asumiendo la formación de rótulas plásticas y por lo tanto disipando la energía sísmica por medio de plastificaciones locales.
 - c) Con un comportamiento de ductilidad limitada, el que se supone que alcanza un mínimo nivel de plastificación local, poco significativo, pero que genera una cierta disipación de energía (fig. 1).
- 2) Intentar disminuir los esfuerzos debidos al evento sísmico aislando la estructura y aumentando el amortiguamiento de la

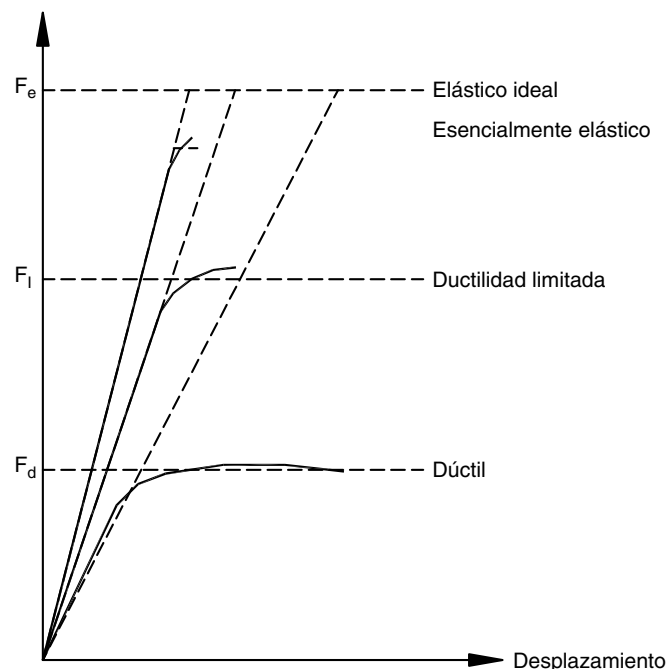


Figura 1. Comportamiento sísmico. Fuerza-desplazamiento.

misma. Esto se consigue intercalando entre tablero y subestructura dispositivos antisísmicos (amortiguadores, apoyos pendulares. . .) y/o apoyos de neopreno. Con esta estrategia se consigue disminuir en gran medida los esfuerzos sísmicos hasta incluso llegar, en determinados casos, a que no sean determinantes en el diseño de la estructura.

Los criterios seguidos para diseñar las estructuras de estos tramos han sido los habituales en las LAV españolas, pudiéndose resumir en las dos estrategias fundamentales siguientes:

En primer lugar se intenta encajar la estructura con un diseño clásico de puente de LAV. Es decir, se disponen uniones rígidas entre tablero y subestructura del tipo habitual (punto fijo en estribo y libertad de desplazamiento en el resto de apoyos a nivel longitudinal y vinculaciones fijas a nivel transversal mediante apoyos convencionales o mediante topes). Con esta disposición se estudian los esfuerzos resultantes y se verifica que se pueden resistir dichos esfuerzos sin formar rótulas plásticas y por lo tanto sin posteriores actuaciones de reparación. Esto quiere decir que al no tener daño estructural una vez ocurrido el sismo, la estructura está en condiciones de resistir las posibles réplicas que pueden ocurrir después de un evento sísmico. Si con esta disposición no es viable resistir el sismo sin la formación de rótulas plásticas o dando lugar a elementos de cimentación desproporcionados y antieconómicos, se intenta cambiar la estrategia de diseño.

En caso de resultar los esfuerzos resultantes de este primer tanteo desproporcionados se opta por diseñar una configuración estructural que permita aislar y/o aumentar el amortiguamiento de la estructura, incluyendo dispositivos antisísmicos en la vinculación entre tablero y subestructura. De esta manera se reducen en gran medida los esfuerzos, y se puede asegurar que el sismo se resiste en régimen elástico y con ausencia de daño. El inconveniente de este método es que la utilización de dispositivos antisísmicos conlleva una serie de operaciones de inspección visual y mantenimiento de estos aparatos durante toda la vida útil de la estructura.

3. Tramo Elche-Crevillente

3.1. Viaducto sobre CV-875 y Viaducto sobre Barranco del Boch

El tramo Elche-Crevillente tiene 2 viaductos de dimensiones y características muy semejantes resueltos con el mismo tipo de diseño. Son viaductos de unos 250 m de longitud, luz máxima de 42 m y con pilas del orden de 10 m de altura (figs. 2-5).

Las dos estructuras se resuelven por medio de vigas prefabricadas a las que se da continuidad en obra por medio de barras y tendones postesados para configurar una estructura hiperestática. En toda la subestructura la cimentación se materializa mediante pilotes ejecutados in situ.

Las características del sismo de cálculo en estos dos viaductos son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,15 g.

