

EXPERIENCIA ADQUIRIDA EN EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN EN VIADUCTOS DE ALTA VELOCIDAD EN ZONAS SÍSMICAS

Francisco MILLANES MATO

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
IDEAM, S.A.
Presidente
general@ideam.es

Jorge NEBREDÁ SÁNCHEZ

Ingeniero de Caminos, C. y P.
IDEAM, S.A.
Ingeniero de Proyectos
jorge.nebreda@ideam.es

Daniel MARTÍNEZ AGROMAYOR

Ingeniero de Caminos, C. y P.
IDEAM, S.A.
Jefe de Proyectos
daniel.martinez@ideam.es

Juan Miguel CERECEDA BOUDET

Ingeniero de Caminos, C. y P.
IDEAM, S.A.
Ingeniero de Proyectos
juanmiguel.cereceda@ideam.es

RESUMEN

Se exponen en esta ponencia las principales conclusiones que hemos podido extraer en IDEAM a partir de nuestra experiencia como proyectistas de diferentes viaductos de alta velocidad en zonas de elevada intensidad sísmica, en las líneas de AVE Córdoba-Málaga, Córdoba-Granada y Murcia-Almería, así como, fundamentalmente, de la supervisión de múltiples proyectos, como Asesores especializados en estructuras de la Dirección de Línea Sur, en la línea de AVE Murcia-Almería. Nos centraremos, principalmente, en los aspectos derivados de la elección de la tipología estructural desde el punto de vista sismorresistente, así como en relación al diseño de detalles, cálculo y dimensionamiento, ejecución, inspección y mantenimiento de las estructuras de puentes y viaductos.

PALABRAS CLAVE: sismo, alta velocidad, punto fijo, POT, péndulos, amortiguadores, topes.

1. Problemática asociada al diseño de viaductos de alta velocidad en zonas sísmicas

España es uno de los países del mundo con mayor desarrollo en líneas de alta velocidad. La irregular orografía peninsular hace que sea preciso recurrir a la ejecución de numerosos viaductos, muchos de ellos ubicados en zonas de alta sismicidad, donde las acciones asociadas a la situación accidental de sismo pueden resultar condicionantes, fundamentalmente de cara al diseño de la subestructura (pilas, estribos y cimentaciones) y a su conexión con el tablero (apoyos, topes).

En relación con el sismo longitudinal, en función de la tipología del viaducto (isostático o continuo), de su longitud y de la aceleración de cálculo, es posible plantear diversas estrategias de diseño ante la sollicitación sísmica.

En lo referente al comportamiento transversal, la tendencia predominante suele ser la vinculación mediante topes en las cabezas de pilas y estribos, aunque, como se describirá, otras opciones están abriéndose camino.

2. Viaductos isostáticos

La solución más habitual es la vinculación longitudinal de un extremo del vano a la pila sobre la que descansa. De este modo, cada pila se halla sometida a la fuerza transmitida por su vano tributario.

La coacción longitudinal suele materializarse mediante apoyos coartados en dicha dirección, no con topes. Ello se debe a dos motivos: la dificultad de ejecutarlos dada la ajustada dimensión de la cabeza de las pilas y la necesidad de permitir el libre movimiento longitudinal de la otra línea de apoyos del vano adyacente.

Si bien esta solución es ventajosa en viaductos largos, su principal limitación radica en la necesidad de sobredimensionamiento cuando las pilas son altas o los vanos de luces importantes, para poder cumplir con las exigencias resistentes y de deformabilidad de las LAV.

Un aspecto de gran importancia es el correcto diseño y ejecución de los anclajes de los apoyos fijos a la cabeza de la pila, que generalmente requieren numerosos pernos de gran diámetro y un armado localizado potente que zunche el conjunto.

Un ejemplo existente de esta tipología es el Viaducto del Río Genil (2004), en la L.A.V. Córdoba-Málaga (Figura 1), con 29 vanos isostáticos de 48 m de luz y una aceleración de cálculo de 0,10-g. Los apoyos empleados son POT, con dos fijos en longitudinal y dos libres por cada pila.



