

## EFFECTO DEL COMPONENTE SÍSMICO VERTICAL EN PUENTES

*Manuel Jara Díaz<sup>(1)</sup>, Hugo Hernández Barrios<sup>(1)</sup>, Otilio Álvarez Mosqueda<sup>(1)</sup>*

### RESUMEN

Tradicionalmente, el análisis y diseño sísmico de las estructuras se realiza bajo la acción de los componentes horizontales del sismo, y únicamente en aquellos casos en los que se estima que la aceleración vertical puede tener un efecto importante en la respuesta de la estructura, se incluye en la demanda sísmica el espectro de diseño del componente horizontal. Generalmente, el efecto del movimiento vertical se define multiplicando el espectro de diseño horizontal, por un factor menor a la unidad. Sin embargo, la observación de los registros medidos en campo cercano, muestran que no es extraño que las aceleraciones verticales sobrepasen claramente la máxima aceleración horizontal, y que el contenido de frecuencias es normalmente mayor en los acelerogramas verticales, de manera que no es adecuado, para tener en cuenta el movimiento vertical, el procedimiento de reducir el espectro horizontal, simplemente mediante la aplicación de un factor menor a la unidad igual para todo el espectro de frecuencias. En la primera parte del trabajo se describen las características de un total de cien registros sísmicos obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes para temblores asociados al proceso de subducción, que se midieron en estaciones ubicadas a una distancia epicentral menor de 60 km y magnitud mayor de 5.0, con la finalidad de estudiar la influencia de los parámetros que tienen mayor efecto en el componente vertical. En la segunda parte se estudia un conjunto de estructuras tipo puente para evaluar el efecto que tiene el componente vertical en su respuesta, tanto en las etapas constructivas, como en las estructuras terminadas. Se incluye una evaluación de los periodos de las principales formas de vibrar de algunos tipos de puentes para estimar el impacto potencial que puede esperarse en las estructuras construidas cerca de zonas epicentrales.

**Palabras clave:** aceleración vertical; relación aceleración vertical/horizontal; espectros de respuesta verticales; efecto movimiento vertical en puentes

## EFFECT OF SEISMIC VERTICAL MOTIONS ON BRIDGES

### ABSTRACT

Typically, the seismic analysis and design of structures considers exclusively the seismic horizontal components, and only in certain cases, the vertical movement is also incorporated in the analysis. A common way to include the vertical seismic demand is by means of a vertical design spectrum having ordinates equal to the ordinates of the horizontal design spectrum reduced by a factor less than one. However, observations from earthquake records have revealed that vertical component of ground motions is especially significant for high frequency content and sites located close to the epicenter, where the vertical acceleration can be even greater than the horizontal components, driving to the conclusion that the reduction of the horizontal spectra as a way to represent the vertical seismic

Artículo recibido el 01 de 08 de 2021 y aprobado para su publicación el 28 de 02 de 2022. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

<sup>(1)</sup> Profesor – Investigador, Universidad Michoacana de San Nicolás De Hidalgo, [mjarad10@gmail.com](mailto:mjarad10@gmail.com), [hugohermandezbarrios@gmail.com](mailto:hugohermandezbarrios@gmail.com), [otilio.a@gmail.com](mailto:otilio.a@gmail.com)

demand is not appropriate. The first aim of this study is to assess the importance of the vertical component by conducting a parametric study of 100 records associated to the subduction process, obtained from the Mexican Strong Motion Database. The acceleration time histories were recorded at distances less than 60 km and for magnitudes larger than 5.0. The second part is focused on the influence of the horizontal and vertical components of ground motions on the structural response of bridges during their staged construction process and also of completed bridges by means of a nonlinear analysis.

**Keywords:** vertical acceleration; vertical/horizontal acceleration ratio; vertical response spectra; influence of vertical seismic movement on bridges

## ANTECEDENTES

Es un hecho conocido por todos, que al ocurrir un sismo toda estructura civil se ve sometida a un movimiento terrestre tridimensional. Sin embargo, solo el movimiento horizontal se ha estudiado extensivamente dado que, en general, es ésta componente la que mayor daño causa en las edificaciones, lo que da como resultado que las componentes horizontales son las únicas que se consideran en el diseño, y solo en casos especiales se incluye la componente vertical como un porcentaje de la horizontal.