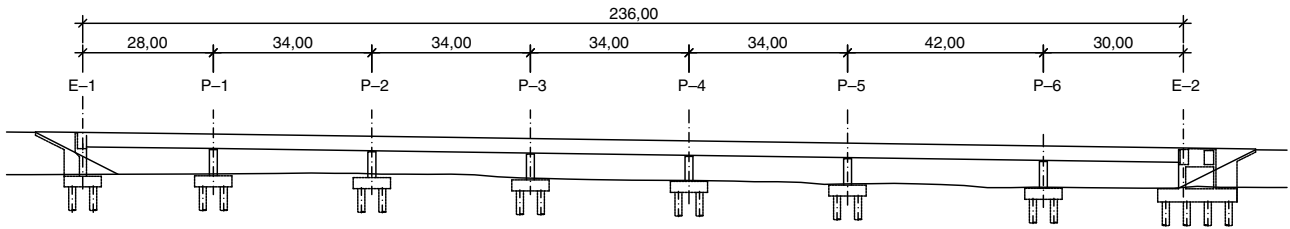


Figura 2. Alzado Viaducto sobre CV-875.

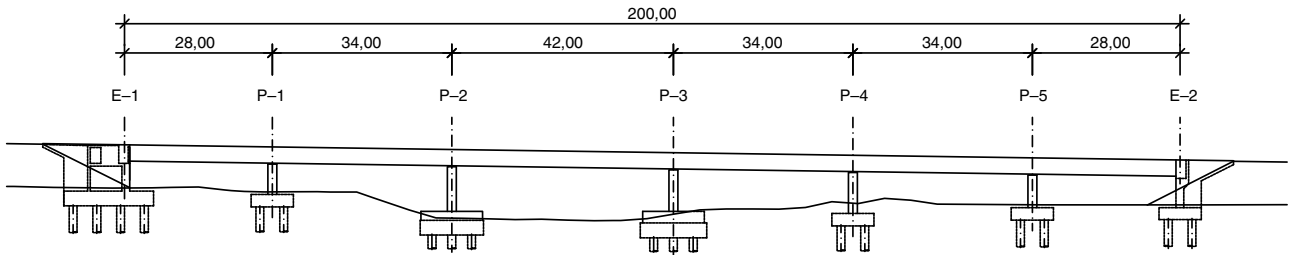


Figura 3. Alzado Viaducto sobre Barranco del Boch.

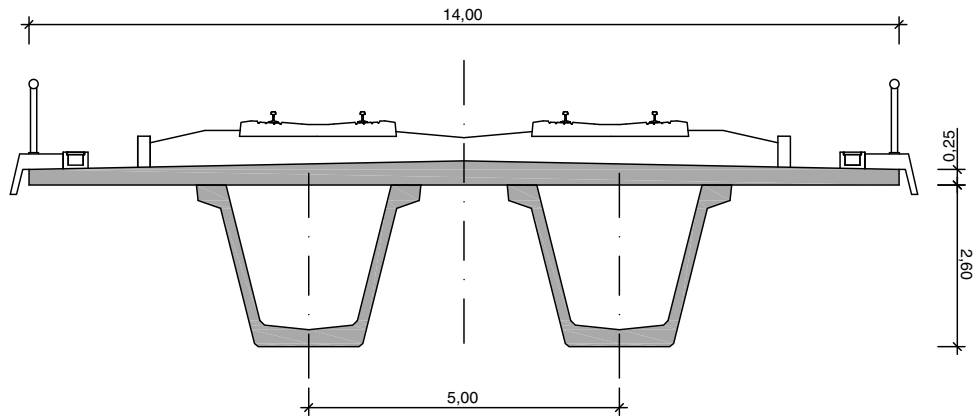


Figura 4. Sección tipo de los dos viaductos.

- Aceleración de cálculo = 0,23 g.
- Aceleración de meseta de espectro = 0,58 g.

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales propuesto es el equivalente a un diseño convencional en un puente de LAV:

- A nivel longitudinal el tablero está unido rígidamente al estribo fijo por medio de topes de postesado. La fuerza máxima longitudinal que se genera durante el sismo es del orden de 40.000 kN.
- A nivel transversal se disponen apoyos fijos transversales que se materializan por medio de topes transversales para evitar transmitir una fuerza tan alta por medio de los apoyos Pot. La fuerza transversal máxima que se genera en cabeza de pilas durante el sismo es del orden de 7.000 kN/pila.

A nivel transversal, una vez comprobado que las fuerzas obtenidas están en un orden de magnitud razonable, se valoran dos alternativas para materializar el tope transversal:

1. Disponer apoyos Pot libres en dirección transversal y que el propio tope transversal trabaje tanto para acciones de servicio como sísmicas.
2. Disponer apoyos Pot fijos en dirección transversal en uno de los dos apoyos de cada pila que resistan las cargas de servicio y el sismo frecuente, pero que una vez superado un determinado umbral de cargas dispongan de un fusible que se rompa de tal forma que el sismo último sea resistido por los topes.

