
RESPUESTA SÍSMICA DE DOS PUENTES METÁLICOS CONSTRUIDOS CON 100 AÑOS DE DIFERENCIA

José M. Jara¹, Manuel Jara², José de Jesús Álvarez³ y Humberto Varum⁴

RESUMEN

Se presenta el análisis del comportamiento sísmico de dos puentes muy similares de acero construidos en épocas muy diferentes en Europa y en América. Las características estructurales de ambos puentes y los niveles de esfuerzo bajo condiciones normales de operación son similares, pero su construcción difiere prácticamente un siglo. El Puente Pinhão se localiza en Portugal y el Puente Infiernillo II en México. El estudio tiene como objetivo determinar la influencia de las distintas épocas en los materiales utilizados, en el tipo de secciones transversales de los elementos y en el comportamiento esperado de estos dos puentes.

ABSTRACT

This paper presents a comparative numerical analysis of the structural behavior and seismic performance of two similar steel bridges built in different periods in Europe and America. Both bridges have similar general structural characteristics, but their construction is separated by one hundred years. The Pinhão Bridge and the Infiernillo II Bridge are located in Portugal and in Mexico, respectively. The study aimed at determining the influence of one century period in material properties, transverse sections and expected behavior of two quite similar bridges.

INTRODUCCIÓN

No obstante la gran importancia social que los puentes tienen, los temblores de las últimas décadas han causado enormes pérdidas materiales con daños que en algunos casos son irreparables. Existen también un gran número de estructuras diseñadas con reglamentos anteriores a los que sísmicamente se utilizan actualmente. Los temblores recientes ocurridos en Estados Unidos, Japón y Taiwán, han generado una gran cantidad de daños mostrando la gran vulnerabilidad de los puentes y originando pérdidas económicas de gran importancia (Mohele y Eberhard, 2003; Kawashima, 2002; Uang et al., 1999 y Astaneh-Asl et al., 1994). Los daños más frecuentes presentados se relacionan con elementos de la subestructura, de la cimentación, asentamientos y rotación de los estribos, colapso de la superestructura por pérdida de asiento entre otros. Algunos trabajos adicionales en los que se describen daños originados por eventos sísmicos se encuentran en Jara et al. (2006), Eshghi and Ahari (2005), Hashimoto et al. (2005) y Hsu y Fu (2004).

En este trabajo se hace un análisis comparativo de dos puentes de importancia en México y Portugal, para evaluar la respuesta ante cargas gravitacionales y sísmicas modelando a las estructuras en tres dimensiones con el programa SAP2000 (2006).

-
- 1 Profesor, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Edificio de Posgrado de Ingeniería Civil, Ciudad Uiniversitaria S/N, Morelia, Mich. Teléfono, (443) 322-3500; fax: (443) 304-1002; jmjara@umich.mx
 - 2 Profesor, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Edificio de Posgrado de Ingeniería Civil, Ciudad Uiniversitaria S/N, Morelia, Mich. Teléfono, (443) 322-3500; fax: (443) 304-1002; mjara@umich.mx
 - 3 Profesor, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Edificio de Posgrado de Ingeniería Civil, Ciudad Uiniversitaria S/N, Morelia, Mich. Teléfono, (443) 322-3500; fax: (443) 304-1002; asereno@umich.mx
 - 4 Profesor, Universidad de Aveiro, Departamento de Ingeniería Civil, Campus Universitario de Santiago, 3810-193, Aveiro, Portugal Teléfono, (351)-(234) 370938; hvarum@ua.pt

Los puentes estudiados son el Infiernillo II localizado en el estado de Michoacán en México y el Puente Pinhão ubicado en Portugal. Los puentes, construidos en épocas muy diferentes, tienen una geometría similar que los hace atractivos para obtener algunas conclusiones respecto a la evolución del diseño en este tipo de estructuras. El puente mexicano fue terminado en 2003 mientras que el puente portugués fue construido en 1903.

La comparación de la respuesta de ambos puentes consideró la determinación de sus propiedades dinámicas (formas y frecuencias de vibrar), los máximos esfuerzos en los elementos de la superestructura y de la subestructura para distintas condiciones de carga. Adicionalmente, los puentes fueron sometidos a los espectros de diseño vigentes en México y en Portugal y en el puente Pinhão se evaluó la influencia de considerar un sistema de aislamiento de base similar al que tiene el Puente Infiernillo II.

DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES

PUENTE INFIERNILLO II

El puente infiernillo II (figura 1), cruza el río Balsas y forma parte de la autopista Siglo XXI que une a la ciudad de Morelia con la ciudad de Lázaro Cárdenas en el tramo Nueva Italia – Infiernillo ubicado en el kilómetro 933+940. El puente se localiza en la frontera de los estados de Guerrero y Michoacán con la ubicación geográfica de latitud 18.417479° , longitud -101.89782° y elevación respecto al nivel del mar de 210 m.

La construcción inició en mayo del 2000 y tuvo su fin en mayo del 2003, aunque posteriormente se hicieron algunas adecuaciones. El puente se localiza en una zona relativamente cercana a la fuente sísmica de subducción del Pacífico Mexicano (aproximadamente de 112 km del puerto de Lázaro Cárdenas).



Figura 1 Puente Infiernillo II

Tiene una longitud total de 525 m, con un ancho de calzada de 12 m y cinco tramos de armadura metálica, formados por arcos y sistemas de piso de acero estructural. La superestructura del puente consta de cinco claros simplemente apoyados de 105 m. de largo, hechos con armaduras de dos arcos metálicos del tipo Camel Back con una longitud de 102 m y un gálibo de 6.5 m, con contraventeo superior y sistema de piso con estructura metálica (Jara et al., 2008a).

