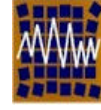




**Universidad de Concepción**  
**Departamento de Ingeniería Civil**



**Asociación Chilena de Sismología e**  
**Ingeniería Antisísmica**

## **N° A13-11 RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA**

**M.O. Moroni<sup>1</sup> y M. Sarrazin<sup>1</sup>**

*1.- Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Chile  
Blanco Encalada 2002, 4° piso, Santiago, Chile  
e-mail: mmoroni@ing.uchile.cl*

### **RESUMEN**

A la fecha, existen en Chile tres puentes con sistemas de aislación sísmica y que cuentan con redes de acelerógrafos instalados a través de proyectos de investigación de la Universidad de Chile: Puentes Marga-Marga y Amolanas, y viaducto del Metro de Santiago. Estas redes han permitido registrar varios sismos de interés para el análisis de la respuesta de dichas obras. El resultado global del estudio de los registros es la constatación de un efecto muy positivo en la reducción del movimiento por la acción de los sistemas aislantes en dirección horizontal. Este efecto es de naturaleza no lineal, produciéndose una mayor reducción relativa del movimiento cuando la intensidad de éste aumenta. Ello se debe fundamentalmente al aumento del amortiguamiento y la disminución de las frecuencias naturales de la estructura. Al mismo tiempo, en las tres estructuras se observa amplificación de las aceleraciones en el tablero en la dirección vertical respecto de las medidas en “campo libre”. Este trabajo presenta un análisis de los resultados de los últimos registros sísmicos obtenidos en los puentes mencionados.

*Palabras Clave: puentes, sistemas de protección sísmica, instrumentación de estructuras*

## 1 INTRODUCCION

Actualmente los sistemas de protección sísmica en puentes, ya sea aisladores elastoméricos, de fricción o disipadores de energía están siendo usados extensamente en la mayoría de los países con actividad sísmica importante. Sin embargo, pocos de ellos han sido sometidos a la acción de sismos severos cercanos. Las excepciones las constituyen el puente Eel River Bridge (Moyer, 2001) en USA y el viaducto Bolu en Turquía (Roussis et al, 2002). Este último, una estructura elevada de 2.3 km de longitud, está ubicado en la zona epicentral del sismo de Duzce de 1999, cuya falla se desplazó justo debajo del puente. Aunque ahora se señala que su diseño no cumplía con las disposiciones de AASHTO 91 ni con las de AASHTO 99, y sus daños fueron muy importantes (destruyéndose una gran cantidad de los aisladores de fricción y de los disipadores de acero), el viaducto se mantuvo en pie y pudo ser reparado considerando requerimientos más exigentes que los originales.

Para reducir la incertidumbre que aún persiste en la comunidad científica internacional sobre el comportamiento de estos puentes, comportamiento que es difícil de estandarizar, en varios de ellos se han realizado estudios de microvibraciones (Salawu et al., 1995) o están siendo instrumentados con redes de acelerógrafos, (Chaudhary et al., 2001).

En 1996 se construyó en Chile el primer puente que incluyó aisladores sísmicos elastoméricos como sistema de protección sísmica, puente Marga Marga en Viña del Mar, consiguiéndose con esta inclusión una reducción importante en los requerimientos de diseño impuestos a nivel de cepas de fundación y estribos. Dada la novedad de esa solución, a investigadores de la Universidad de Chile e ingenieros del Depto. de Puentes del MOP les pareció importante instalar una red de acelerógrafos para monitorear su comportamiento sísmico. Con posterioridad, en la mayoría de los puentes importantes construidos a lo largo del país, se ha incluido aisladores sísmicos tanto elastoméricos como de neopreno, aunque no en todos ellos se ha tomado ventaja estructural de su inclusión.

Uno de los más novedosos, es sin duda el puente Amolanas, el cual además de una estructura llamativa (cepa de hormigón de 100 m de alto, viga cajón de acero de 268 m) incluye apoyos de fricción y disipadores viscoelásticos. Este puente también ha sido instrumentado con una red de acelerógrafos además de equipos para medir la velocidad del viento y temperaturas al interior de la superestructura.

Por último, en el Viaducto de la línea 5 del Metro de Santiago se aprovechó en su diseño el amortiguamiento adicional que aportan los apoyos de neopreno existentes entre la viga canal de hormigón y las cepas correspondientes. Por representar una estructura única también se decidió instrumentarla con una red de acelerógrafos.

Este trabajo presenta un análisis de los resultados de los últimos registros sísmicos obtenidos en los puentes mencionados.

## 2 PUENTE MARGA MARGA

El puente consiste en una superestructura formada por 4 vigas continuas de acero de 383 m de longitud, con un tablero de hormigón armado de 0.27 m de espesor por 18 m de ancho, apoyadas en 36 aisladores sísmicos de goma de alto amortiguamiento. Éstos, a su vez, están anclados a 7 cepas y dos estribos. Cinco cepas tienen fundaciones piloteadas y las otras dos y los estribos tienen fundaciones macizas. En los estribos, el movimiento transversal al tablero está restringido por apoyos deslizantes, de manera que las juntas de dilatación de entrada al puente sólo se mueven en el sentido longitudinal. En las cepas los aisladores no tienen ningún tipo de restricción.