La primera alternativa tiene como ventaja que no necesita actuaciones de reposición de fusible una vez ocurrido el sismo, mientras que un posible inconveniente podría ser que el guiado longitudinal que realizan los topes transversales no sea efectivo y se produzca un acodamiento del tablero para los movimientos de servicio.

La segunda alternativa supone dejar una holgura en los topes transversales para que no trabajen en servicio y para asegurar por tanto que no hay posibilidad de que se produzca el acodamiento.



Figura 5. Fotografía Viaducto sobre CV-875.

En nuestra opinión, la primera alternativa es preferible porque evita la actuación en el caso de que se rompan los fusibles, y nuestra experiencia es que con un detalle de neoprenos convencionales en la materialización del tope, unido a una cuidada ejecución, no se produce acodamiento. De hecho, se comprobó en obra una vez acabado el viaducto que en todos los apoyos se estaba produciendo un desplazamiento longitudinal del mismo orden al esperado teóricamente.

Por otra parte, la segunda alternativa, además del inconveniente mencionado en cuanto a la necesidad de reposición de los fusibles, presenta incertidumbres del comportamiento transversal de la estructura durante la actuación del sismo último. Por un lado es difícil prever el momento de rotura exacto de cada uno de los fusibles y, por tanto, cuándo comienzan a actuar los topes. Por otra parte, la disposición de una cierta holgura provoca un comportamiento adicional no lineal con un posible incremento de esfuerzos que habría que modelizar correctamente para poder valorarlo.

Por estas razones, en todas estas estructuras a nivel transversal se ha utilizado la primera alternativa de conexión entre tablero y subestructura (fig. 6).

El diseño de estas dos estructuras se corresponde con un diseño tipo 1 en el rango elástico, según se explica en el apartado 2 de este artículo. Se considera importante reseñar que las fuerzas generadas a nivel longitudinal se consideran aproximadamente las máximas que se pueden resistir con la tipología de estructura escogida (tablero formado por vigas prefabricadas); por lo tanto, para fuerzas mayores (derivadas de una longitud de tablero mayor, por ejemplo) habría que encajar la estructura con un diseño tipo 2.

Es necesario disponer aparato de dilatación de vía en las proximidades del estribo móvil de estos viaductos.

4. Tramo San Isidro-Orihuela

4.1. Viaducto de Callosa-Cox

Viaducto de 750 m de longitud, con luces máximas de 28 m, con una sección transversal variable de entre 14 y 34,4 m y con pilas del orden de 10 m de altura (figs. 7–9).

La estructura se resuelve por medio de vigas prefabricadas a las que se da continuidad en obra por medio de barras en las vigas y tendones postesados en la losa superior para configurar una estructura hiperestática.

La cimentación de la subestructura se materializa mediante pilotes hincados en todos los elementos excepto en la pila P-27 y el estribo E-2, en los que la cimentación es directa mediante zapatas.

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,16 g.
- Aceleración de cálculo = 0,27 g.
- Aceleración de meseta de espectro = 0,67 g.

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales diseñado es el siguiente:

A nivel longitudinal se opta por aumentar el amortiguamiento de la estructura disponiendo 6 dispositivos antisísmicos en el estribo E-2, así como aislar el tablero por medio de apoyos de neopreno en las pilas 6 a 12. Además, el conjunto pilas + neoprenos en las pilas mencionadas también realiza una



Figura 6. Fotografía detalle tope transversal en Viaducto sobre CV-875.

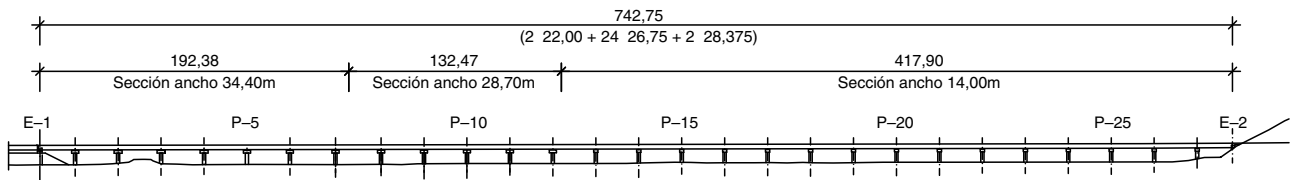


Figura 7. Alzado Viaducto de Callosa-Cox.