Figura 1. Viaducto sobre el Río Genil (L.A.V. Córdoba-Málaga).

3. Viaductos continuos

Dependiendo de la masa movilizada, producto de la masa del tablero por aceleración de diseño, existen básicamente tres opciones en el esquema resistente longitudinal, que describimos a continuación.

3.1. Punto fijo extremo

La primera posibilidad es transferir toda la fuerza sísmica a un estribo fijo, al cual se vincula el tablero mediante pretensado (barras o cables), disponiendo entre ambos apoyos elastoméricos o tipo POT.

De cara al dimensionamiento de los elementos, los criterios básicos son:

- Si se opta por un análisis modal espectral (muy cómodo la tratarse de un sistema de un grado de libertad) es necesario prescindir de la elongabilidad del tablero, cuando nos encontramos en la rama ascendente del espectro, ya que en realidad, cualquier flexibilización de los elementos resistentes nos conducirá a fuerzas mayores de las previstas en diseño.
- Bajo acción sísmica longitudinal y bajo las acciones longitudinales de explotación mayoradas (frenado, viento, rozamiento de teflones) tirando del estribo, el sistema de pretensado ha de garantizar la seguridad del anclaje. Se obtiene así la sección mínima de acero de dicho anclaje. En todo caso conviene dimensionar la fuerza mínima de pretensado para garantizar la no descompresión del tope bajo fuerzas sísmicas máximas, para prevenir el riesgo de rotura frágil del pretensado de anclaje bajo la interacción dinámica de fuerzas de tracción y cizallamiento vertical u horizontal.
- Bajo acción sísmica longitudinal y bajo acciones longitudinales de explotación características (o mayoradas, según se especifique para el apoyo) empujando contra el estribo (y sumando la fuerza inicial mayorada del pretensado), los apoyos no deben rebasar su tensión límite de trabajo. De este modo se obtiene una relación entre área de apoyos y fuerza de tesado.
- Bajo acciones longitudinales de explotación características (frenado, viento, rozamiento de teflones) tirando del estribo (y restando la fuerza del pretensado con sus pérdidas y minorada), la tensión en los apoyos no debe ser inferior a un determinado límite para evitar la reptación, salvo que se dispongan apoyos anclados. Con este criterio se establece otra relación entre área de apoyos y fuerza de tesado.

Respecto a los apoyos del tablero, lo más normal es que sean de tipo esférico con capacidad de deslizamiento. Asimismo, en el dimensionamiento del punto fijo no se debe considerar la disipación de energía a través del rozamiento de estos apoyos.

En lo referente a la ejecución, conviene resaltar varios aspectos. La realización de un pretensado en el estribo exige la presencia de una cámara de tesado con facilidad de entrada y maniobrabilidad. Por otra parte, también se deberá prever la accesibilidad de operarios por el frente del estribo para la sustitución de los apoyos longitudinales. Además, el pretensado tiene que ser sustituible y retesable, por lo que ha de ir inserto en vainas rellenas de ceras o aceites inertes, no de lechada. Asimismo, se desaconseja que el anclaje se efectúe con cuñas ya que, dada su reducida longitud, las pérdidas pueden ser elevadas. Es recomendable el uso de tuercas o la aplicación de un sobretesado para que, tras el anclaje y las pérdidas, se garantice la fuerza de cálculo. Finalmente, se deberán disponer abocinamientos y anillos elastoméricos en el mamaparo del estribo del tablero para permitir su giro sin inducir flexiones parásitas en el sistema de anclaje longitudinal, inadmisibles ante la fatiga.

3.2. Pila central fija

En viaductos continuos de gran longitud la ubicación de un punto fijo extremo puede conducir a grandes desplazamientos incompatibles con las juntas de dilatación del estribo opuesto así como a la necesidad de disponer de importantes cuantías de pretensado en el estribo fijo para contrarrestar la masa oscilante. En estas situaciones, se recurre frecuentemente a una pila central fija que reduce a la mitad la longitud dilatable. Si, además, el proceso constructivo se organiza de modo que se minimice la retracción acumulada en las secciones de estribo, es posible controlar las deformaciones en los casos extremos.