La losa de la calzada es de 18 cm de espesor de concreto reforzado, apoyada en una lámina de acero de la marca Romsa (Hernández et al., 2005). La propuesta original de las armaduras sufrió una pequeña modificación, al agregarse dos perfiles metálicos rectangulares tipo placa, que modificaron marginalmente las propiedades dinámicas de la estructura (en alrededor de 0.2 %). Los elementos que forman la armadura son muy variados y estos se pueden consultar en el trabajo de Aguilar y Jara, 2006.

La subestructura tiene seis apoyos de concreto armado colados en sitio está formada por dos estribos de sección variable en los extremos y cuatro pilas huecas de 8.5 x 3.5 x 15 m con paredes de 40 y 60 cm de espesor del lado largo y en el corto, respectivamente. Las pilas se rematan en la parte superior con un cabezal de concreto reforzado macizo de tipo cabeza de martillo con patines de 6.5 x 3.0 m y alma de 3.5 x 12 m y 5.5 m de alto. Las dimensiones de los topes sísmicos en los cabezales son 0.90 x 0.70 x 3.5 m (figura 2).



Figura 2 Topes sísmicos del Puente Infiernillo II

Finalmente tiene una infraestructura consistente en dos tipos de cilindros huecos de concreto: en las pilas de menor longitud, se usaron secciones de 8.5 m de diámetro, con pared de 1.0 m de espesor cimentado con 19 pilotes perimetrales y 13 centrales de 60 cm de diámetro. Por su parte, en las pilas de mayor longitud se colocaron dos cilindros de 10 m de diámetro, con pared de 1.20 m de espesor cimentados con 15 pilotes perimetrales y 9 centrales de 90 cm de diámetro. Los cilindros cuentan con tapas de concreto reforzado macizas: una tapa superior, en la que descansa la pila, de 2 m de espesor y una tapa inferior, que descansa sobre pilotes, de 2.5 m de espesor.

Aislamiento sísmico

El sistema de aislamiento sísmico del puente Infiernillo II está compuesto por aisladores del tipo multirrotacional (Gómez et al., 2001 y Hernández et al., 2005), estos apoyos son del tipo deslizante de PTFE (politetrafluoretileno) o comúnmente conocido como teflón. La superestructura se apoya sobre dos aisladores en cada estribo y cuatro en cada una de las pilas, sumando un total de 20 aisladores. Este sistema de aislamiento transforma la energía cinética en calor y en la energía potencial que se almacena en un sistema de resortes. El dispositivo trabaja en cualquier dirección y permite modificar el nivel de amortiguamiento que se logra mediante fricción, al ajustar la presión interna aplicada a las placas de contacto. La figura 3 muestra el aislador que se usó en el puente.

Los ciclos histeréticos de estos apoyos son aproximadamente rectangulares y proporcionan un alto amortiguamiento histerético. En la figura 4 se muestra el comportamiento idealizado de un aislador llevándolo a su desplazamiento máximo de 85 mm.

PUENTE PINHÃO

El Puente Pinhão (figura 5) se localiza en el norte de Portugal entre las regiones de Régua y Pinhão, cruzando el río Duero. Su construcción inició en 1903 y su fecha de terminación se desconoce. En la década de los años 30 el puente fue sometido a trabajos menores de rehabilitación y la losa de rodamiento, de concreto reforzado, fue seguramente construida en este periodo, reemplazando los elementos de madera utilizados en esa época

(Pinto, et al., 2005). Recientemente, en el año 2006, el puente fue reforzado con un proyecto y construcción ejecutados por empresas de Portugal (Faria, 2008).



Figura 3 Sistema de aislamiento multirrotacional del Puente Infiernillo II

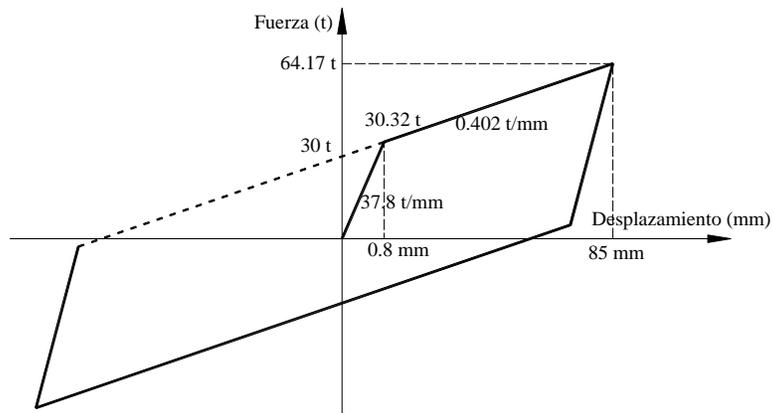


Figura 4 Comportamiento histerético idealizado del sistema de aislamiento multirrotacional

Los resultados que posteriormente se comentarán de la respuesta estructural de este puente corresponden a las condiciones originales que tenía antes de su intervención del año 2006.



Figura 5 Puente Pinhão

El puente (figura 6) está formado por tres claros simplemente apoyados de 69.2 metros de longitud cada uno y un claro de acceso de 12 metros (Pinto et al., 2005). Cada claro se divide a su vez en un conjunto de paneles que soportan la losa de rodamiento (figura 7).