Este puente está instrumentado desde el año 1996 con una red de 21 acelerómetros que ha servido tanto para registrar microvibraciones como sismos moderados. Estos registros han sido analizados por Segovia (1997), Romo (1999) y Daza (2003) quienes además han propuesto modelos computacionales de variada complejidad para reproducir los registros obtenidos en terreno. Un resumen de dichos trabajos está contenido en Boroschek et al (2003). En la figura 1 se muestra una elevación del puente, de la cepa C4 y la ubicación de 18 acelerómetros uniaxiales; además existe un acelerómetro triaxial en campo libre (roca) a unos 30 m del estribo sur (sensores 19 a 21). En Julio del 2003 el sensor 15 se cambió a dirección vertical y en enero del 2005 se instaló un segundo acelerómetro triaxial a unos 30 m aguas abajo de la cepa C4 (valle), tal como se comenta más adelante sensores (22 a 24).

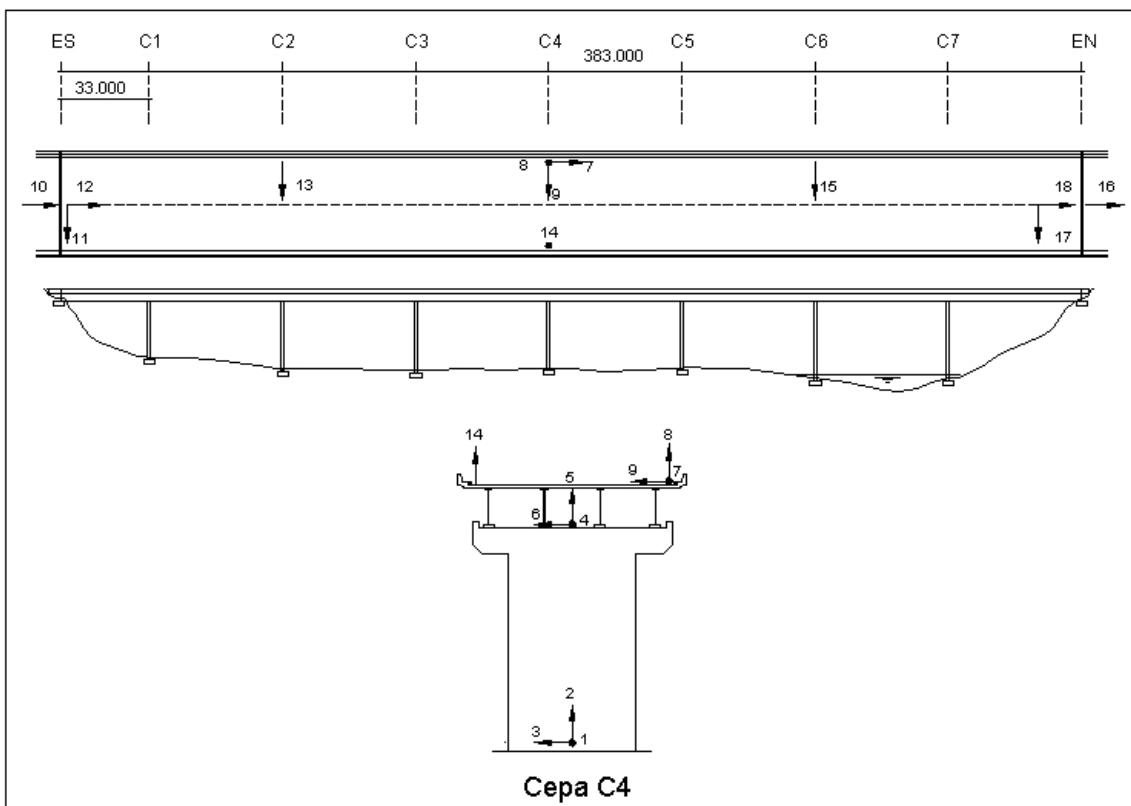


Figura 1. Elevación del puente Marga Marga y ubicación de sensores

En la tabla 1 se presenta el promedio de las razones entre aceleraciones máximas de diferentes sensores para todos los sismos obtenidos hasta la fecha. En la dirección longitudinal las aceleraciones máximas en la superestructura se reducen a un tercio de las registradas en el campo libre de roca, del valle y del pie de la cepa C4. En la dirección transversal las reducciones son menores, especialmente entre el campo libre en roca y la superestructura (a9/a21). Por otra parte, hay una amplificación importante entre la parte inferior y superior de la cepa (a6/a3). En la dirección vertical hay amplificación tanto respecto del registro en roca como del registro en el valle. El sensor 15, que está sobre la cepa C6, registra en todos los casos aceleraciones mayores que los sensores sobre la cepa C4.

TABLA 1. Razones de aceleración máxima, puente Marga Marga

sensores	promedio
Longitudinal	
a7/a4	0.33
a7/a19	0.32
a7/a22	0.39
Transversal	
a9/a6	0.49
a9/a21	0.93
a9/a24	0.57
a6/a3	2.41
Vertical	
$(a14+a8)/(2*a5)$	2.43
$(a14+a8)/(2*a20)$	1.83
$(a14+a8)/(2*a15)$	0.58

ai/aj indica el número del sensor de acuerdo a la fig. 1

El sismo más importante registrado a la fecha en este puente ocurrió el 24 de Julio del 2001. En los sensores campo libre (roca), las aceleraciones máximas fueron 0.20g, 0.05g y 0.12g en las direcciones longitudinal, vertical y transversal respectivamente y en los ubicados al pie de la cepa C4, las aceleraciones máximas fueron 0.07g, 0.026g y 0.078g respectivamente. Esta disminución ocurre en la mayoría de los eventos registrados, lo que puede indicar algún efecto de amplificación en la parte alta del valle, dada la topografía del lugar, tal como se observó durante el sismo de marzo de 1985, o bien un efecto de interacción con el puente. Al comparar las aceleraciones máximas en el tope de la cepa C4 con lo registrado en el tablero, se observa el efecto positivo de la aislación en la dirección horizontal. En la dirección vertical, existe amplificación tanto desde el pie de la cepa al cabezal (1.18) como del cabezal al tablero (1.61). Llamen la atención los valores registrados en los sensores 11 (0.23g) y 17 (0.22g), que corresponden a las aceleraciones en la dirección transversal del tablero en ambos extremos; hay que hacer notar que en esos lugares el tablero está impedido de moverse en dirección transversal y que en el extremo norte la viga exterior del lado oriente está enterrada en escombros.