Un ejemplo significativo es el Viaducto de Archidona (Fig. 2), de 3150 m (récord de longitud de tablero entre juntas). Si bien el tablero es mixto, con menor retracción, la hipótesis de construcción desde la pila central implicaba unas deformaciones en el límite compatible con la mayor junta de dilatación disponible. Esto condujo a una optimización del proceso constructivo para acotar las deformaciones diferidas.

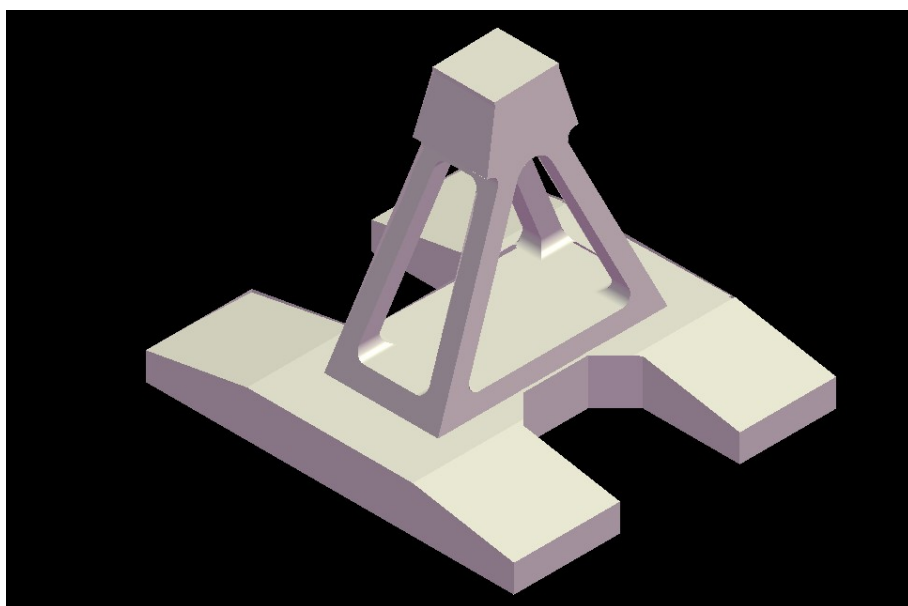


Figura 2. Pila central del viaducto de Archidona (L.A.V. Málaga-Granada).

La pila central, destinada a resistir una fuerza sísmica longitudinal de 100.000 kN, se proyectó en forma de pirámide cuyas aristas son cuatro fustes macizos de hormigón armado con un encepado doble de grandes dimensiones (2 encepados de 40 m de ancho, 11 m de largo y 5 m de canto unidos con un tirante de 13 m de ancho y 2 m de canto) y 28 pilotes de 2 m de diámetro por encepado.

3.3. Transmisores de impacto en los estribos

Los transmisores de impacto (figura 3) son dispositivos que, mediante disipación de energía, limitan la fuerza que llega a los estribos dentro del rango de velocidades de vibración esperable. Estos aparatos llevan unos dispositivos hidráulicos en su interior cuyas propiedades mecánicas varían en función de la velocidad de la sollicitación. Así, ante deformaciones lentas (efectos térmicos y reológicos) son pasivos mientras que ante acciones de rápida aplicación (frenado, sismo) actúan como elementos cuasi-rígidos.



Figura 3. Transmisores de impacto en el Viaducto Arroyo de Las Piedras (L.A.V. Córdoba-Málaga).