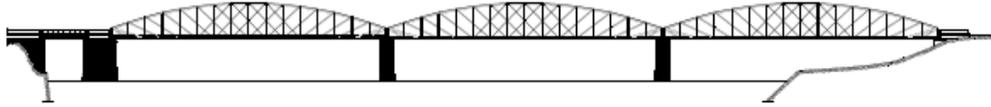


Figura 6 Elevación longitudinal del Puente Pinhão

Los paneles tienen diferentes longitudes: en los extremos de 4.20 metros y en el centro de 4.30 m. La superestructura está formada por armaduras de forma semi-parabólica con peralte en los extremos de 2.8 m y en el centro de 12 m aproximadamente. Las cuerdas superiores están contraventeadas en un ancho correspondiente a diez paneles centrales. En los extremos este contraviento se elimina para garantizar una altura mínima para el libre tránsito de los vehículos.

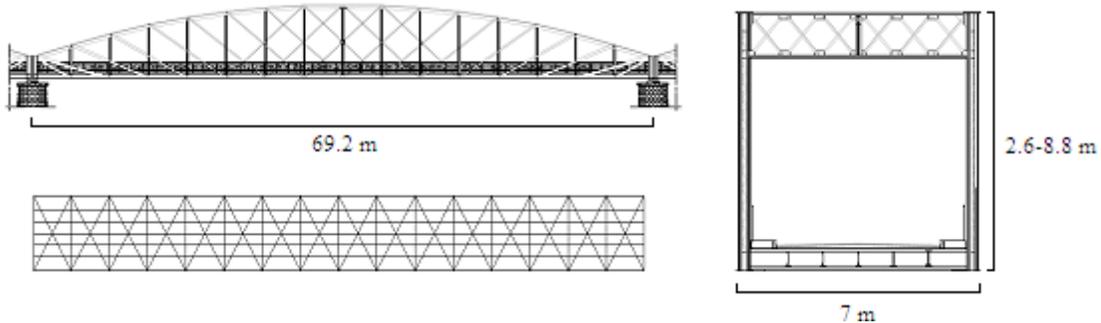


Figura 7 Esquema de la subestructura del claro central del Puente Pinhão

El puente tiene un ancho total de siete metros con dos carriles de circulación y banqueta de 70 cm de ancho en ambos lados. La losa de concreto reforzado tiene 18 cm de espesor. Transversalmente la losa se apoya sobre 17 traveses de acero que a su vez descansan sobre cinco traveses longitudinales de acero (Pinto et al., 2005).

Las secciones estructurales de la superestructura son en su mayoría formadas por ángulos y placas (figura 8), con $f_y = 172.5$ MPa y un módulo de elasticidad de 200GPa. Como se muestra, todas las conexiones son ribeteadas como se acostumbraban realizar en la época de construcción del puente.

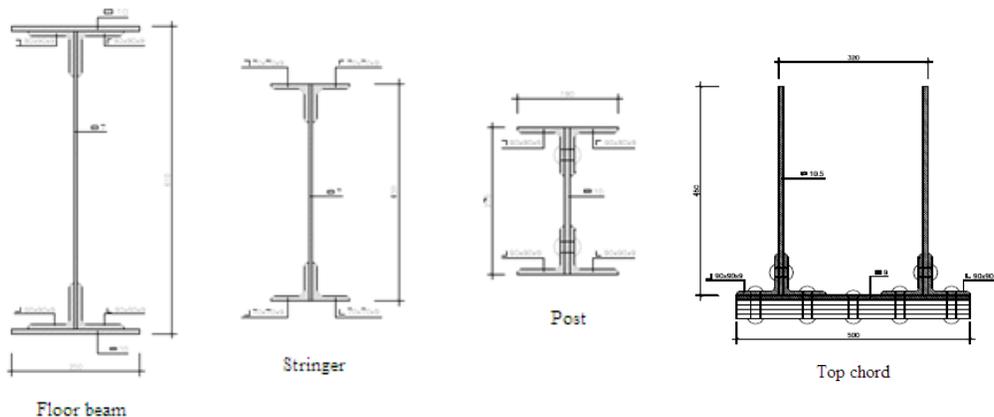


Figura 8 Secciones transversales de elementos de la superestructura del Puente Pinhão

Para dar rigidez lateral al sistema de piso, el puente cuenta con contravientos horizontales en forma de X colocados entre cada dos transversales de la cuerda inferior. La armadura superior se forma con 22 diagonales y 17 montantes cuya cuerda superior se encuentra también conectada a través de un contraviento horizontal.

Los apoyos del puente son del tipo deslizante (figura 9), permitiendo libre movimiento en dirección horizontal y rotación alrededor del eje transversal en uno de los apoyos, mientras que en el otro extremo de la armadura, el apoyo sólo permite rotación. La subestructura del puente, tanto los estribos como las pilas, son de mampostería de piedra.

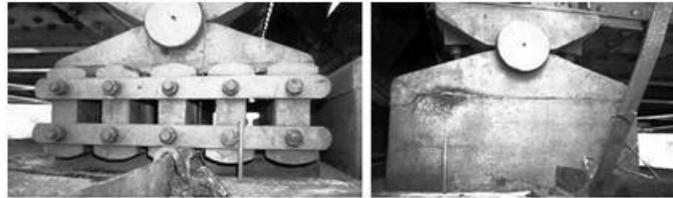


Figura 9 Apoyos de acero del Puente Pinhão (Martins et al., 1998)

DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES

Para iniciar la comparación entre ambas estructuras, la tabla 1 muestra los años de construcción, los materiales utilizados y el tipo de subestructura de los dos puentes.

