

Modelos simplificados para análisis de puentes con dispositivos antisísmicos*

*Simplified models for the analysis of bridges with anti-seismic devices***

Jorge Cascales Fernández ^{*,a}, Ricardo Rico Rubio ^b, Sergio Couto Wörner ^c y Pablo

Grandío Noche ^d

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. K2 Estudio de Ingeniería S.L. Director Técnico.

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. K2 Estudio de Ingeniería S.L. Director de Ingeniería.

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. K2 Estudio de Ingeniería S.L. Director General.

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. K2 Estudio de Ingeniería S.L. Ingeniero de proyectos.

RESUMEN

La disposición de dispositivos antisísmicos en puentes, dado su marcado comportamiento no lineal, provoca que el análisis sísmico estructural se complique de una forma relevante al no ser válido ya el análisis espectral elástico. En este artículo se muestran una serie de modelos no lineales simplificados de muy pocos grados de libertad que permitieron realizar un adecuado dimensionamiento de los dispositivos antisísmicos limitando el coste de ingeniería. Además, se comparan también los resultados de los modelos simplificados con los modelos completos no lineales, realizados en una posterior fase de comprobación del diseño, para verificar la bondad del método propuesto.

ABSTRACT

The use of anti-seismic devices in bridge projects, due to their significant non-linear behaviour, leads to a significantly more complex structural analysis, given that elastic spectral analysis is no longer valid. In this article, a series of simplified nonlinear models with few degrees of freedom are presented, which allowed seismic devices design with engineering cost reduction. Besides, the results obtained in simplified models are compared to these of more detailed nonlinear models used in further stages of design, so as to verify the convenience of the proposed method.

PALABRAS CLAVE: sismo, amortiguadores, apoyos pendulares, LRB, no linealidad.

KEYWORDS: earthquake, dampers, friction pendulum bearings, LRB, non-linearity.

1. Introducción

En la actualidad, las soluciones basadas en el empleo de dispositivos antisísmicos están plenamente consolidadas dentro de las estrategias destinadas a la protección de las estructuras ante las acciones de sismo.

Los métodos de análisis disponibles, recogidos en las normativas de aplicación, permiten reproducir de forma teórica el

comportamiento de la estructura ante el evento sísmico, recogiendo las propiedades de los dispositivos empleados. Paralelamente, el desarrollo de las herramientas de análisis que ofrece el mercado ha posibilitado la implementación de dichos métodos. Sin embargo, en ciertos casos, la complejidad de los modelos obliga a un elevado coste de ingeniería

tanto para la realización de los mismos como en la interpretación de resultados, cuya bondad es también difícil de cotejar cuanto más vasto es el análisis.

Por ello es recomendable partir de modelos simplificados que agilicen los procesos de diseño y den idea del orden esperable de los resultados a obtener. Dado el marcado comportamiento no lineal que este tipo de dispositivos provocan en una estructura sometida a una acción sísmica, no parece razonable optar por modelos lineales. Se recomienda entonces como modelo simplificado realizar modelos de muy pocos grados de libertad (entre 1 y 2) para realizar la primera aproximación al comportamiento de la estructura.

Este tipo de modelos son ágiles, se tardan pocos minutos en obtener resultados, y posibilitan realizar el encaje inicial de la estructura. Además, a un coste muy similar, permiten encajar el comportamiento estructural con un grado de fiabilidad muy superior al de los modelos simplificados lineales. Por último, también permiten evaluar el recentrado a partir de la gráfica de movimientos durante el evento sísmico.

Para ilustrar la utilidad de este tipo de cálculos, se exponen a continuación las metodologías seguidas en los proyectos de diferentes realizaciones, con indicación de las propiedades y resultados más relevantes.

2. Puentes con aisladores de neopreno y disipadores viscosos no lineales

2.1 Definición de la estructura y de la acción sísmica a considerar

En este apartado se procede a mostrar el diseño antisísmico del viaducto de Callosa-Cox, perteneciente a la LAV Madrid-Levante, tramo San Isidro-Orihuela, proyectado por k2 Ingeniería y construido por la UTE Dragados-Tecsa-Hormigones Martínez.

La longitud del viaducto es de 750 metros, con luces máximas de 28 metros, una sección transversal variable de entre 14 y 34.4 metros, y pilas del orden de 10 metros de altura.