El comportamiento de estos aparatos puede caracterizarse mediante una curva fuerza-velocidad de tipo exponencial $F=C \cdot v^\alpha$ (de muy bajo exponente, en el orden de 0,01-0,10) y que constituye una generalización de la expresión coulombiana de la dinámica estructural clásica (lineal). En la figura 4 se recogen las curvas característica y empírica resultantes de la aplicación de un acelerograma a un modelo de contraste para un viaducto de la L.A.V. Murcia-Almería con 4 amortiguadores viscosos (HVD) por estribo proyectado por APIA XXI. Se aprecia (Fig. 4) cómo para valores bajos del exponente α aparecen discrepancias locales en las zonas del codo de la curva (velocidad baja) entre la ley constitutiva teórica y la salida del programa, debido al cambio brusco en la derivada de la curva. Estas divergencias no son críticas puesto que el ajuste es preciso en el rango de velocidades de oscilación típicas de un sismo (0,05-0,30 m/s), para las que se dimensionan los HVD. Los diversos codos que se registran en la Figura 4 para la salida numérica corresponden a las oscilaciones de vaivén del tablero como respuesta al acelerograma solicitante.

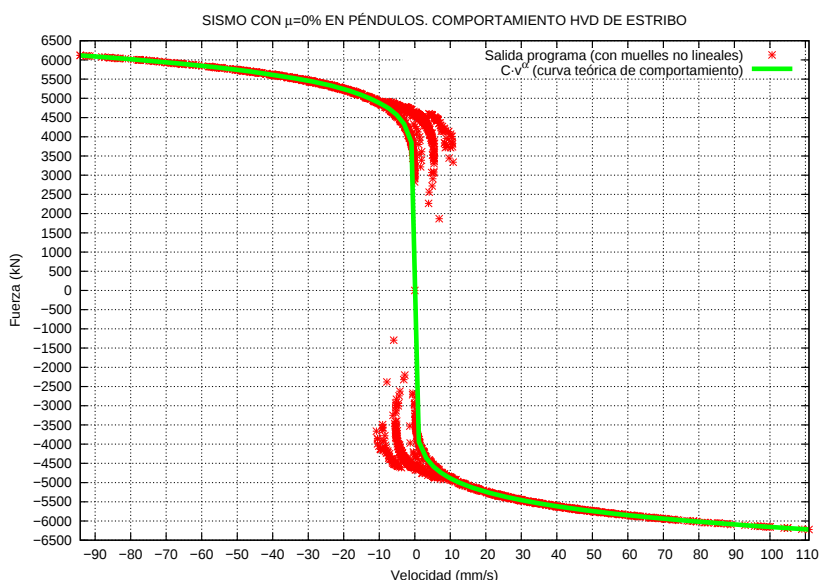


Figura 4. Valores teóricos (línea verde) y salida numérica (puntos rojos) para un HVD sometido a acelerograma.

La disipación de energía (histéresis) se mide por el área encerrada en la curva fuerza-desplazamiento, que tiende tanto más a un rectángulo cuanto menor sea el exponente de la

velocidad y se asemeja tanto más a una elipse cuanto más se aproxime a la unidad (caso lineal). En la figura 5 se muestra la gráfica empírica de histéresis para el caso antes descrito.

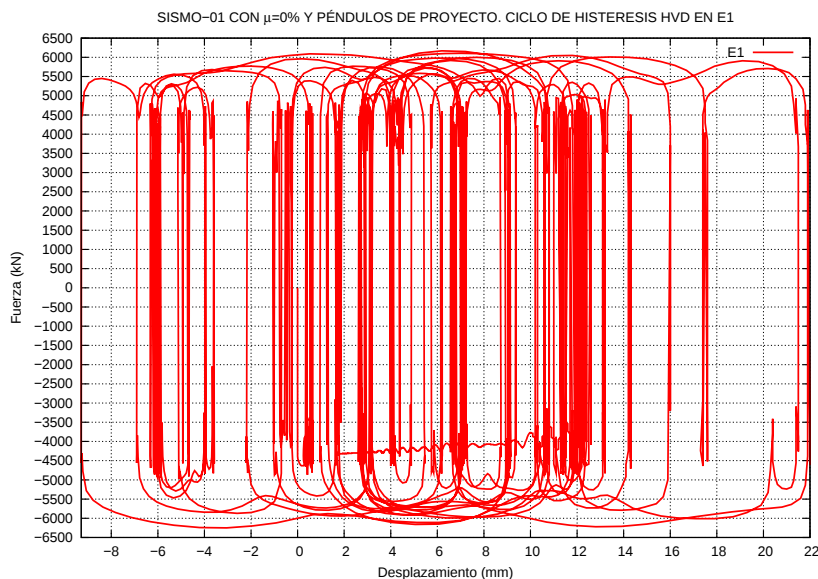


Figura 5. Gráfica de histéresis para un amortiguador viscoso.