Tabla 1 Materiales y fecha de construcción de los puentes

	Puente Pinhão	Puente Infiernillo II
Fecha de construcción	1903	2003
f_y (MPa)	172.5	257.9
E (GPa)	200	200
Material en pilas	Piedra	Concreto $f'_c = 25$ (MPa)

No obstante que el puente Infiernillo II tiene un claro mayor, la relación peralte de armadura a claro de este puente es el 46% de la relación del puente Pinhão (tabla 2). La diferencia puede atribuirse no sólo al incremento de la resistencia del material utilizado, sino también al cambio en los métodos constructivos y al avance en el conocimiento de los métodos de análisis y diseño en el periodo. Aunque las pilas del puente Infiernillo II son de mayor longitud y el puente se localiza en una zona de mayor sismicidad, una conclusión similar se obtiene al comparar la esbeltez de las pilas y la relación de la dimensión de la pila respecto al claro del puente (tabla 3).

Tabla 2 Características generales de los puentes

	Puente Pinhão	Puente Infiernillo II
Longitud del claro mayor (m)	69.2	105
Ancho total (m)	7	12.3
Armadura (altura/longitud)	$8.8/69.2=0.13$	$6.5/105=0.06$
Carga muerta (kN)	3647	12867
Carga/área kPa	7.5	9.9
Longitud de asiento (m)	0.5	2
Topes sísmicos	No	Yes

Debido al año de construcción del puente Pinhão, no existen topes sísmicos que restrinjan el movimiento lateral de la superestructura y, como se observa en la tabla 2, la longitud de asiento de las armaduras es bastante pequeña.

Tabla 3 Características geométricas de la subestructura

	Puente Pinhão	Puente Infiernillo II
Tipo de apoyos	Pin and roller bearings (see Fig. 5)	Sliding multirotational bearings (see Fig. 10)
Geometría de pilas (m)		
Geometría de cilindros (m)	--	
Altura de pila rectangular (m)	17.0	--
Altura de pila circular (m)	--	25.43-50.13
Relación de esbeltez (H/r)	24.54	30.73
Relación ancho/claro en pila	3/69.2=0.043	3.5/105=0.033
Relación peralte/claro en pila	6/69.2=0.087	8.5/105=0.081
Tipo de cimentación	Mampostería de piedra	Pilas de concreto reforzado
Tipo de suelo	roca	Roca

MODELOS ESTRUCTURALES

El análisis estructural de los puentes se realizó con base en un modelo en tres dimensiones utilizando el programa SAP2000 (2006). Debido a que ambos puentes son simplemente apoyados, se decidió en este análisis considerar un solo claro de en cada uno de ellos. Debido a la gran rigidez de la subestructura del puente Pinhão, la armadura se consideró con apoyos simples en los extremos, con los grados de libertad de los apoyos metálicos del puente previamente mencionados (figura 10). Esta consideración no es posible realizarla para el puente Infiernillo II, dada la flexibilidad de la subestructura, donde se modelaron las pilas y cilindros del puente (Jara et. al, 2008b). El modelo de análisis del puente Infiernillo II fue previamente calibrado con mediciones de vibración ambiental como se describe en Jara, et al. (2008).

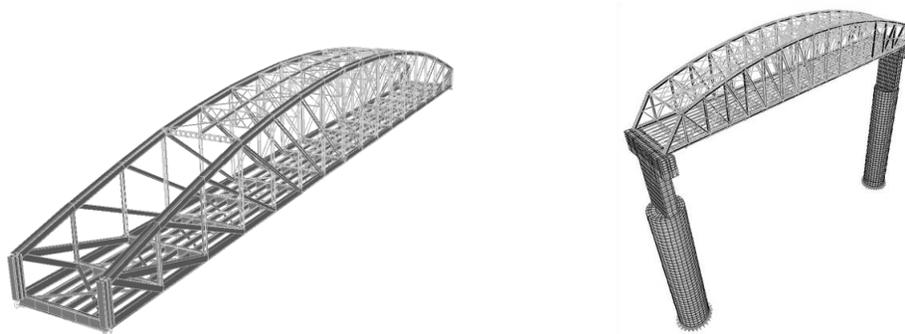


Figura 10 Modelo estructural de los puentes Pinhão (izquierda) e Infiernillo II (derecha)

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA

De acuerdo con los resultados obtenidos con los modelos 3D al ser sometidos a cargas gravitacionales y a cargas sísmicas, se hace a continuación un análisis comparativo para evaluar el comportamiento de ambos puentes. Las cargas verticales aplicadas corresponden a la carga muerta en ambas estructuras y para la carga sísmica se utilizaron el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Obras Civiles de la CFE (CFE, 1993) y

el Código Portugués (RSA, 2003). En ambos modelos se determinaron formas y frecuencias modales, esfuerzos máximos en los elementos y deformaciones máximas de las armaduras.

Respuesta ante cargas gravitacionales

Para evaluar la respuesta ante cargas gravitacionales en los dos puentes, se calcularon los esfuerzos que se presentan en los elementos de las armaduras por efectos de su peso propio, Como se muestra en la tabla 4, los elementos con mayor esfuerzo corresponden a las diagonales y a la cuerda superior en ambos puentes.

Tabla 4 Esfuerzos máximos por elemento de las armaduras

Elemento	Puente Pinhão		Puente Infiernillo II	
	Area sección transversal (m ²)	Esfuerzo (MPa)	Area sección transversal (m ²)	Esfuerzo (MPa)
Cuerda superior	0.033	-47.0	0.071	-66.6
Cuerda inferior	0.022	26.8	0.066	50.0
Trabe principal de piso	0.007	21.6	0.007	12.8
Trabe secundaria de piso	0.017	-1.8	0.016	29.6
Montante	0.006	-33.3	0.021	-43.7
Diagonal	0.011	54.5	0.024	80.6
Contraventeo inferior	0.004	-24.5	0.002	27.5
Contraventeo superior	0.001	-34.4	0.004	73.0

Los máximos esfuerzos como función del esfuerzo de fluencia del material se muestran en la tabla 5; en ambos puentes estos alcanzan un valor poco mayor que 30% de f_y (31% en el puente Infiernillo II y 32% en el puente Pinhão), lo que significa que por carga muerta se encuentran en condiciones muy similares.