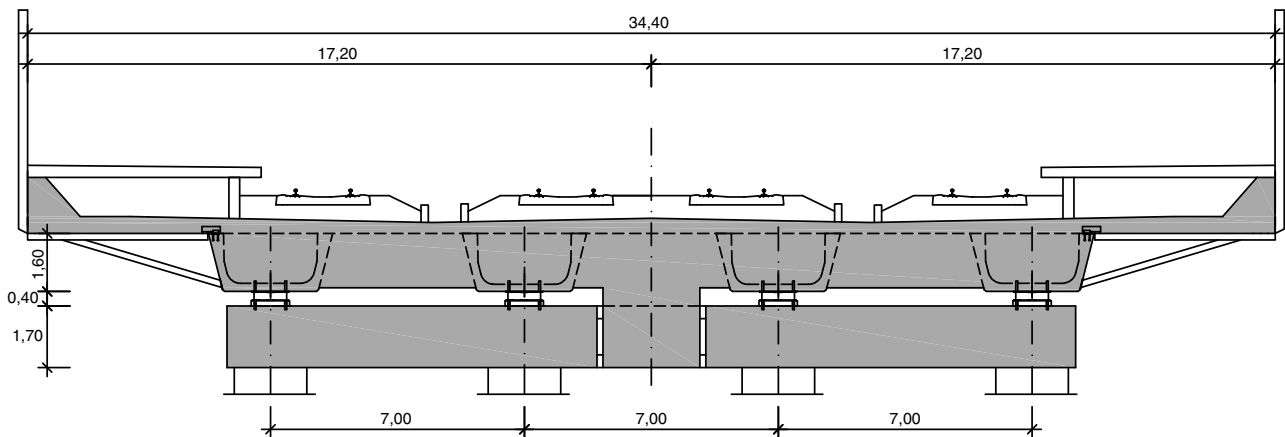


Figura 8. Sección tipo en zona de 34,4 m de ancho. Viaducto de Callosa-Cox.

importante función de recentrado durante el evento sísmico [1,2]. El esfuerzo que llega al estribo por medio de los dispositivos antisísmicos es del orden de los 16.000 kN, mientras que en cada pila con neopreno el esfuerzo es del orden de los 3.600 kN (fig. 10).

A nivel transversal se disponen apoyos fijos transversales, que se materializan por medio de apoyos tipo Pot o mediante topes según el ancho de la sección. La fuerza transversal máxima que se genera en cabeza de pilas durante el sismo es del orden de los 8.000 kN.

Por tanto, se han dispuesto dispositivos antisísmicos que trabajan en el esquema resistente longitudinal debido a que no es posible resistir el sismo garantizando la ausencia de daño con una unión rígida con el estribo. A nivel transversal la estructura se resuelve con un esquema de vinculación fija tablero-subestructura siguiendo el primero de los criterios de diseño establecidos en este artículo.

El diseño de los dispositivos antisísmicos se realiza de manera que se pueda garantizar su comportamiento en tres situaciones diferentes: cargas lentas, frenado y sismo. Para cada una de ellas



Figura 9. Fotografía Viaducto Callosa-Cox en construcción.

se define la velocidad del dispositivo y la fuerza transmitida según el siguiente esquema:

- Velocidad $< 0,7$ mm/s; fuerza despreciable.
- Velocidad de activación ($\sim 0,7$ mm/s); fuerza durante frenado.
- Velocidad máxima (durante sismo); fuerza durante sismo.

La velocidad de activación se define de acuerdo al rango establecido en la normativa EN15129 [3], la fuerza de frenado se predimensiona de forma simplificada como se expone más adelante, y los valores característicos del aparato durante el evento sísmico (velocidad y fuerza) son resultado del cálculo sísmico no lineal. Como consecuencia de esta definición se obtienen dos pares de valores de velocidad y fuerza que permiten establecer los parámetros C y α que definen la ley de comportamiento $F = C v^\alpha$ que caracteriza el funcionamiento de los dispositivos durante el sismo [4,5]. De acuerdo a nuestra experiencia, se puede tomar como semilla inicial para realizar la primera definición de la ley de comportamiento de los dispositivos una velocidad máxima durante el evento sísmico del orden de los 0,4-0,6 m/s.

El cálculo sísmico no lineal se realiza siguiendo el proceso definido en el EC8 [6], partiendo de una serie de acelerogramas compatibles con el espectro de diseño y teniendo en cuenta tanto el comportamiento de los dispositivos antisísmicos como la disipación de energía debida al rozamiento de los aparatos de apoyo deslizantes tipo Pot [7]. Para este tipo de apoyos se consideran dos hipótesis diferentes. En la primera, el rozamiento de los mismos es mínimo, y por tanto la disipación de energía por rozamiento también lo es, y sirve para calcular los movimientos máximos. La segunda hipótesis, con rozamiento máximo, permite obtener las fuerzas máximas en las pilas con apoyos Pot y evaluar la capacidad de recentrado de las pilas con apoyos elásticos. En este sentido es importante destacar que el rozamiento



Figura 10. Fotografía detalle dispositivos antisísmicos en Viaducto Callosa-Cox.

de los apoyos es una acción que no solo disipa parte de la energía movilizada durante el sismo, sino que también evita que el recentrado de la estructura debido a las fuerzas elásticas de las pilas centrales sea totalmente efectivo.