De cara al dimensionamiento, el encaje de sus parámetros definitorios ha de realizarse para que ante el frenado la deformación sea compatible con las exigencias de las juntas de estribo y para que frente al sismo longitudinal la fuerza transmitida no sea excesiva en comparación con la reacción por frenado.

Dado que la curva constitutiva de estos aparatos es exponencial, se hace indispensable realizar un análisis no lineal de la estructura mediante acelerogramas sintéticos derivados del espectro de cálculo.

Una vez que ha cesado la sollicitación, surge la necesidad de recuperar los desplazamientos producidos para restaurar el sistema a su posición de partida, ya que los amortiguadores de impacto no poseen tal capacidad per se. Existen tres posibilidades de recentrado que describimos a continuación.

3.3.1. Recentrado mediante apoyos elastoméricos

El recentrado mediante apoyos de neopreno zunchado es adecuado en viaductos de baja rasante, en los que interesa recuperar el desplazamiento longitudinal del tablero sin inducir grandes fuerzas en la cabeza de las pilas vinculadas al mismo. Para ello, los apoyos han de ser flexibles (altos) de modo que se permita la oscilación del tablero sin arrastrar a las pilas. Estos apoyos deben diseñarse únicamente para las posibles fuerzas de recentrado en longitudinal, mientras que la carga vertical deberá ser resistida siempre por dispositivos tipo POT, como exige el ADIF. En transversal se tiene que asegurar la no superación de los desplazamientos máximos exigidos por la IAPF, lo que obliga a disponer, sobre todo en estribos, apoyos tipo POT fijos en transversal o topes.

3.3.2. Recentrado mediante pilas vinculadas longitudinalmente al tablero

Esta solución es viable con pilas altas, cuya flexibilidad permite recentrar importantes desplazamientos longitudinales del tablero con pequeñas fuerzas en cabeza. Tal es el caso del Viaducto Arroyo de las Piedras, cuyas cuatro pilas centrales, de más de 90 m de altura, sirven de

resorte flexible para la recuperación. Los apoyos de dichas pilas, esféricos como los de todo el viaducto, se hallan coartados en longitudinal. En este viaducto el desplazamiento longitudinal por sismo es del orden de 0,10 m.

3.3.3. Recentrado mediante péndulos de fricción

Se trata de una alternativa que está empezando a aplicarse, en combinación con amortiguadores viscosos, en 4 viaductos de la L.A.V. Murcia-Almería proyectados por APIA XXI. Un péndulo de fricción presenta un doble comportamiento: disipación de energía (histéresis) en forma de rozamiento (que, según la normativa, no puede contabilizarse cuando no está ejerciendo la función principal de dispositivo antisísmico) y capacidad elástica (sin histéresis) de recentrado en virtud de la rigidez que confiere su curvatura. Las figuras 6 y 7 muestran el bucle de histéresis de un péndulo de fricción considerando su rozamiento para un radio corriente (2,235 m en el viaducto estudiado) y otro plano sometidos a la misma excitación sísmica. Se comprueba que la disipación de energía (área encerrada) es la misma e independiente del radio.