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 = 0.16g

Aceleración de cálculo = 0.27g

Aceleración de meseta de espectro = 0.67g

El espectro de diseño se muestra en la figura 1:

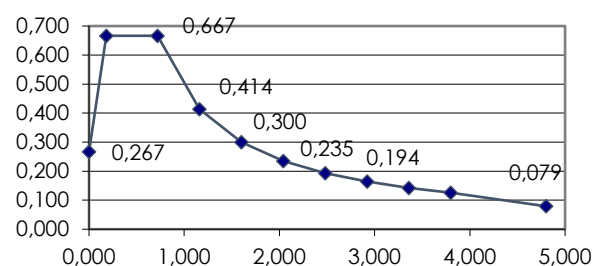


Figura 1. Espectro de diseño (T, a)

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 (ver figura 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 importante función de recentrado durante el evento sísmico. Se opta por el empleo de dispositivos porque no es posible resistir el sismo garantizando la ausencia de daño con una unión rígida con el estribo.



Figura 2. Detalle dispositivos antisísmicos en Viaducto Callosa-Cox

A nivel transversal se disponen apoyos fijos, que se materializan por medio de apoyos tipo Pot o mediante topes según el ancho de la sección.

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

Velocidad < 0.7 mm/s; fuerza despreciable

Velocidad de activación (~ 0.7 mm/s); fuerza durante frenado.

Velocidad máxima (durante sismo); fuerza durante sismo.

El cálculo sísmico no lineal se realiza siguiendo el proceso definido en el EC8, 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. Para este tipo de apoyos se consideran dos hipótesis diferentes, la primera en la que el rozamiento de los mismos es mínimo, y por tanto la disipación de energía por rozamiento también lo es, 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 de los apoyos es una acción que no sólo 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 de 2650 kN teniendo ya en cuenta el factor de fiabilidad de la EN15129.

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, llevando la gran mayoría del esfuerzo longitudinal a este estribo, con una deformación mínima acorde a la normativa vigente.

2.2 Proyecto empleando modelos simplificados

En el caso concreto del viaducto de Callosa-Cox se realizó un cálculo transitorio no lineal mediante un modelo de 1 grado de libertad con la masa total del tablero y las cargas permanentes, vinculado al suelo mediante un muelle lineal, otro no lineal y un amortiguador trabajando en paralelo. El muelle lineal representa la rigidez del conjunto pilas y neoprenos centrales, el apoyo no lineal el rozamiento mínimo de los apoyos deslizantes, mientras que el amortiguador representa las

propiedades de los amortiguadores colocados en el Estribo 2.

Para simplificar este primer cálculo se prescindió de la masa de las pilas.

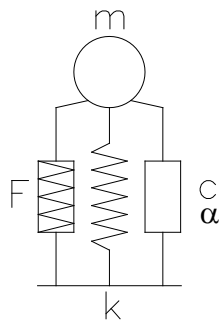


Figura 3. Modelo 1GDL con muelle lineal, muelle no lineal y amortiguador en paralelo

Con este modelo se realizó un cálculo transitorio no lineal utilizando una serie de acelerogramas compatibles con el espectro de cálculo.

Las propiedades consideradas para el modelo fueron las siguientes:

$$m = 42500 \text{ ton}$$

$$k = 126000 \text{ kN/m}$$

$$C = 2500 \cdot 6 = 15000 \text{ kN}/(\text{m/s})^\alpha$$

$$\alpha = 0.15$$

Fuerza de rozamiento en apoyos no lineales = 3000 kN

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Fuerza máxima en amortiguador, $F = 14000 \text{ kN}$

Velocidad máxima en amortiguador, $v = 0.70 \text{ m/s}$

Fuerza máxima en muelle, $F = 26300 \text{ kN}$

Desplazamiento máximo en amortiguador = 0.21 m

2.3 Obtención de la respuesta mediante modelos completos. Comparación

Una vez realizado este primer encaje se procedió a realizar un modelo de barras completo que permitiera definir la geometría real de la estructura, así como todas las vinculaciones entre tablero y subestructura (amortiguador en estribo, pilas con neopreno y pilas con apoyos deslizantes no lineales). También se incluyeron las masas de todos los elementos de la subestructura.