Los valores de las frecuencias naturales identificadas usando los registros completos del sismo del 24/7/2001 son menores que las obtenidas en microvibración; por primera vez se observa un primer modo en dirección longitudinal con frecuencia en 0.65-0.70 Hz, que indicaría un destrabe en el estribo sur. La deformación relativa horizontal máxima es de 0.877 cm (4.3%) y ocurrió en la cepa C4 en la dirección transversal, mientras que en los estribos fue de 0.56 cm en la dirección longitudinal.

Con el fin de dilucidar lo que ocurre en el valle del estero, en Enero del 2005 se instaló un nuevo acelerómetro triaxial en la superficie del valle, a unos 30 m aguas abajo de la cepa C4. Para ello se construyó un foso de más de dos metros de profundidad, revestido en acero corrugado, en el fondo del cual se instaló el nuevo equipo, conectándolo a la red de sensores del puente. En la figura 2 se comparan los registros obtenidos en el sismo del 13-3-2005 al pie de la cepa C4 y en el campo libre del valle; se observa que las aceleraciones máximas en el valle son mayores que al pie de la cepa y que en la dirección longitudinal y vertical a medida que transcurre el sismo aparece un desfase en los registros, indicando esto el efecto que tiene la estructura en la señal registrada al pie de la cepa.

Estos nuevos registros permitirán también estudiar la importancia en el puente de la interacción suelo-estructura y de la diferencia entre la señal a nivel de cepa y estribo. De hecho, existen muchas publicaciones al respecto y a menudo las conclusiones a que llegan los distintos trabajos son contradictorias entre sí. El tema de la interacción suelo-estructura, especialmente en lo que se refiere a rigidez dinámica de fundaciones, tuvo un desarrollo muy intenso en los años 60-70 en su aplicación a los reactores nucleares fundados en losas de fundación. En los últimos años ha vuelto el interés por las fallas observadas en puentes con fundaciones de pilotes, debido a los sismos de Northridge y Kobe.

Normalmente el problema se plantea mediante sub-estructuras analizando el sistema puente-fundación-suelo en tres etapas sucesivas (Tseng y Penzien, 2000). Primero se determina el movimiento al pie de las cepas y estribos, sin considerar la presencia del puente, a partir del movimiento de "campo libre" registrado en el afloramiento de la roca; luego se calculan las rigideces dinámicas de los grupos de pilotes y, finalmente, se analiza el puente apoyado en resortes y amortiguadores con las rigideces calculadas en la etapa anterior y sometido al movimiento determinado en la primera etapa. La rigidez y amortiguamiento del grupo de pilotes, son función de las propiedades de los pilotes y la separación entre ellos, de las propiedades del suelo circundante, especialmente de los estratos superiores y de la frecuencia de la excitación. La rigidez vertical también depende del efecto de punta de los pilotes.

En puentes regulares con varias cepas y vanos de igual longitud es corriente que se analice una cepa con sus pilotes en forma individual. Es el caso de parte del trabajo de Chaudhary (1999) y de Spyrakos et al. (2002). Este último preparó ábacos que, dependiendo de las características de los pilotes, permiten determinar la importancia de considerar o no la interacción suelo-estructura.