Por su parte, la deformación vertical máxima en el centro del claro para la condición de carga muerta es de 36 mm en el caso del puente Pinhão y de 81 mm para el puente Infiernillo II. Si se determina la relación deformación/claro del puente, esta es 2.4 veces mayor para el puente Infiernillo II.

Tabla 5 Esfuerzos máximos y deformaciones en el centro del claro

	Puente Pinhão	Puente Infiernillo II
Esfuerzo máximo en la superestructura	0.32 f_y	0.31 f_y
Reacción máxima en apoyos (MN)	0.9	3.2
Deflexión /claro	0.0005	0.0012

Respuesta bajo cargas sísmicas

Para evaluar la respuesta sísmica, se realizaron análisis modales espectrales en ambas estructuras utilizando dos niveles de carga sísmica y los espectros de diseño establecidos en las normas RSA (2003) y CFE (1993). Las frecuencia de los tres primeros modos de vibrar y la dirección en que estos se presentan se muestran en la tabla 6.

Tabla 6 Frecuencias de vibrar de los puentes

Modo de vibrar	Pinhão bridge		Infiernillo II bridge	
	Frecuencia (Hz)	Modo	Frecuencia (Hz)	Modo
1	1.66	Transversal	0.42	Transversal como cuerpo rígido
2	2.85	Vertical	0.43	Longitudinal como cuerpo rígido
3	3.11	Torsión	0.66	Rotación alrededor del eje vertical

La masa de los puentes considerada en este análisis corresponde a la carga muerta de las estructuras. Para observar gráficamente la configuración de estos primeros modos, las figura 11 y 12 presentan las formas modales de los dos puentes estudiados.

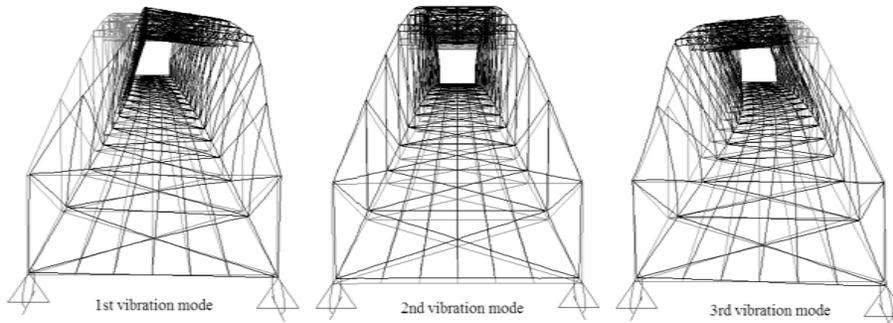


Figure 11 Modos de vibrar del puente Pinhão

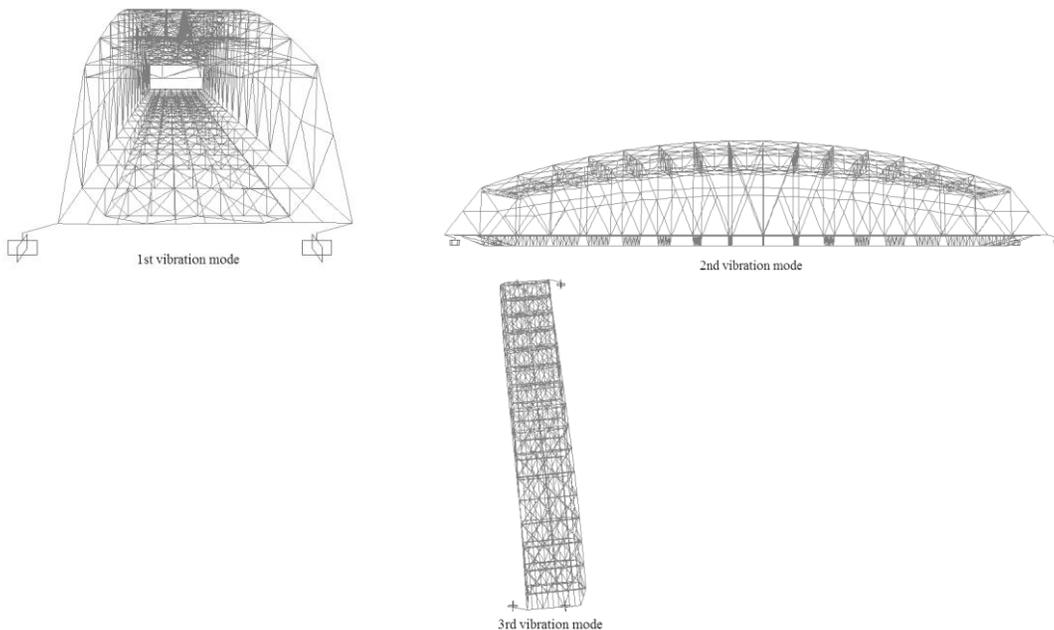


Figure 12 Modos de vibrar del Puente Infiernillo II

Las diferencias en longitud, relación peralte a claro, y tipo de apoyos, entre los puentes Pinhão e Infiernillo II, justifican las diferencias de frecuencias de la tabla 6. En el caso del Puente Infiernillo II, los modos de vibrar que se presentan están gobernados por la flexibilidad del sistema de aislamiento.