Este modelo general se sometió a los cálculos de los 3 terremotos, cada uno formado por dos acelerogramas independientes actuando en direcciones ortogonales, definidos por la normativa. Además, este cálculo se realizó por partida doble, para el rozamiento mínimo esperado de los apoyos deslizantes (1%) y para el rozamiento máximo (5%).

En la tabla siguiente se adjuntan los principales resultados obtenidos para el rozamiento mínimo. Se puede verificar como la aproximación dada por el modelo de 1 grado de libertad es perfectamente válida.

Tabla 1. Resultados modelo completo. Sismo longitudinal. Fuerzas (kN) y movimiento relativo tablero-subestructura (m) en dirección longitudinal

Elemento	Sismo 1 (100%a01+30%a02)		Sismo 2 (100%a05+30%a06)		Sismo 3 (100%a93+30%a10)	
	Fx (kN)	ux (m)	Fx (kN)	ux (m)	Fx (kN)	ux (m)
E1 (Pot deslizantes)	112	0.18	112	0.18	112	0.22
P1 a P5 (Pot deslizantes)	272	0.18	272	0.18	272	0.22
P6 a P12 (neoprenos)	3271	0.17	3339	0.17	3956	0.21
P13 a P27 (Pot deslizantes)	100	0.17	100	0.17	100	0.21
E2 (Amortiguadores)	15021	0.16	15028	0.16	15037	0.20

3. Puentes con aisladores deslizantes de tipo péndulo

3.1 Definición de la estructura y de la acción sísmica a considerar

En este apartado se procede a mostrar el diseño antisísmico del viaducto sobre el Trasvase Tajo-Segura, perteneciente a la LAV Madrid-Levante, tramo Orihuela-Colada de la Buena Vida, proyectado por k2 Ingeniería y construido por la UTE Sacyr-Neopul.

La longitud del viaducto es de 1008 metros, con luces máximas de 36 metros y con pilas del orden de 10 metros de altura. Toda la cimentación del viaducto es profunda mediante pilotes prefabricados hincados de unos 45m 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 éstos.

Las características del sismo de cálculo son las siguientes:

Aceleración básica = 0.16g

Aceleración de cálculo = 0.29g

Aceleración de meseta de espectro = 0.72g

El espectro de diseño se muestra en la figura 4:

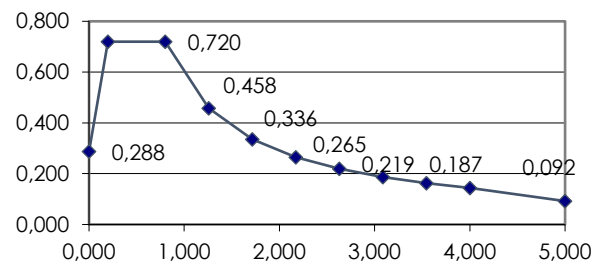


Figura 4. Espectro de diseño

Se disponen apoyos pendulares (ver figura 5) en todas las pilas y estribos, los cuales se caracterizan por tener un comportamiento doble:

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.



Figura 5. Detalle de dispositivos antisísmicos en Viaducto sobre el Trasvase Tajo-Segura

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 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 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. 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. Además, siguiendo las directrices de la EN15129 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. 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 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, la capacidad de desplazamiento de los péndulos se debe dimensionar para el movimiento máximo, considerando un coeficiente de fiabilidad de 1.50 según se recomienda en EC8, al que hay que añadir los desplazamientos en condiciones de servicio, y el posible desplazamiento residual después de un evento sísmico en el caso en que no se consiga un recentrado óptimo.

En el caso concreto del viaducto sobre el Tránsito Tajo-Segura los apoyos pendulares diseñados tienen un radio de curvatura de 2 metros 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.

3.2 Proyecto empleando modelos simplificados

Se realiza un modelo de 1 grado de libertad con la masa total del tablero para un vano y las cargas permanentes, vinculado al suelo mediante un muelle y un elemento con una ley de comportamiento F-d no lineal trabajando en serie. El muelle representaba la rigidez de una pila en sentido longitudinal, mientras que el elemento no lineal el comportamiento de los apoyos pendulares.

También en este caso se prescindió de la masa de las pilas para esta primera aproximación.