En el caso concreto del viaducto de Callosa-Cox la velocidad máxima durante el cálculo sísmico realizado es de 0,55 m/s y la fuerza máxima de cada uno de los dispositivos es de 2.650 kN, teniendo ya en cuenta el factor de fiabilidad de la EN15129 [3].

El diseño de la estructura se correspondería con un diseño tipo 1 en el rango elástico a nivel transversal y tipo 2 a nivel longitudinal.

Este esquema de diseño antisísmico ha sido posible debido a que el estribo E-2, que recoge la práctica totalidad de la carga sísmica horizontal longitudinal, tiene cimentación directa. En caso de haber sido necesario disponer pilotes prefabricados hincados, la cimentación habría resultado desproporcionada y antieconómica.

Por último, el comportamiento en servicio de la estructura es el siguiente:

A nivel longitudinal y para cargas lentas, como es el caso de la variación térmica y las deformaciones reológicas, el tablero se encuentra vinculado a la subestructura únicamente en las pilas centrales a través de neoprenos zunchados. En este caso la velocidad de deformación en el dispositivo antisísmico será inferior a 0,7 mm/s y por lo tanto la acción transmitida por el mismo será despreciable. En el resto de pilas y estribos no existe más coacción a este desplazamiento que el propio rozamiento de los apoyos tipo Pot.

A nivel longitudinal y para cargas rápidas, como es el caso del frenado y arranque, los dispositivos antisísmicos del estribo E-2 actúan prácticamente como transmisores de impacto, transmitiendo la gran mayoría del esfuerzo longitudinal a este estribo con una deformación mínima acorde a la normativa vigente. Una primera aproximación simplificada del funcionamiento de los dispositivos durante la hipótesis de frenado se expone a continuación:

La aplicación de la fuerza de frenado provoca que se supere la velocidad de activación en el dispositivo (0,7 mm/s) y por lo tanto este transmita carga al estribo a través del movimiento interno del fluido. Teniendo en cuenta que la longitud del puente es de 750 m y la velocidad de proyecto 220 km/h, la situación más desfavorable se produce cuando el tren frena sobre el puente circulando a velocidad máxima, lo cual supone un tiempo de actuación de la carga de frenado de 12 segundos. El desplazamiento del dispositivo en 12 segundos a una velocidad de 0,7 mm/s es de 8,4 mm, valor inferior a la deformación máxima admisible en situación de frenado por la IAPF [8].

Este análisis simplificado se utilizó para realizar un primer encaje de los dispositivos, comprobando posteriormente mediante un análisis no lineal que el diseño era adecuado. Para ello se utilizó el mismo modelo de análisis sísmico no lineal introduciendo el frenado mediante una carga dinámica en tres escalones: un primer tramo en rampa de 1 segundo para llegar al valor de referencia, un segundo tramo de valor constante mantenido durante los mencionados 12 segundos y un tramo descendente final de 1 segundo para llegar a anular el valor de la fuerza.

A nivel transversal el tablero se encuentra vinculado rígidamente a todos los elementos de la subestructura.

Es necesario disponer aparato de dilatación de vía en las proximidades de ambos estribos.

5. Tramo Orihuela-Colada de la Buena Vida

5.1. Viaducto sobre el Tránsito Tajo-Segura

Viaducto de 1.008 m de longitud, con luces máximas de 36 m y con pilas del orden de 10 m de altura. Toda la cimentación del viaducto es profunda mediante pilotes prefabricados hincados de unos 45 m de longitud.

El tablero se resuelve por medio de vigas prefabricadas isostáticas con junta transversal de losa en cada vano.

La estructura se plantea como isostática para evitar un punto fijo (con vinculación rígida o con dispositivos antisísmicos) donde los esfuerzos longitudinales transmitidos al terreno sean elevados. Esta decisión se debe a la imposibilidad de resistir acciones horizontales importantes con una cimentación a base de pilotes hincados prefabricados sin que resulte desproporcionado y antieconómico el número de estos (figs. 11-13).

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,16 g.
- Aceleración de cálculo = 0,29 g.
- Aceleración de meseta de espectro = 0,72 g.

Se disponen apoyos pendulares en todas las pilas y estribos, los cuales se caracterizan por tener un comportamiento doble [6]:

- Debido a su curvatura se comportan como una vinculación elástica en dirección horizontal.
- Debido al coeficiente de rozamiento de las superficies en contacto se genera una fuerza de rozamiento frente a los desplazamientos relativos horizontales de valor μN , es decir, coeficiente de rozamiento por la normal.

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales diseñado es el siguiente:

Bajo las cargas de servicio se vincula longitudinalmente cada vano a la pila y/o estribo correspondiente mediante fusibles dispuestos en los apoyos que impiden el desplazamiento longitudinal relativo tablero-subestructura. Estos fusibles se dimensionan para ser capaces de soportar las acciones horizontales longitudinales, especialmente las de frenado y arranque.