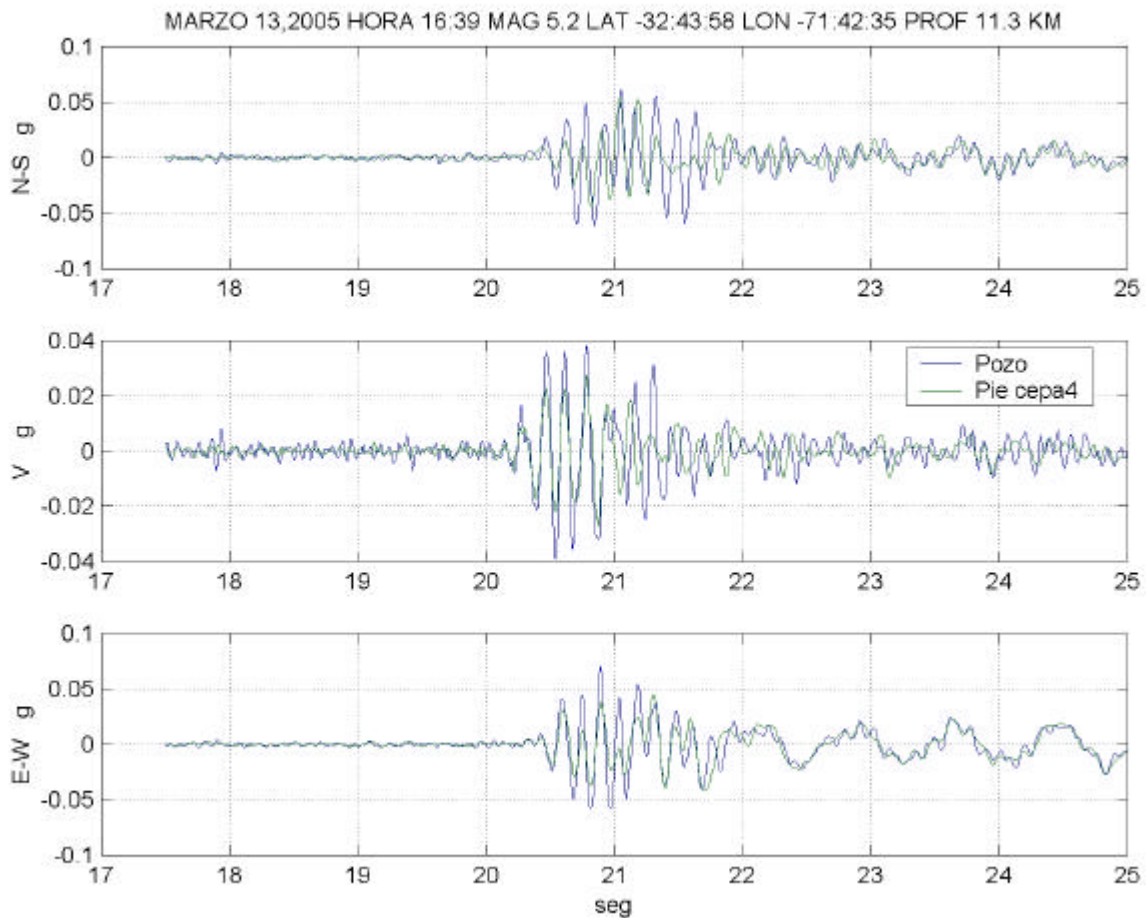


Figura 2. Registros valle y pie cepa C4 puente Marga Marga, sismo 13-3-2005

### 3 PUENTE AMOLANAS

El puente Amolanas es un puente recto formado por una viga continua de acero de altura constante de luces de 40, 60, 80 y 88 m. La sección transversal del puente está formada por un cajón metálico de 8 m de ancho y 4 m de altura y una losa de hormigón armado de 22.7 m de ancho y 26 cm de espesor, postensada longitudinalmente. Las cepas son de hormigón armado con alturas de 26.3, 53.1 y 99.6 m, fundadas en zapatas individuales. Las cepas menores son de sección constante, mientras que la cepa más alta aumenta su dimensión transversal hacia la base. En todas las cepas se abre la parte superior para recoger el tablero. Los apoyos de la viga sobre cepas y estribos (dos por cada elemento) son deslizantes en sentido longitudinal, excepto los de la cepa C3 que son fijos también en esa dirección. Cada estribo cuenta con dos amortiguadores viscoelásticos de 300 Ton de capacidad cada uno, con un recorrido máximo de  $\pm 200$  mm y velocidad máxima de desplazamiento del émbolo de 1.2 m/seg.

Después de su construcción en el año 2000 el puente fue instrumentado con una red de acelerómetros digitales para registro continuo. Tres de ellos están ubicados en “campo libre”, a unos 30 m al norte del estribo norte, y el resto está distribuido a lo largo de la superestructura y en los estribos, tal como se muestra en la figura 3. Usando esta red se realizaron mediciones de vibraciones ambientales (Beltrán et al, 2004) y se han registrado hasta hoy día cuatro sismos de intensidad media cuyas características se indican en la Tabla 2 y que provocaron aceleraciones máximas en campo libre mayores a 0.05g. En la figura 4 se muestran las razones de aceleraciones máximas entre distintos sensores para todos los registros obtenidos a la fecha.

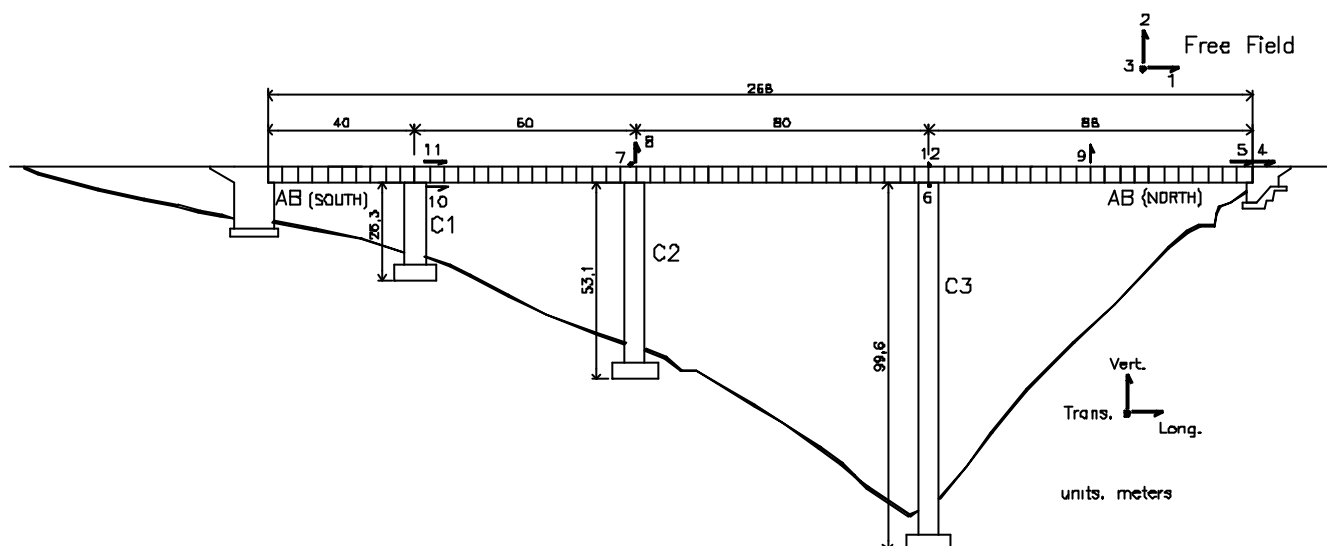


Figura 3. Vista general puente Amolanas

TABLA 2. Características de registros sísmicos, Puente Amolanas

Fecha	Magnitud Richter	Profundidad km	Acel. max campo libre	Acel. Max puente
23-05-2002	5.8	53.7	0.098 (L)	0.067 (9)
18-06-2002	6.3	52.2	0.104 (T)	0.112 (9)
20-06-2003	6.2	24.1	0.093 (L)	0.090 (9)
10-01-2004	6.0	47.8	0.066 (L)	0.087 (9)