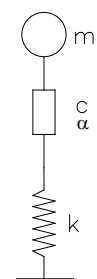


Figura 6. Modelo 1GD con muelle y amortiguador en serie

Tabla 2. Resultados modelo completo (6% rozamiento). Sismo longitudinal. Fuerzas (kN) y movimiento relativo tablero-subestructura (m) en dirección longitudinal

Elemento	Sismo 1 (100%a01+30%a02)		Sismo 2 (100%a05+30%a06)		Sismo 3 (100%a93+30%a10)	
	Fx (kN)	ux (m)	Fx (kN)	ux (m)	Fx (kN)	ux (m)
E1	617	0.12	770	0.12	792	0.15
P1-P27	1351	0.17	1630	0.13	1625	0.16
E2	603	0.12	766	0.11	781	0.15

Con este modelo se realizó un cálculo transitorio no lineal utilizando una serie de acelerogramas compatibles con el espectro de cálculo.

Las propiedades consideradas para el modelo fueron las siguientes:

$$m = 1200 \text{ ton}$$

$$k = 240000 \text{ kN/m}$$

Ley de comportamiento por cada apoyo pendular (rozamiento nominal del 6%):

$F=1500*x+180$, siendo x el desplazamiento relativo.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

$$\text{Fuerza máxima en pila, } F = 1500 \text{ kN}$$

$$\text{Desplazamiento máximo en péndulo} = 0.20 \text{ m}$$

3.3 Obtención de la respuesta mediante modelos completos. Comparación

Una vez realizado este primer encaje se procedió a realizar un modelo de barras completo que permitiera definir la estructura, así como todas las vinculaciones entre tablero y subestructura (tablero, subestructura y apoyos pendulares que vinculaban el tablero con la subestructura). También se incluyeron las masas de todos los elementos de la subestructura.

Este modelo general se sometió a los cálculos de los 3 terremotos, cada uno formado por dos acelerogramas independientes actuando en direcciones ortogonales, definidos por la normativa. Además, este cálculo se realizó por partida doble, para el rozamiento mínimo (4%) y para el máximo (8%).

En la tabla 2 se adjuntan los principales resultados obtenidos para el rozamiento nominal (6%) y sismo longitudinal. Se puede apreciar que los resultados obtenidos son similares al modelo simplificado.

4. Puentes con apoyos de neopreno con núcleo de plomo

4.1 Definición de la estructura y de la acción sísmica a considerar

En el presente apartado se describe el diseño antisísmico del paso a desnivel sobre la Rotonda de Cabuya, enmarcado en el proyecto del Paso Vehicular e Intercambiador Vial José Agustín Arango (Cabuya) – CPA-24 de Diciembre. Provincia de Panamá (Panamá). La estructura fue proyectada por k2 Ingeniería para Estructuras y Montaje de Prefabricados.

La longitud del puente es de 202m, con luces máximas de 36m, una sección transversal de 20m de ancho compuesta por 2 vigas prefabricadas de 1.60m de canto separadas entre sí 9.40m en transversal y losa superior in situ de 0.32m de canto.

El tablero se configura con una tipología hiperestática, materializando la continuidad sobre pilas mediante barras postesadas de unión entre vigas prefabricadas y armadura pasiva en la losa in situ.

La subestructura se compone de un estribo tipo cargadero sobre fustes por delante de un muro de tierra armada, cinco pilas con sección rectangular con acuerdos laterales circulares de dimensiones exteriores

4.0mx1.35m y alturas variables entre 4.0 y 8.0m y un estribo cerrado convencional.

La cimentación de la subestructura es de tipo superficial mediante zapatas para el estribo 1 y las pilas 1 a 3, y de tipo profunda mediante pilotes de 1.0m de diámetro para las pilas 4 y 5 y el estribo 2.

La acción del sismo se representa mediante la metodología de la normativa ASCE/SEI 7-05 Minimum Design loads for buildings and Other Structures de acuerdo con los parámetros locales establecidos en el Reglamento para el diseño estructural panameño (REP-2014).

Los parámetros empleados para la definición del sismo son los siguientes:

Aceleración espectral de 0.2 segundos (5% de amortiguamiento crítico), $SS=0.96$.

Aceleración espectral de 1.0 segundos (5% de amortiguamiento crítico), $S1=0.36$.