Respuesta bajo cargas sísmicas

El código RSA portugués divide el país en cuatro zonas sísmicas, identificadas como A, B, C y D. La zona A representa la zona de más alta sismicidad, mientras que la zona D es la zona de menor sismicidad esperada. El reglamento establece tres tipos de suelos I, II y III. De acuerdo con la localización de este puente se considera que se ubica en zona A cimentado sobre suelo tipo II. Por su parte el puente Infiernillo II se localiza dentro de la zona D de la regionalización sísmica de la República Mexicana del Manual de Obras Civiles de la CFE. Se utilizaron los espectros de diseño de ambos reglamentos para realizar el análisis modal espectral.

El reglamento RSA considera dos niveles de acción sísmica: el primero que representa temblores de magnitud moderada y distancia focal pequeña (acción sísmica tipo 1) y el segundo para temblores de gran magnitud con distancia focal grande (acción sísmica tipo 2).

La figura 13 muestra los espectros de diseño para 2% de amortiguamiento, correspondientes a estas acciones sísmicas y la demanda asociada al periodo fundamental de los puentes estudiados. En la figura 14 se muestra una gráfica similar para el espectro de respuesta de la zona D propuesto en las normas de la CFE. Las pseudo-aceleraciones correspondientes a los periodos de los puentes para las dos acciones sísmicas y los espectros de los dos reglamentos mencionados se muestran en la tabla 7.

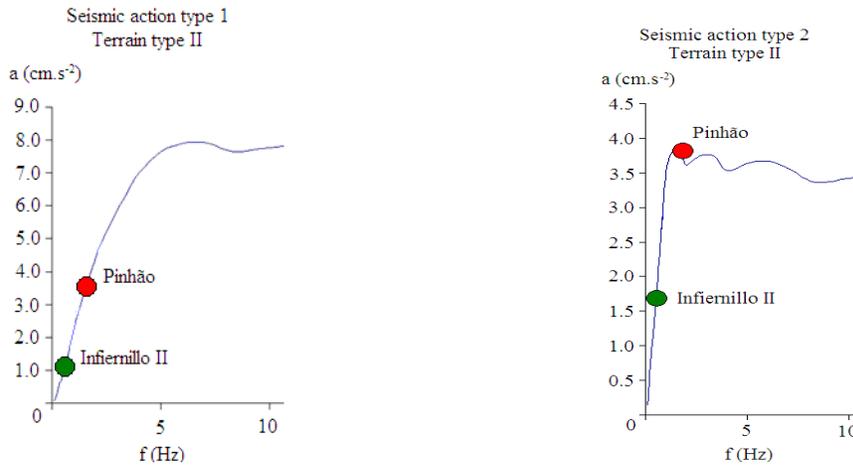


Figura 13 Espectros de diseño en zona A en Portugal, RSA (2003)

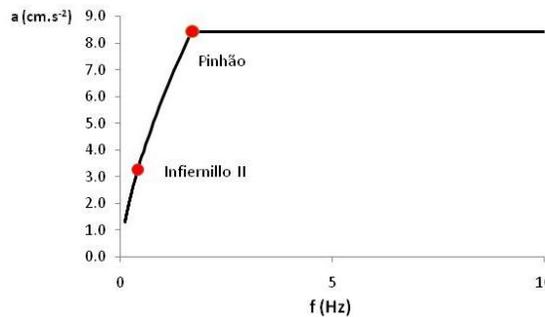


Figura 14 Espectros de diseño de zona D en México, CFE (1993)

Tabla 7 Pseudo-aceleración espectral para el periodo fundamental de los puentes

	RSA				CFE	
	Puente Pinhão		Puente Infiernillo II		Puente Pinhão	Puente Infiernillo II
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2	Zona D	Zona D
Frecuencia (Hz)	1.7	1.7	0.4	0.4	1.7	0.4
Pseudo-aceleración espectral (m.s ⁻²)	3.2	3.8	1.1	1.7	8.4	3.3

La mayor rigidez del puente Pinhão, ubica su periodo fundamental en zonas de mayor demanda de los espectros de diseño mostrados. Para los tres primeros modos de vibrar, las demandas en el puente Infiernillo II son del 34%, 45% y 39% de las demandas del puente Pinhão, respectivamente.

Al realizar el análisis modal espectral de los puentes sometidos al espectro de diseño de la CFE (MOC, 1993) y a la acción sísmica tipo 2 del espectro de diseño portugués (RSA, 2003), se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 8. Se presentan los esfuerzos máximos en las cuerdas, montantes y diagonales de las armaduras de ambos puentes. Como se observa, los esfuerzos máximos se presentan en la cuerda inferior y en las diagonales de ambos puentes. Se señalan también en la tabla, con letra negrita, los esfuerzos máximos que se obtienen.

Tabla 8 Esfuerzos máximos en los elementos de las armaduras con la combinación de carga muerta y acción sísmica

Elemento	Puente Pinhão				Puente Infiernillo			
	RSA long	RSA trans	CFE long	CFE trans	RSA long	RSA trans	CFE long	CFE trans
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Cuerda superior	-53.2	-59.1	-59.0	-72.0	-67.5	-69.5	-69.3	-75.0
Cuerda inferior	35.3	52.0	45.9	112.9	58.1	66.5	85.2	97.1
Montante	-39.9	-46.2	-46.0	-61.1	-83.9	-49.4	-51.8	-60.4
Diagonal	52.2	59.1	59.0	73.5	46.4	90.1	90.4	108.0

En este caso, el esfuerzo máximo obtenido de la combinación de carga muerta y acción sísmica, representa un valor de $0.65 f_y$ para el puente Pinhão y $0.42 f_y$ para el puente Infiernillo II. Si se considera únicamente la acción sísmica, estos valores son de $0.50 f_y$ y $0.18 f_y$ para el puente Pinhão y para el puente Infiernillo II, respectivamente.