La aceleración máxima en la dirección longitudinal en el estribo norte (sensor 4) es normalmente (excepto por un caso) mayor que la del campo libre. Las máximas aceleraciones longitudinales en el tablero (sensores 5 y 11) son sustancialmente menores que las del estribo y menores que las del cabezal de la cepa

C1. Las aceleraciones transversales máximas en el tablero son menores que las del campo libre (como la mitad), pero del mismo orden que aquellas del cabezal de la cepa C3. En la mayoría de los casos, las mayores aceleraciones en el tablero ocurren en dirección vertical en el tramo de mayor longitud (sensor 9) las que son mayores que las registradas en campo libre. De los registros se observa un desfase entre el movimiento del estribo y el tablero y el cabezal de la cepa C1 y el tablero.

Los desplazamientos se obtuvieron mediante doble integración de los registros de aceleración, previa corrección de la línea base. Los mayores desplazamientos ocurrieron durante el sismo del 18 de junio de 2002 con valores de 0.47 cm, 0.68 cm y 0.36 cm en las direcciones longitudinal (tablero), transversal (cepa C3) y vertical (al centro del tramo norte de la viga) respectivamente. Los desplazamientos longitudinales de los sensores 5 y 11, ambos en el tablero, son casi idénticos, indicando esto un movimiento de cuerpo rígido del tablero en esa dirección. El desplazamiento relativo máximo longitudinal fue de 0.39 cm.

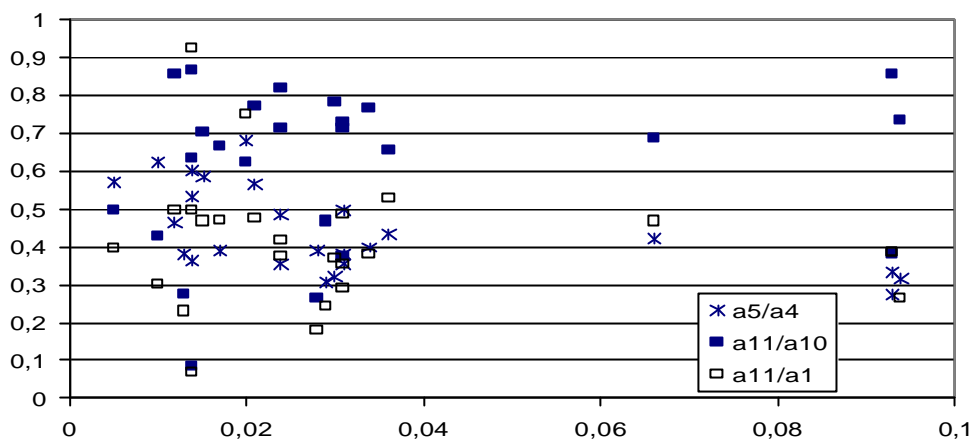
Del análisis espectral se concluye que las frecuencias encontradas varían de evento a evento y son algo inferiores a las obtenidas de microvibraciones. También se observa variaciones de las frecuencias en los modos con componente longitudinal durante cada evento. Se identificó un primer modo transversal en el rango 0.63-0.66 Hz, un primer modo longitudinal entre 0.9-1.3 Hz y un primer modo vertical en 1.21-1.28 Hz.

Usando el método del ancho de banda se han obtenido amortiguamiento de los primeros 5 modos, los que se comparan en la Tabla 3 con los obtenidos con microvibraciones. Al aplicar el método del decremento logarítmico a registros de desplazamientos longitudinales se obtienen valores entre 0.09 y 0.15.

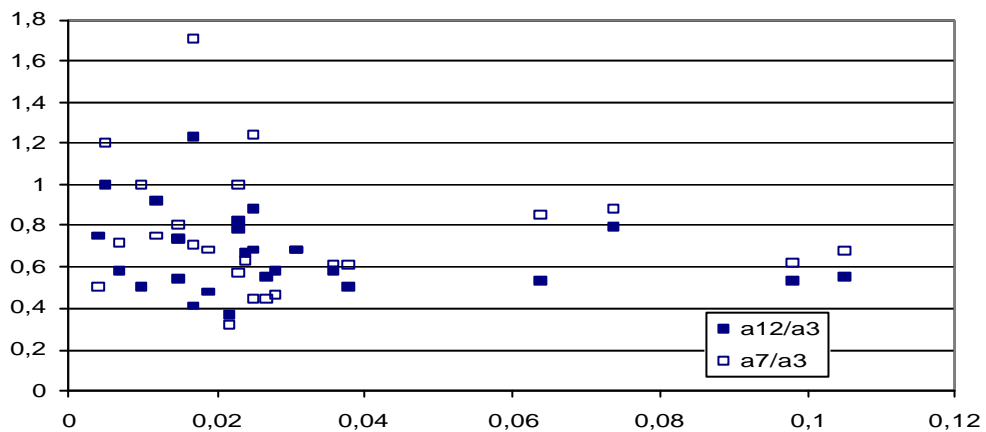
TABLA 3. Amortiguamiento en puente Amolanas