Factor $Fa=1.02$

Factor $Fv=1.16$

Así, las características del sismo de cálculo (sismo máximo según la denominación en la norma) son las siguientes:

Aceleración de meseta de espectro = $0.978g$

El espectro máximo se muestra en la figura 7:

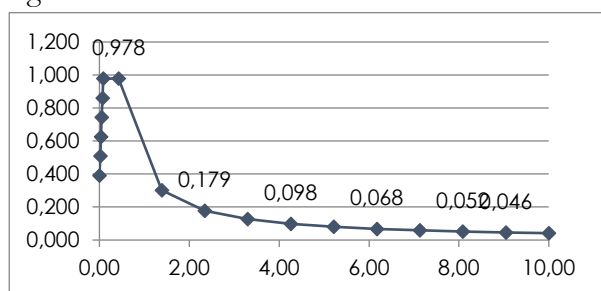


Figura 7. Espectro de diseño (T, a)

Se disponen apoyos de neopreno con núcleo de plomo (LRB) en todas las pilas y estribos, los cuales se caracterizan por tener un comportamiento doble:

Como aisladores debido a la flexibilidad del neopreno.

Como amortiguadores mediante la disipación de energía por los sucesivos ciclos de

plastificación y recristalización del núcleo de plomo insertado en el neopreno.

Las propiedades de los dispositivos resultan en un comportamiento fuerza-desplazamiento bilineal (ver figura 8) con ciclos histeréticos de carga-descarga.

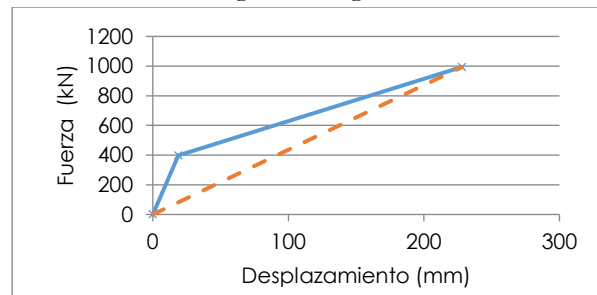


Figura 8. Diagrama fuerza-desplazamiento apoyo LRB

El esquema resistente ante esfuerzos horizontales diseñado es el siguiente:

Se disponen apoyos de neopreno con núcleo de plomo tanto en estribos como en pilas que vinculan longitudinal y transversalmente al tablero con la subestructura.

Bajo las cargas horizontales de servicio de aplicación rápida (frenado y viento), los dispositivos se mantienen dentro del rango elástico, por debajo de la fuerza de plastificación del plomo.

Bajo las cargas del sismo conjuntamente con las deformaciones impuestas horizontales (reología y temperatura), los apoyos se comportan de acuerdo con su ley fuerza-deformación no lineal. La rama elástica viene determinada por las propiedades del núcleo de plomo, tras cuya plastificación es la rigidez horizontal del neopreno la que determina la pendiente de la rama plástica. Además del funcionamiento como aislador, la flexibilidad del neopreno permite una importante capacidad de recentrado cuando acaba el evento sísmico.

En el caso concreto del paso a desnivel sobre la Rotonda de Cabuya, los apoyos con núcleo de plomo diseñados presentan las siguientes características:

Para el apoyo de neopreno: $750 \times 750 \times 245$ (165), con un módulo de deformación transversal de $G_n=0.90 \text{ N/mm}^2$.

Para el núcleo de plomo: altura $H_p=245\text{mm}$, diámetro $\phi_p=225\text{mm}$, con un módulo de deformación transversal $G_p=130\text{ N/mm}^2$ y una tensión tangencial de plastificación $\tau_p=10\text{ N/mm}^2$.

La disposición de este tipo de apoyos obliga a realizar un cálculo transitorio no lineal con acelerogramas compatibles con el espectro de diseño, en este caso de acuerdo a la metodología definida por [3].

Los apoyos se diseñan de acuerdo con los criterios de [2], considerando el factor de amplificación del movimiento definido en [3], de valor 1.10 para los desplazamientos correspondientes al sismo máximo (período de retorno de 2500 años).

4.2 Proyecto empleando modelos simplificados

Se realiza un modelo de 1 grado de libertad con la masa total del tablero para un vano, las cargas permanentes y el 50% de la carga viva, vinculado al suelo mediante un muelle y un elemento con una ley de comportamiento F-d no lineal trabajando en serie (similar al descrito en la figura 6). El muelle representa la rigidez de una pila en sentido longitudinal, mientras que el elemento no lineal el comportamiento de los apoyos de neopreno con núcleo de plomo.

También en este caso se prescindió de la masa de las pilas para esta primera aproximación.