La deformación transversal máxima de los puentes en el centro del claro cuando son sometidos a la acción sísmica resultó bastante similar, 16 mm para el Infiernillo II y 18 mm para el Pinhão. Al normalizar estos valores respecto al claro del puente, la relación no es ya tan cercana (tabla 9) y depende, desde luego, de la intensidad sísmica. La tabla 9 muestra otros resultados de la respuesta de los puentes ante la combinación de carga muerta más carga sísmica.

Tabla 9 Respuesta sísmica de los puentes bajo carga muerta y acciones sísmicas

	Puente Pinhão		Puente Infiernillo II	
	RSA	CFE	RSA	CFE
Reacción en pilas (kN)	1167	1461	4469	4464
Cortante longitudinal en pilas (kN)	376	842	570	1720
Cortante transversal en pilas (kN)	1200	2724	1754	1761
Desplazamiento longitudinal (cm)	0.82	0.97	11.2	38.8
Desp. transversal / claro	0.0003	0.0007	0.0012	0.0039
Desp. relativo transversal / claro	0.0003	0.0007	0.0002	0.0005

AISLAMIENTO SÍSMICO DEL PUENTE PINHÃO

Para determinar la influencia, que en las comparaciones anteriores tuvo el tipo de apoyo de los puentes. Se elaboró un modelo del puente Pinhão, al que se incorporó un sistema de aislamiento similar al utilizado en el puente Infiernillo II. Al observar los espectros de diseño utilizados, se observa que el incremento de periodo reducirá su respuesta sísmica. El sistema de aislamiento propuesto incrementa el periodo fundamental del puente de 0.60 s a 1.8 s. El modelo de los aisladores se realizó de forma similar al utilizado para el puente Infiernillo II.

Nuevamente el puente fue sometido a la acción sísmica tipo 2 del código RSA, 2003 y al espectro de diseño de la Comisión Federal de Electricidad (MOC, 1993).

Al cambiar los apoyos originales por aisladores, se reducen las frecuencias de vibrar disminuyendo también las demandas en los espectros de respuesta (tabla 10). El cambio de frecuencia reduce la pseudo-aceleración espectral de 3.8 m/s^2 a 2 m/s^2 para el espectro de Portugal y de 8.4 m/s^2 a 5.8 m/s^2 para el espectro de respuesta de México.

Tabla 10 Frecuencias de vibrar y dirección de movimiento modal del puente Pinhão con aisladores

Modo de vibración	Frecuencia (Hz)	Dirección principal
1	0.94	Transversal como cuerpo rígido
2	1.01	Longitudinal como cuerpo rígido
3	1.70	Rotación alrededor del eje vertical

Las formas modales anteriormente mostradas con los apoyos originales difieren apreciablemente con las obtenidas con este modelo estructural, cuya configuración es ahora similar a las del puente Infiernillo II. En este caso, las frecuencias de vibrar de los dos primeros modos en dirección transversal y longitudinal tienen un valor bastante cercano entre sí, debido a la flexibilidad del sistema de aislamiento que hace que la diferencia de rigidez lateral del puente en una y otra dirección sea mucho menor que esta misma diferencia del modelo sobre los apoyos originales.

Los esfuerzos máximos en los elementos estructurales de la armadura del puente Pinhão aislado, bajo las acciones sísmicas consideradas se muestran en la tabla 11. La flexibilización de la estructura origina que los esfuerzos originados por la acción de cargas sísmicas sean ahora inclusive menores que los producidos por carga muerta.

Tabla 11 Esfuerzos máximos de los elementos de la armadura del modelo aislado del puente Pinhão

Elemento	Puente Pinhão			
	RSA long	RSA trans	CFE long	CFE trans
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Cuerda superior	-45.5	-46.6	-46.7	-50.8
Cuerda inferior	14.7	19.1	19.4	34.4
Montante	-36.4	-36.9	-40.6	-42.4
Diagonal	57.9	59.2	61.5	66.0

Si se hace una comparación de los esfuerzos máximos calculados con el modelo sobre los apoyos originales con los esfuerzos máximos obtenidos con el modelo con aislamiento, se obtiene lo que se muestra en la tabla 12. El elemento estructural más sensible al cambio de apoyos es la cuerda inferior, que reduce de manera apreciable el esfuerzo máximo que se presenta. Esto se debe fundamentalmente a la restricción que tiene uno de los apoyos originales del puente respecto al movimiento horizontal. En los demás elementos de la armadura la reducción máxima de los esfuerzos oscila entre un 8% y un 43%.

Respecto a la fuerza en la subestructura, la tabla 13 presenta la demanda máxima de fuerzas en pilas, las reacciones en los apoyos y los desplazamientos máximos obtenidos con la combinación de carga muerta más carga sísmica. Se muestra también la relación de estos parámetros de respuesta entre la estructura original y la estructura aislada. Resalta en la tabla la relación que se obtiene para el cortante longitudinal en las pilas, que refleja nuevamente las condiciones de sujeción de los apoyos originales del puente. Es importante también mencionar que no obstante la diferencia de altura de las pilas de los puentes Infiernillo II y Pinhão, la relación del desplazamiento transversal máximo/claro de ambos modelos aislados es similar.