Frecuencia Hz	Dirección asociada	Amortiguamiento sismos	Amortiguamiento microvibraciones
0.63-0.66	Transversal	0.077	0.044
0.90-1.30	Longitudinal	0.048-0.133	0.016
1.21-1.28	Vertical	0.027	0.016
1.60-1.65	Transversal	0.018	0.016
2.01-2.08	Trans-vert	0.014	0.012

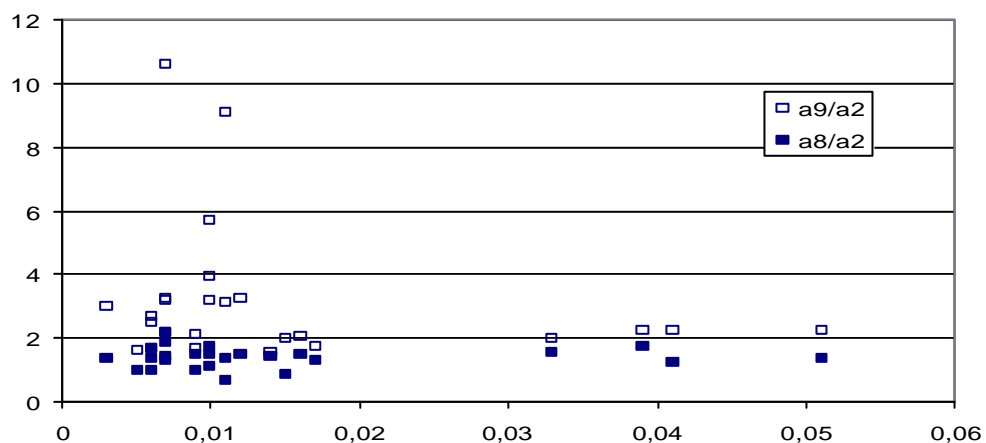




Dirección longitudinal



Dirección transversal



Dirección vertical

Figura 4. Razones entre aceleraciones máximas, puente Amolanas

#### 4 VIADUCTO METRO DE SANTIAGO

La línea 5 del Metro de Santiago tiene un tramo elevado en forma de viaducto de 5.810 metros de longitud, que incluye las estaciones: Rodrigo de Araya, Carlos Valdovinos, Camino Agrícola, San Joaquín, Pedrero y Mirador (Quintana, 1998).

Estructuralmente, el viaducto está formado por vigas en forma de U de longitudes de 27 a 36 m, con un fondo constituido por losas de hormigón postensado, de 30 centímetros de espesor y anchos de 6.3 a 7.5 metros. La altura de estas vigas es de 1.80 m. Las vigas están simplemente apoyadas a través de placas de neopreno reforzadas, de sección 30 x 60 cm y 5.2 cm de espesor, en los extremos de capiteles de hormigón armado soportados por columnas centrales huecas del mismo material, de 30 centímetros de espesor. En las estaciones las columnas aumentan su sección. Entre las columnas y las vigas hay llaves de corte que transmiten las fuerzas horizontales.

Las columnas se conectan monolíticamente a sus fundaciones, las cuales consisten en un paralelepípedo recto de hormigón armado, de profundidad variable entre 7 y 12 metros, hueco, relleno interiormente con suelo de la excavación debidamente compactado.

La instrumentación instalada en la Línea 5 del Metro consiste en una red local de acelerómetros para movimiento fuerte del tipo fuerza balanceada. Los sensores se encuentran ubicados en uno de los tramos del viaducto, al Sur de la estación Mirador. Se colocaron 3 acelerómetros uniaxiales FBA-11 y 3 acelerógrafos triaxiales FBA-23, de Kinematics. De esta forma se cuenta con 12 canales de registro permanente. Estos acelerómetros están conectados a una unidad de registro denominada K2, la cual se encuentra ubicada en el interior de la estación Mirador. La figura 5 muestra la localización de los equipos.

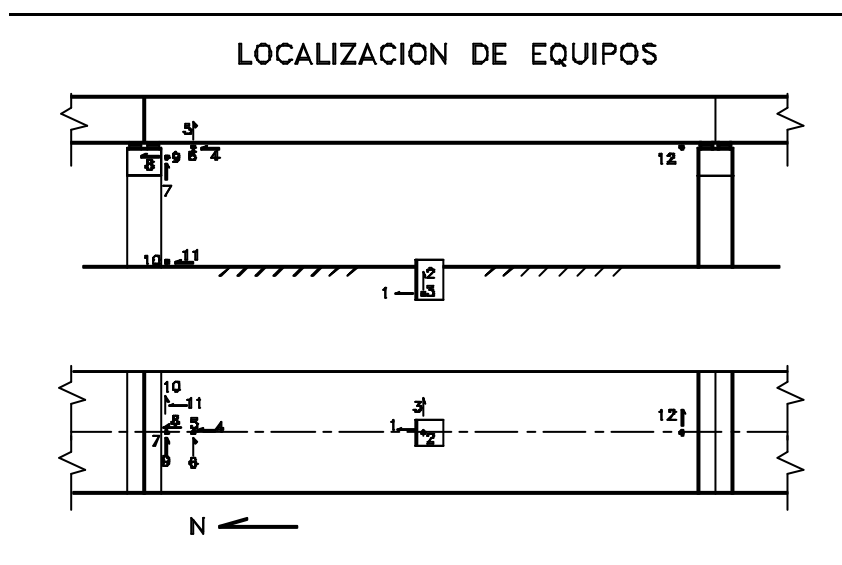


Figura 5. Ubicación acelerómetros Línea 5 Metro

El sismo de mayor importancia que afectó al lugar fue el del 1º de agosto de 1999, magnitud 5.1. Las aceleraciones máximas instantáneas en el instrumento puesto en el foso (superficie "libre") fueron: N-S: 0.119g; Vertical: 0.046g; E-O: 0.144.