A nivel transversal se disponen topes en estribos mientras que el tablero se vincula a las pilas a través del rozamiento y la rigidez de los apoyos pendulares, si bien el rozamiento de acuerdo con la EN15129 [3] no se tiene en cuenta para evaluar la respuesta de la estructura ante acciones distintas del evento sísmico. Para evitar desplazamientos transversales relativos entre vanos contiguos, y permitir los longitudinales, se disponen pasadores en la junta transversal de la losa, evitando así posibles daños a la vía.

Una vez que las cargas de servicio son superadas (acción sísmica), los fusibles pierden su capacidad portante y liberan la

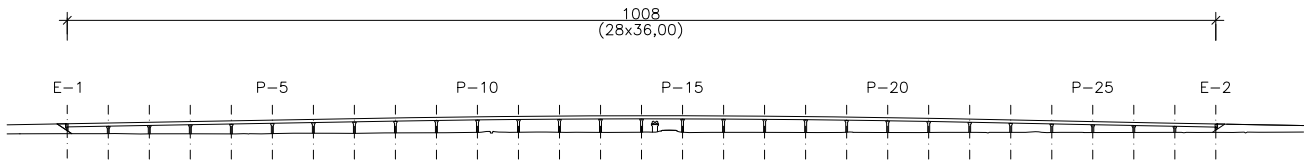


Figura 11. Alzado Viaducto sobre el Traspase Tajo-Segura.

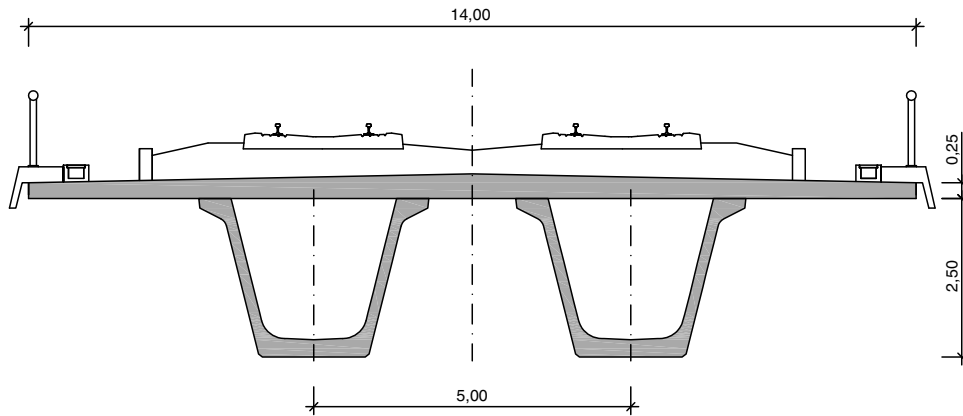


Figura 12. Sección tipo Viaducto sobre el Traspase Tajo-Segura.



Figura 13. Fotografía Viaducto sobre Traspase Tajo-Segura.

coacción longitudinal. Por tanto, los apoyos pendulares trabajan a partir de ese instante como aisladores (debido a la curvatura del apoyo) y amortiguadores (debido a la disipación de energía por el rozamiento) a la vez, disminuyendo los esfuerzos máximos transmitidos durante el evento sísmico hasta los 2.000 kN/pila tanto en dirección transversal como longitudinal. La componente elástica proporcionada por la curvatura de estos apoyos tiene, además, una importante capacidad de recentrado una vez finalizado el sismo.

La disposición de este tipo de apoyos obliga a realizar un cálculo transitorio no lineal con acelerogramas compatibles con el espectro de diseño de acuerdo a la metodología definida por el EC8 [6]. Además, siguiendo las directrices de la EN15129 [3] se realiza un doble cálculo de la estructura considerando los valores máximos y mínimos previstos para el rozamiento de los apoyos pendulares, y se diseñan los apoyos considerando el factor de amplificación del movimiento definido tanto en EC8 como EN15129 [3]. Teniendo en cuenta que el incremento de

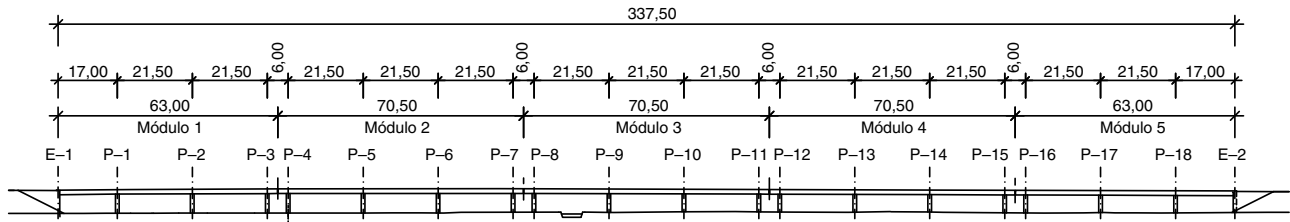


Figura 14. Alzado Viaducto sobre CV-95.