Con este modelo se realizó un cálculo transitorio no lineal utilizando una serie de acelerogramas compatibles con el espectro de cálculo.

Las propiedades consideradas para el modelo fueron las siguientes:

$$m = 500 \text{ ton}$$

$$k = 350000 \text{ kN/m}$$

Ley de comportamiento por cada de neopreno con núcleo de plomo:

Fuerza de plastificación del plomo:
 $F_y=397.6\text{ kN}$.

Desplazamiento de plastificación del plomo: $d_y=18.8\text{mm}$.

Rigidez del neopreno (rama plástica): 2851 kN/m .

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Fuerza máxima en fuste de pila, $F = 675\text{ kN}$.

Desplazamiento máximo en apoyo = 105mm .

4.3 Obtención de la respuesta mediante modelos completos. Comparación

Una vez realizado este primer encaje se procedió a realizar un modelo de barras completo que permitiera definir la estructura, así como todas las vinculaciones entre tablero y subestructura (tablero, subestructura y apoyos LRB que vinculaban el tablero con la subestructura). También se incluyeron las masas de todos los elementos de la subestructura.

Este modelo general se sometió a los cálculos de los 3 terremotos, cada uno formado por dos acelerogramas independientes actuando en direcciones ortogonales, definidos por la normativa.

En la tabla siguiente se adjuntan los principales resultados obtenidos para el sismo longitudinal. Se puede apreciar que los resultados obtenidos son similares al modelo simplificado.

Tabla 3. Resultados modelo completo. Sismo longitudinal. Fuerzas (kN) y movimiento relativo tablero-subestructura (mm) sobre fustes en dirección longitudinal

Elemento	Sismo 1 (100%a01+30%a04)		Sismo 2 (100%a02+30%a05)		Sismo 3 (100%a03+30%a06)	
	Fx (kN)	ux (mm)	Fx (kN)	ux (mm)	Fx (kN)	ux (mm)
E1 (doble fuste)	581	77	656	95	699	108
P1-P5 (doble fuste)	585	78	660	96	702	110
E2(fuste único)	1190	82	1332	98	1424	113

5. Conclusiones

Para el análisis de estructuras con dispositivos antisísmicos, los ejemplos presentados ponen de manifiesto la utilidad de los modelos simplificados de pocos grados de libertad como paso previo a los modelos completos. Los resultados obtenidos resultan de gran fiabilidad ya que los modelos recogen el rasgo que más condiciona el comportamiento estructural, que es su carácter no lineal.

Para el diseño de estructuras de características similares a las estudiadas, es preferible realizar los encajes previos mediante análisis no lineales de modelos sencillos en lugar de emplear cálculos lineales equivalentes de modelos más complejos, ya que, para la mayor parte de casos, los resultados aportan una información más completa (por ejemplo, sobre el recentrado) y su fiabilidad es mayor. Además, los análisis no lineales representan de modo más fiel el amortiguamiento de la estructura, mientras que en los modelos lineales equivalentes la metodología descrita en las normativas establece limitaciones a esta propiedad, de manera que los resultados del proceso iterativo para el diseño de los dispositivos pueden quedar desvirtuados.

Otro aspecto que puede ser de importancia en el análisis sísmico se refiere a la influencia de la masa de la subestructura. En aquellos casos donde la masa de las pilas pueda ser relevante (pilas con capiteles de dimensiones apreciables) es fundamental que ésta se introduzca con una ubicación lo más parecida a la realidad, ya que se sitúa por debajo de los

dispositivos antisísmicos, con que no está afectada por la capacidad de aislamiento y amortiguación de éstos. Con objeto de mantener tanto la agilidad del análisis como el nivel de precisión, el planteamiento de modelos simplificados debe contemplar la introducción de la masa de los elementos relevantes de la subestructura (capiteles) en su localización debajo de los dispositivos antisísmicos, en lugar de quedarse con modelos de un solo grado de libertad en que la masa de la subestructura se aplica por encima de los dispositivos.

Referencias

- [1] REP-2014 Reglamento Estructural de Panamá, Junta Técnica de ingeniería y Arquitectura, 2014.
- [2] AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications, SI Units, Eighth Edition., American Association of State Highway and Transportation Officials, September 2017.
- [3] AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, Third Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, July 2010.
- [4] CEN. EN-1998 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.