Es de interés observar el comportamiento de la estructura ante movimientos sísmicos a través de la amplificación (o reducción) de la señal en puntos de ella, para diferentes niveles de intensidad. Los resultados, que se muestran a continuación indican que existe una fuerte no-linealidad de la respuesta con la aceleración máxima del sismo, lo cual es favorable en cuanto a la acción de los apoyos de goma en la reducción de la respuesta. En las figuras 6 a 8 se puede apreciar este efecto para el movimiento longitudinal, transversal y vertical, respectivamente. En todos los casos, la comparación es entre los registros de los sensores ubicados en la parte superior de la pila o en la viga - en la dirección correspondiente - y los registros en las mismas direcciones en el "campo libre". La figura 6 presenta las razones entre la aceleración máxima en dirección longitudinal de los sensores 8 y 11 (en la parte superior e inferior de la pila), 4 (en la viga) y el sensor 1 (campo libre en esa dirección). La figura 7 se refiere al mismo tipo de información, pero en la dirección transversal. Por último, la figura 8 corresponde a los mismos puntos en sentido vertical.

En la figura 6 se aprecia una amplificación, para pequeñas aceleraciones del suelo, tanto en el extremo superior de la columna como en la viga (factor  $> 1$ ). Sin embargo para niveles de excitación mayores se observa una tendencia a la reducción de las aceleraciones en la viga, tanto longitudinal como transversalmente, con un factor de amplificación que disminuye conforme aumenta la aceleración máxima del suelo. Esto indica que los apoyos de neopreno reducen las aceleraciones desde el suelo a la viga, pero sólo para niveles de excitación mayores a 0.02 g. Esto podría deberse en parte a algún tipo de restricción al desplazamiento que sería significativo para pequeñas aceleraciones.

En la dirección transversal (figura 7) se observa una reducción de las aceleraciones en la viga para excitaciones menores (0.01 g) que lo que ocurre en la dirección longitudinal. En el extremo superior de la columna existe una amplificación presente para todo nivel de excitación del suelo.

Verticalmente se observa una amplificación de la señal en la viga, comportamiento característico de los sistemas de aislación de goma, que es mayor para aceleraciones del suelo menores que 0.02 g y tiende a mantenerse constante, alrededor de 2.5, para aceleraciones mayores a ésta (figura 8). Las aceleraciones máximas registradas en esta dirección en el campo libre son bastante menores que las aceleraciones horizontales.