amortiguamiento viene dado por el rozamiento en este tipo de apoyos, es importante destacar la importancia de realizar el doble cálculo. Las verificaciones realizadas con el rozamiento mínimo dan como resultado los movimientos máximos durante el evento sísmico y la capacidad de recentrado máxima, mientras que la consideración del rozamiento máximo lleva a las fuerzas máximas y a la capacidad de recentrado mínima. Además, en este tipo de dispositivos es necesario tener en cuenta el movimiento residual que se produce al finalizar el evento sísmico, en situación de capacidad de recentrado mínima, para diseñar el recorrido máximo de diseño que deben tener los apoyos. Por lo tanto, es necesario tantear la capacidad de amortiguación dada por el rozamiento, así como el aislamiento dado por la curvatura, para obtener un diseño de los aparatos compensado que no obligue a considerar unos recorridos en los mismos excesivos.

En el caso concreto del viaducto sobre el Tránsito Tajo-Segura, los apoyos pendulares diseñados tienen un radio de curvatura de 2 m y un rozamiento nominal del 6%. El cálculo se realizó para una cota inferior del coeficiente de rozamiento del 4% y un valor máximo del 8%, cumpliendo de forma amplia las directrices de la EN15129 [3].

Si bien en el mercado existen apoyos pendulares con materiales que garantizan coeficientes de rozamientos nominales considerablemente mayores (por encima del 10%) así como realizaciones internacionales de puentes en zona sísmica que hacen uso de los mismos, en nuestra opinión consideramos que la penalización en el recentrado de la estructura, además de la obligada consideración de los desplazamientos remanentes después del evento sísmico a la hora de diseñar el recorrido de los apoyos y la capacidad de resistir las posibles réplicas, lleva a un diseño estructural no satisfactorio.

El diseño sísmico de la estructura se correspondería con un diseño tipo 2 tanto a nivel transversal como a nivel longitudinal. Con este diseño se asegura la ausencia de daño estructural durante el evento sísmico de diseño, si bien es necesario realizar la reposición de los fusibles en el caso de que el sismo llegue a romperlos.

No es necesario disponer aparato de dilatación de vía sobre el tablero ni en las proximidades de los estribos.

5.2. Viaducto sobre CV-95

Esta estructura presenta una longitud total de 337,50 m entre ejes de estribos, dividida en 5 módulos integrales de 63,0 m + 3 × 70,5 m + 63,0 m de longitud con tablero continuo

de hormigón postesado aligerado y empotrado en las pilas y estribos (fig. 14).

Cada módulo tipo se compone de tres vanos de 21,50 m y voladizos de 3,00 m, con sección maciza, adyacentes a los vanos extremos con el fin de compensar parcialmente las luces de estos y de eliminar la posibilidad de disponer pilas entre módulos sobre las que sería necesario emplear aparatos de apoyo deslizantes. Los módulos inicial y final se componen de tres vanos de 17,0 + 21,50 + 21,50 m y un voladizo de 3,00 m en el extremo opuesto al estribo (figs. 15 y 16).

Toda la cimentación se ha proyectado como profunda mediante pilotes prefabricados hincados de unos 45 m de profundidad.

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

- Aceleración básica = 0,16 g.
- Aceleración de cálculo = 0,29 g.
- Factor de comportamiento de la estructura = 1,50 (ductilidad limitada).
- Aceleración de meseta de espectro = 0,48 g.

Debido a la escasa altura de la rasante respecto al terreno, se plantea una estructura in situ de luces cortas, con un canto de tablero reducido y pilas de sección mínima empotradas al tablero, consiguiendo así:

- La eliminación de todos los elementos de apoyo y, por lo tanto, eliminar la necesidad de mantenimiento de los mismos.
- Crear un equilibrio entre la rigidez necesaria para satisfacer los requisitos deformacionales de un viaducto de alta velocidad ferroviaria y la flexibilidad necesaria para absorber las deformaciones impuestas por temperatura y reología sin generar esfuerzos extremadamente altos mediante una estructura muy simple.

Los criterios de diseño sísmico son inherentes a los criterios de diseño en servicio:

- La estructura tiene la suficiente flexibilidad como para tener un periodo propio que haga que se reduzcan los esfuerzos de la acción sísmica a pesar de incrementar los desplazamientos.
- La estructura tiene la suficiente rigidez y capacidad portante para resistir los esfuerzos generados por el sismo.