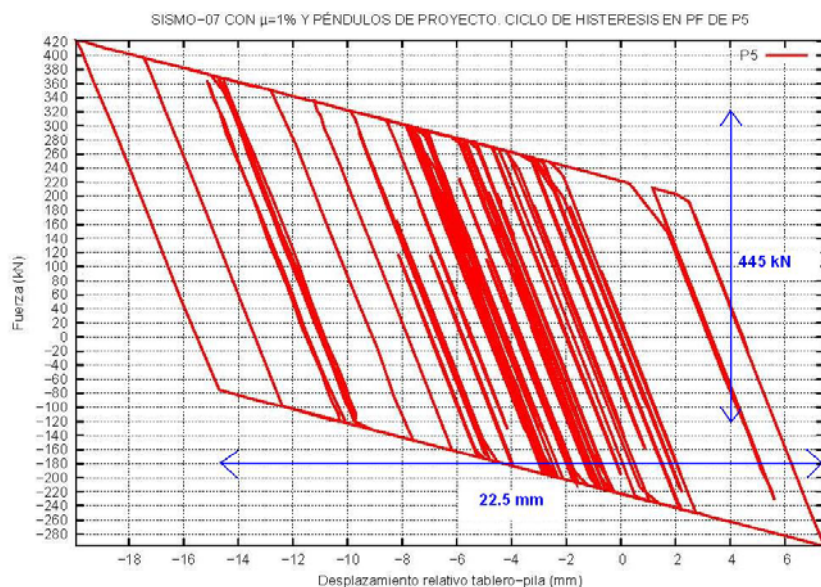


Figura 6. Gráfica de histéresis para un péndulo de fricción con rozamiento.

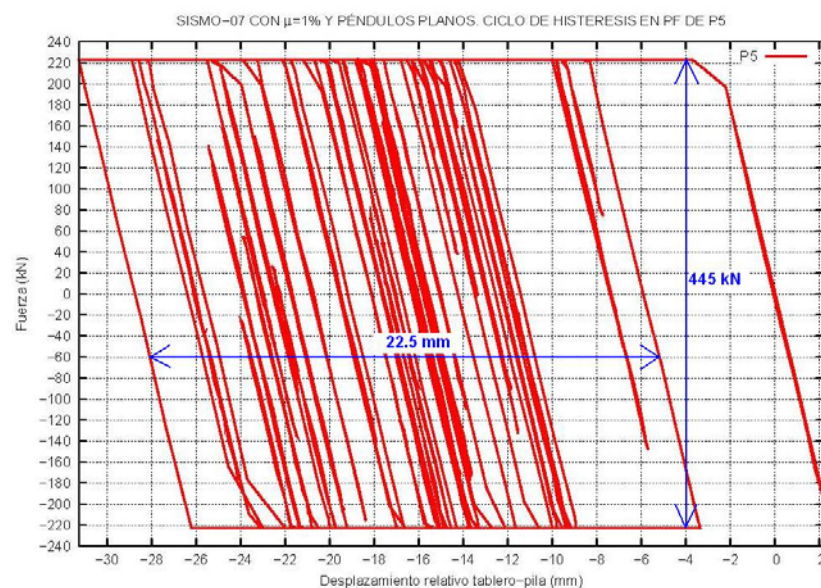


Figura 7. Gráfica de histéresis para un péndulo de fricción plano con rozamiento.

Cuando los péndulos de fricción se emplean de forma combinada con amortiguadores viscosos no es posible aprovechar todas sus propiedades de aislamiento sísmico (sólo recentran), mientras que ello sí resulta factible en transversal, como veremos posteriormente.

De cara al estudio de detalle, es importante tener en cuenta que los péndulos no permiten recuperar la totalidad del desplazamiento sísmico, sino sólo la fracción para la que la fuerza de recentrado (que depende del radio) supera a la de rozamiento. Esto significa que, al cabo de unas horas después de un sismo (tiempo necesario para que los amortiguadores se relajen), el viaducto retorna paulatinamente a una configuración autoequilibrada (en cuanto a fuerzas en cabeza se refiere) y desplazada respecto a la de partida. Por ello, es preciso un análisis cuidadoso de los reglajes para cada sección de apoyo, especialmente en las pilas más alejadas del punto neutro, de modo que en situación permanente las fuerzas acumuladas por desplazamientos termohigrométricos vayan disminuyendo con el tiempo y sólo las solicitaciones como el frenado o el sismo longitudinal induzcan esfuerzos relevantes. De lo contrario, son los desplazamientos diferidos los que más penalizantes resultan sobre la subestructura.