Tabla 12 Relación entre esfuerzos máximos del modelo original y el modelo aislado del puente Pinhão

Elemento	Puente Pinhão			
	RSA long	RSA trans	CFE long	CFE trans
Cuerda superior	1.24	1.15	1.24	1.43
Cuerda inferior	2.40	2.72	2.37	3.28
Montante	1.24	1.08	1.13	1.42
Diagonal	1.19	1.09	1.12	1.35

Tabla 13 Respuestas máximas del modelo aislado del puente Pinhão model (condición de carga muerta más carga sísmica)

	Puente Pinhão		Modelo original/modelo aislado	
	RSA	CFE	RSA	CFE
Reacción en pilas(kN)	1940	2218	1.23	1.34
Cortante longitudinal en pilas (kN)	238	774	12.66	7.91
Cortante transversal en pilas (kN)	224	748	3.96	1.98
Desplazamiento longitudinal (cm)	4.91	15.68	0.22	0.08
Desp transversal / claro	0.0007	0.0007	0.43	1.00
Desp. relativo transversal. / claro	0.0001	0.00004	3	17.5

CONCLUSIONES

El artículo que se presenta analizó la respuesta ante cargas gravitacionales y sísmicas de dos puentes con características y geometría similares que fueron construidos en dos épocas distintas. Los resultados obtenidos arrojan las siguientes conclusiones:

No obstante que el puente Infiernillo II tiene una longitud mayor que el puente Pinhão, la relación altura de la armadura/claro del primero es de sólo 46% del segundo. Esta diferencia no es únicamente reflejo del cambio de propiedades mecánicas del material de un puente a otro, sino también es una muestra de la evolución en el tiempo de los métodos de análisis y métodos constructivos disponibles.

Un resultado similar se obtiene al observar la esbeltez de las pilas y la relación peralte/claro de estos elementos en los dos puentes estudiados. La insuficiente longitud de asiento y la ausencia de topes sísmicos es una característica que distingue dos épocas constructivas.

Las diferencias en propiedades dinámicas de los puentes hacen que los máximos esfuerzos que se presentan en los elementos bajo la condición de carga sísmica sean más de dos veces mayores para el puente Pinhão, no obstante que los esfuerzos máximos bajo la condición de carga muerta son similares en las dos estructuras.

REFERENCIAS

Astaneh-Asl, H., Bolt, B., Mc Mullin, K. Y Cho, S. (1994), “**Seismic Performance of Steel Bridges During the Northridge Earthquake**”, Department of Civil Engineering College of University of California at Berkeley, UCB/CE-Steel-94/0

CFE (1993), “**Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad**”, Diseño por Sismo, Instituto de Investigaciones Eléctricas de la CFE (in Spanish).

Eshghi, S. and Ahari, M. N. (2005), “**Performance of transportation systems in the 2003 Bam, Iran, Earthquake**”, Earthquake Spectra, Vol. 21, No. S1, pp. S455-S468.

Faria, R. G. (2008), "**Procedimentos com vista à monitorização de estruturas – Teste do sonar e ensaio da Ponte do Pinhão**", Master Thesis, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal (in Portuguese)

Gómez, R., Muñoz, D., García, M.M. y Escobar, J.A. (2001), "**Respuesta sísmica de un puente con la superestructura sobre apoyos disipadores de energía**", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

Hashimoto, S., Fujino, Y., y Abe, M. (2005), "**Damage analysis of Hanshin Expressway Viaducts during 1995 Kobe Earthquake. II: Damage mode of single reinforced concrete piers**", Journal of Bridge Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 54-60

Hernández B. H., Jara G. J., Jara D. M., Álvarez S. J. y Rojas R. R. [2005] "**Mediciones de vibración ambiental del puente Infiernillo II**", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México DF. Artículo XI-02 (CD).

Hsu, Y. T. y Fu, C. C. (2004), "Seismic **effect on highway bridges in Chi Chi earthquake**", Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 18, No. 1, pp. 47-53

Jara, J.M., Jara, M. y Hernández, H. (2008 a), "**Expected behavior of the Infiernillo II Bridge in Mexico**", Sixth National Conference on Bridges and Highways, Charleston, South Caroline, USA, paper ID No. 3A1-3.

Jara, J.M., Galván, A., Aguilar, I., Jara, M. y Hernández, H. (2008 b), "**Seismic vulnerability of an isolated bridge in Mexico**", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, paper ID No. 05-02-0109.

Jara M., Álvarez J.J. y Jara J.M. (2006), "**Algunas deficiencias de puentes sísmicamente vulnerables**", Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 2006 (in Spanish).

Kawashima, K. (2002), "**Damage of bridges resulting from fault rupture in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake**", Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, Vol. 19, No.2 [Special Issue], pp. 179s-197s.

Martins, M., Torres, M. y Freire, P. (1998), "**Pontes Rodoviárias Metálicas**", Junta Autónoma de Estradas. Portugal, ISBN 972-8498-03-9 (in Portuguese).

Moehle, J. P. y Eberhard, M. O. (2003), "**Earthquake damage to bridges**", in Bridge Engineering. Seismic Design, W.-F.Chen and L. Duan (eds.), CRC Press, pp. 2-1 2-33.

Pinto, J., Santos, N. y Fonseca, R. (2005), "**Ponte metálica do Pinhão – Inspeção e Elaboração do Estudo de Reabilitação da Obra de Arte**", Porto, Portugal. (in Portuguese)

RSA (2003), "**Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio**", Porto, Portugal: Porto Editora (in Portuguese).

SAP2000 (2006), "**Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures**", ver. 11, Computer and Structures, Inc.

Uang, C., Elgmanal, A., Li, W. y Chou, C., (1999) "**Ji-Ji, Taiwan Earthquake of September 21, 1999**": a brief reconnaissance report", Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, URL: <http://www.structures.ucsd.edu/taiwaneq/taiwan1.htm>