Además, el alto grado de hiperestatismo del viaducto permite realizar un dimensionamiento con ductilidad limitada,

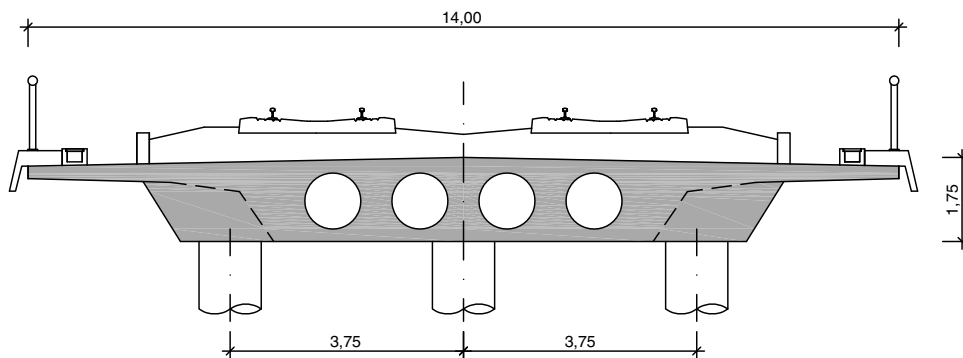


Figura 15. Sección sobre pilas Viaducto sobre CV-95.



Figura 16. Fotografía Viaducto sobre CV-95.

generando cierta disipación de energía debida a la pérdida de rigidez por fisuración producida en el extremo de las pilas poco significativa, sin que se lleguen a producir rótulas plásticas y, por lo tanto, evitando tener que realizar labores de reparación si se llegase a producir un sismo de intensidad como la de cálculo.

El diseño sísmico de la estructura se correspondería con un diseño tipo I con ductilidad limitada.

No es necesario disponer aparato de dilatación de vía sobre el tablero ni en las proximidades de los estribos.

6. Conclusiones

En este artículo se han mostrado los criterios de diseño que se han utilizado para resolver los viaductos correspondientes a tres tramos de la LAV de Levante, que tienen como particularidad el estar situados en una de las zonas con mayor riesgo sísmico de España y con unas condiciones geotécnicas de baja capacidad portante y alta deformabilidad.

Si bien se han utilizado soluciones diferentes para cada una de las estructuras, todos los encajes se han realizado siguiendo

los criterios de minimización de esfuerzos sísmicos así como las eventuales labores de mantenimiento de las estructuras.

En cada estructura, bien sea por su longitud, altura de pilas o condiciones de cimentación, se ha particularizado el diseño sísmico atendiendo a todos y cada uno de los condicionantes existentes, generando así una serie de soluciones de diseño sísmico bien diferenciadas en cada viaducto.

7. Relación de participantes

7.1. Tramo Elche-Crevillente

Director de Obra: Francisco Rodríguez Montón.

Asistencia técnica a la D. O.: Ofiteco e Ignacio Granell.

Empresa constructora: Azvi.

Empresa subcontratista de estructuras: Estructuras y Montaje de Prefabricados.

Suministrador apoyos: VSL.

Proyecto constructivo y asistencia técnica de estructuras: k2 Estudio de Ingeniería.

7.2. Tramo San Isidro-Orihuela

Director de Obra: Francisco Rodríguez Montón.

Asistencia técnica a la D. O.: SEG.

Empresa constructora: Dragados-Tecsa-Constructora Hormigones Martínez.

Empresa subcontratista de estructuras: Estructuras y Montaje de Prefabricados.

Suministrador apoyos y dispositivos antisísmicos: Freyssinet-Alga.

Proyecto constructivo y asistencia técnica de estructuras: k2 Estudio de Ingeniería.

7.3. Tramo Orihuela-Colada de la Buena Vida

Director de Obra: Francisco Rodríguez Montón.

Asistencia técnica a la D. O.: GPO.

Empresa constructora: Sacyr-Neopul.

Empresa subcontratista de estructuras: Estructuras y Montaje de Prefabricados.

Suministrador apoyos: Freyssinet-Alga.

Suministrador Dispositivos antisísmicos: Freyssinet-Alga.
Proyecto constructivo y asistencia técnica de estructuras: k2 Estudio de Ingeniería.

Bibliografía

- [1] R. Medeot, [Aislamiento y amortiguación en el diseño sísmico](#), Jornadas ACHE mayo (2004).
- [2] R. Medeot, Re-centring capability evaluation of seismic isolation systems based on energy concepts, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004, paper n.º 3106, Vancouver, Canada.
- [3] UNE-EN 15129:2011. Dispositivos antisísmicos. AENOR, 2011.
- [4] F. Virtuoso, L. Guerreiro, J. Azevedo, Modelling the seismic behaviour of bridges with viscous dampers, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000, paper n.º 0782, Auckland, New Zealand.
- [5] D. Lee, P. Taylor, [Viscous damper development and future trends](#), *The Structural Design of Tall Buildings*. 1 (5) (2001) 311–320.
- [6] UNE-EN 1998-2:2012. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes. AENOR, 2012.
- [7] J.A. Llombart, J. Revoltós, J. Cascales, *Obras en Chipre. Viaducto urbano en Limassol. Viaducto Petra Tou Romiou*, *Hormigón y Acero* 238 (2005) 105–115.
- [8] Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF). Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, 2010.