4. Diseño sismorresistente en transversal

La tendencia predominante ha sido la vinculación rígida en transversal en pilas y estribos mediante topes o con apoyos fijos transversalmente (sólo uno por cada eje de apoyos para evitar incertidumbres en el reparto de fuerzas entre elementos rígidos). La segunda opción es, a nuestro parecer, más engorrosa por el detalle local de fuerte armado de anclaje de los gruesos pernos a la cabeza de pila y fondos de tablero. En cambio, los topes son más sencillos de ejecutar y la sustitución, en caso de daño del apoyo transversal, generalmente un neopreno-teflón, se simplifica. Es posible dejar una holgura en el tope, con lo que sólo funciona en situación accidental, mientras que los apoyos fijos (con fusible) se dimensionan para resistir las fuerzas de lazo, viento, centrífuga y sismo de servicio (fuerzas para las cuales el armado de anclaje de los citados pernos puede ser resuelto con cuantías de ferralla localizada razonables). Otra posibilidad, en viaductos de longitudes moderadas, es prescindir de la holgura y conferir al tope toda la capacidad resistente.

Las figuras 8 y 9 muestran las soluciones adoptadas para los viaductos de Archidona (L.A.V. Córdoba-Granada) y de Totana (L.A.V. Murcia-Almería), respectivamente. El primero, con dintel continuo, se fijó en transversal mediante topes con holgura sobre pilas aporticadas. En el segundo, isostático, el tope precisa de una riostra que vincule las tres artesas para no sobresolicitar excesivamente la flexión de la losa.



Figura 8. Viaducto de Archidona. Detalle de tope transversal.

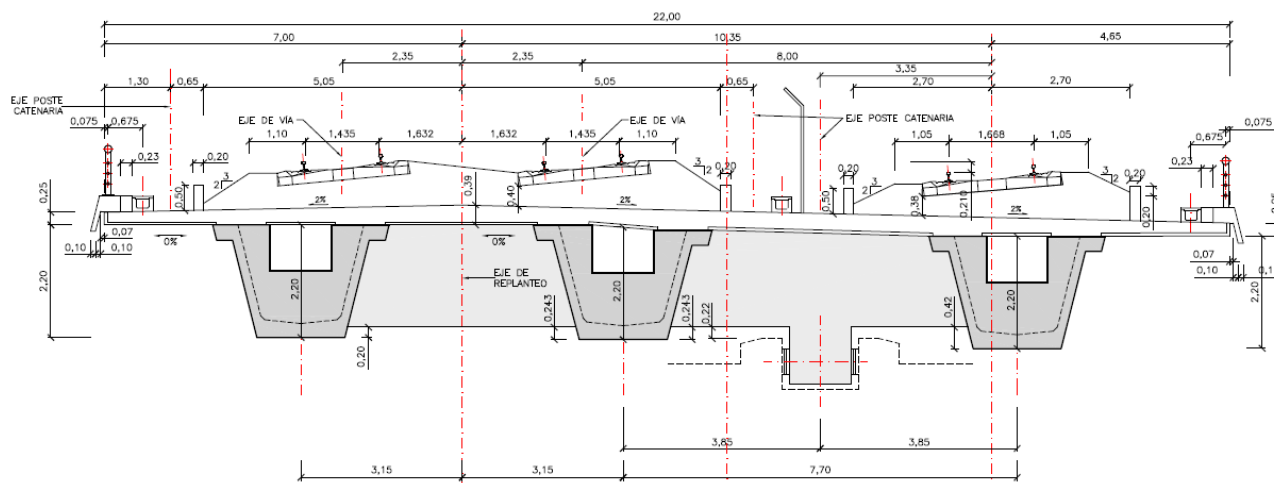


Figura 9. Viaducto de Totana. Sección transversal con tope transversal.

Actualmente se están estudiando soluciones con péndulos de fricción (figura 10), frente al sismo transversal, sobre las pilas y disponiendo topes laterales en estribos y, en ciertos casos, también en algunas pilas. El interés de esta alternativa reside en aislar la estructura disipando energía por histéresis (a través del rozamiento) y haciéndola oscilar casi como un sólido rígido con un periodo gobernado fundamentalmente por el radio del péndulo. Para valores habituales de dicho radio, es posible alcanzar periodos de entre 2 y 3 s, lo que reduce las aceleraciones espectrales a costa de aumentar los desplazamientos. Asimismo, ante acciones transversales de explotación (viento, fuerza centrífuga, fuerza de lazo, sismo de servicio) pueden darse importantes movimientos incompatibles con las limitaciones de deformaciones transversales y giros en planta de la normativa. De ahí la necesidad de disponer en viaductos largos un cierto número de pilas con topes transversales que reduzcan la luz de flexión transversal y permitan recentrar elásticamente el viaducto.