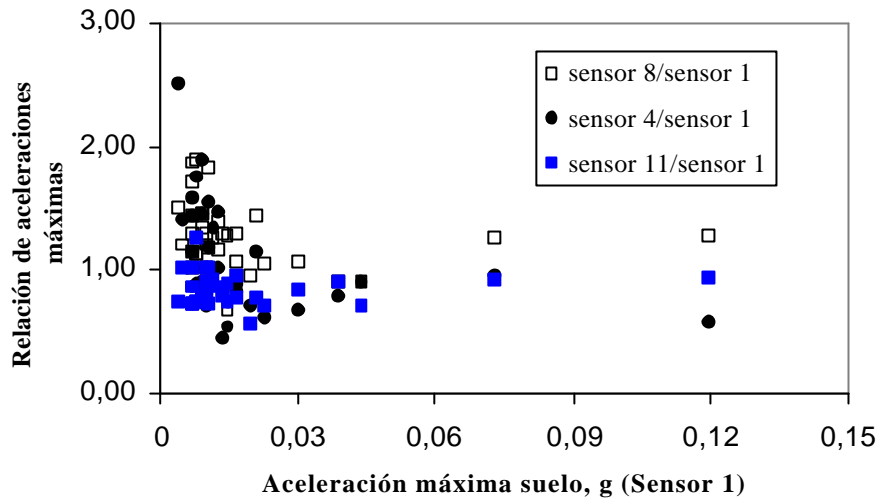


Figura 6, razón de aceleraciones longitudinales máximas, Metro Santiago

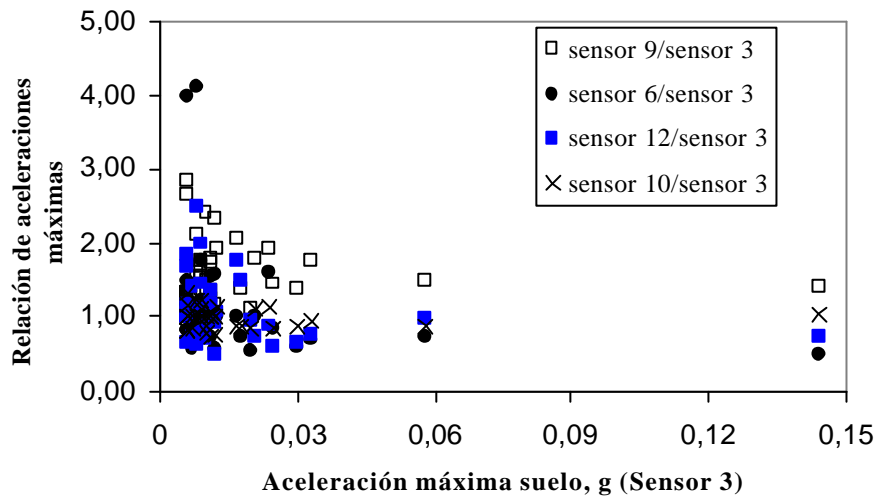


Figura 7. Razón aceleraciones transversales máximas, Metro Santiago

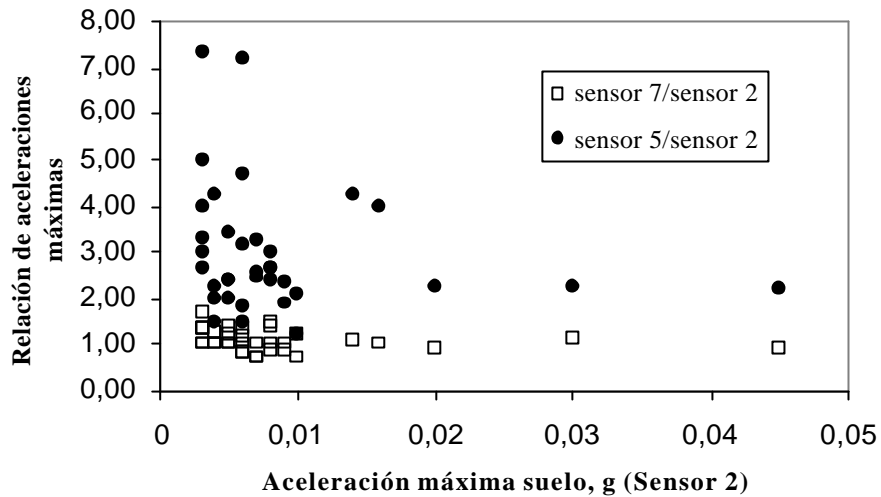


Figura 8. Razón de aceleraciones verticales máximas, Metro Santiago

## 5 CONCLUSIONES

El uso de dispositivos de protección sísmica en puentes ya es algo común en la práctica nacional. A falta de una normativa nacional, el diseño de estas estructuras se ha hecho siguiendo disposiciones de la AASHTO, incluyendo sólo parcialmente lo relativo a ensayos de estos dispositivos previos a su colocación final. El comportamiento real de estas estructuras es algo que hay que verificar; con dicho objetivo se ha realizado una vasta campaña de mediciones en terreno para determinar sus características dinámicas y, en tres de ellas, se han instalado redes de acelerómetros para monitorear su desempeño sísmico.

Las frecuencias fundamentales en la dirección horizontal varían entre 0.68 y 1.46 Hz, siendo la estructura del puente Amolanas la más flexible de las estudiadas. Los valores de amortiguamiento equivalente son relativamente bajos y bastante menores que los medidos directamente en ensayos de los aisladores o de la goma.

Los registros obtenidos para sismos de intensidad moderada muestran una efectiva reducción de las aceleraciones horizontales en el tablero del puente, reducción que se hace más efectiva a medida que aumenta la intensidad del movimiento sísmico. En dirección vertical las aceleraciones se amplifican en un factor aproximado de 2.0 a 2.5, el cual parece ser constante para sismos sobre cierta intensidad.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Universidad de Chile, CONICYT (Proyecto N° 1011025), Metro y el Ministerio de Obras Públicas a través del Programa de Innovación Tecnológica, apoyos que agradecemos sinceramente.

## REFERENCIAS

- Beltrán C., Moroni M., Sarrazin M., (2004), Evualación de la respuesta del puente Amolanas considerando registros sísmicos, de viento y temperatura, Proc. XXXI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Mendoza, Argentina.
- Boroschek, R., Moroni, M., Sarrazin, M. (2003) Dynamic characteristics of a long span seismic isolated bridge, *Engineering Structures*, **25 (12)** pp. 1479-1490
- Chaudhary MTA, Abé M., Fujino Y. (2001), Performance evaluation of base-isolated Yama-agé bridge with high damping rubber bearings using recorded data, *Engineering Structures* **23(8)** pp 902-910.
- Chaudhary MTA, (1999).Evaluation of seismic performance of base-isolated bridges based on earthquake records. PhD Dissertation Dept. of Civil Engineering, University of Tokyo, Japan.
- Daza, V. (2003) Interacción sísmica suelo-estructura en el puente Marga-Marga, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Moyer, P. (2001) Motivations for seismic isolation of bridge projects within the United States, Proc. 7° International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Structures. Assisi, Italy, Vol I, p 543-546.
- Quintana Y. (2001) Análisis de la línea elevada 5 del Metro a partir de registros sísmicos, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Romo D., (2000) Análisis de microvibraciones y registros sísmicos obtenidos en puente Marga-Marga, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Roussis, P.C, Constantinou, M.C., Erdik, M., Durukal, E. y Dicleli M., (2002) Assessment of performance of Bolu Viaduct in the 1999 Duzce earthquake in Turkey, Technical Report MCEER-02-0001.
- Salawu, O.S. y Williams, C. (1995), Review of full-scale dynamic testing of bridge structure, *Engineering Structures* **17(2)**, 113-121.

Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica  
IX Jornadas, 16-19 de Noviembre de 2005, Concepción - Chile

Segovia, M.E., (1997), Instrumentación del puente Marga-Marga, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

Spyrakos y Vlassis (2002), Effect of soil-structure interaction on seismically isolated bridges, *Journal of Earthquake Engineering* **6(3)**, pp 391-429.

Tseng, W. Y J. Penzien, (2000), Soil-foundation-structure interaction. *Bridge Engineering Handbook*, chapter. 42, eds. W.-F. Chen y L. Duan. Boca Raton, Fla.: CRC Press.