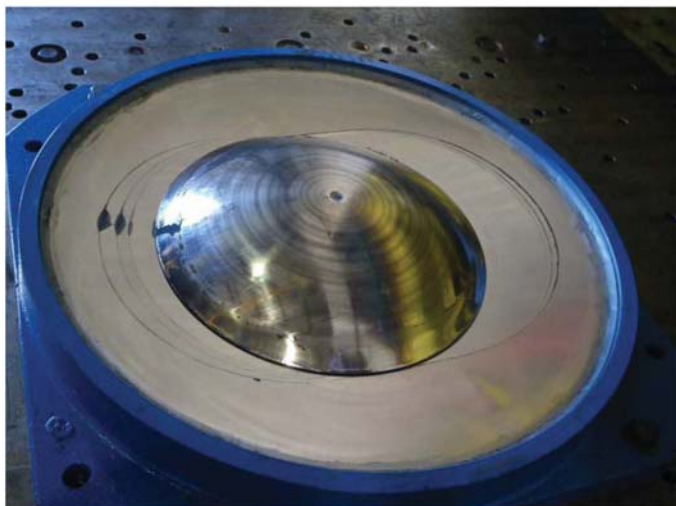


Figura 10. Vista de un péndulo de fricción tras ensayo.

Un aspecto reseñable, cuando se empleen péndulos de fricción, es el interés de garantizar la protección antipolvo mediante faldones para impedir alteraciones en los valores del rozamiento y pérdidas de funcionalidad.

5. Consideraciones adicionales para el diseño: funcionalidad y ductilidad

La reciente tendencia a la introducción de los péndulos de fricción como aislamiento sísmico conduce a un replanteamiento de los criterios de validación de una estructura en situación accidental. La línea actual de la normativa es un criterio de resistencia, según el cual ante un sismo de diseño la subestructura ha de garantizar la seguridad en términos de esfuerzos y, en lo posible, con la mayor ductilidad compatible con las deformaciones últimas. Tal planteamiento presupone la plastificación de los materiales en determinadas secciones y, por tanto, la necesidad de actuación en y reparación de la estructura para su posterior utilización. En cambio, el uso de péndulos como dispositivo único de aislamiento (solución que se emplea comúnmente en grandes edificios e instalaciones industriales como plantas petrolíferas, centrales nucleares o depósitos de GNL) permite independizar la oscilación del tablero de la del terreno a costa de importantes desplazamientos, con lo que las pilas y cimentaciones se ven notablemente aliviadas (ya que los sus esfuerzos solicitantes pasan a ser los derivados de su propia oscilación) y es posible asegurar la rápida funcionalidad de la estructura tras el sismo. El principal foco de atención pasaría a ser el control de los desplazamientos, el diseño de juntas capaces de absorber tales movimientos y la garantía de recentrado (por ejemplo, mediante pilas coartadas).

Otro aspecto sobre el que desearíamos llamar la atención es el uso, a veces inadecuado, de la reducción de esfuerzos sísmicos por criterios de ductilidad limitada según NCSP-07. Tal planteamiento sólo es válido para los esfuerzos de flexión en pilas, no para el cortante ni los desplazamientos. Asimismo, la reducción no es aplicable al diseño de la cimentación. De la misma forma, no se puede suponer comportamiento dúctil si la transmisión de fuerzas sísmicas desde el tablero es mediante apoyos elastoméricos. Por otra parte, el recurso de la ductilidad no tiene sentido si no se disponen los detalles constructivos adecuados para asegurar la formación de rótulas dúctiles en las secciones destinadas a ello (fusibles).