Una de las primeras investigaciones sobre la componente vertical fue realizada por Newmark *et al.* (1973) donde se propuso que la componente vertical debía estimarse como 2/3 del valor máximo de la componente horizontal. Esta propuesta se basa en los resultados de obtener los cocientes de las aceleraciones máximas del terreno de la componente vertical entre la horizontal (V/H) de 33 registros medidos en Estados Unidos. Evidencias instrumentales posteriores (Kim y Elnashai, 2008; Kunnath, *et al.*, 2005; Perea y Esteva, 2005, entre otros) muestran que la regla de 2/3 para calcular la relación V/H llega a ser excedida en eventos sísmicos de gran magnitud y epicentro cercano; por el contrario, para distancias epicentrales grandes, la intensidad espectral reducida por 2/3 conduce a valores mayores a los espectros derivados de los registros sísmicos.

En la Tabla 1 (Shrestha, 2009) se muestran las relaciones V/H para algunos sismos ocurridos en distintas zonas del mundo. Se observa que los valores exceden claramente la unidad, y en el caso del sismo de 1979 en Imperial Valley, Estados Unidos, se obtuvo una relación V/H = 3.77.

Tabla 1. Relación V/H de algunos sismos importantes (adaptada de Shrestha, 2009)

Evento sísmico	Estación	Horizontal X (g)	Horizontal Y (g)	Vertical Z(g)	V/H
Gazli, Uzbekistan 1976	Karakyn	0.71	0.63	1.34	1.89
Imperial Valley, EE UU 1979	El centro array 6	0.41	0.44	1.66	3.77
Nahhani, Canada 1985	Sitel	0.98	1.10	2.09	1.90
Morgan Hill, EE UU 1984	Gilroy array 7	0.11	0.19	0.43	2.25
Loma – Prieta, EE UU 1989	LGPC	0.56	0.61	0.89	1.47
Northridge, EE UU 1994	Arleta fire station	0.34	0.31	0.55	1.61
Kobe, Japan 1995	Port Island	0.31	0.28	0.56	1.79
Chi Chi, Taiwan 1999	TCU 076	0.11	0.12	0.26	2.07

En estudios realizados por Collier y Elnashai (2001), se confirmó que el cociente V/H es mayor que 1.0 para un radio menor de 5 km de la fuente sísmica, y mayor de 2/3 para un radio menor de 25 km y depende de la magnitud del sismo. Ambrasays y Simpson (1996) obtuvieron un valor promedio de V/H =1.75 a partir del análisis de 104 registros medidos en campo cercano ( $R < 15$  km) y para magnitudes superiores a 6.0.

Rosenblueth (1975), identificó que el cociente V/H no es constante para todo el espectro de frecuencias, sino que está en función del periodo de la estructura. Esteva y Perea (2005), obtuvieron los cocientes de las ordenadas espectrales vertical/horizontal a partir del análisis de diez registros de sismos registrados en México, con magnitudes comprendidas entre 5.4 y 8.1, y concluyen que dicho cociente puede tener valores mayores a la unidad en la zona de periodos cortos.

Otra característica que se observa en los registros es el tiempo de arribo de las ondas. Gráficas de la aceleración del terreno en la historia del tiempo, generalmente demuestran que para periodos cortos el componente vertical se encuentra fuera de fase (llega antes) con respecto a los movimientos horizontales, mientras que para periodos largos los tres componentes llegan aproximadamente al mismo tiempo. Existe una excepción a este patrón en sismos de campo cercano (aproximadamente 10 km), cuando el terreno está conformado por roca, los tres movimientos llegan en un tiempo similar. Kim y Elnashai (2008) atribuyen la llegada temprana del componente vertical en periodos cortos a que prevalecen las ondas de compresión. El dominio de las ondas de compresión se debe al hecho de que la energía de las ondas de cortante no se proyecta significativamente en el movimiento vertical debido a la refracción severa generada en los cambios de medio terreno blando/duro (llegando a ángulos de incidencia casi verticales en la superficie libre) y a la gran amplificación de las ondas de compresión cerca de la superficie. En sitios con terreno rocoso y de campo cercano, se espera que las ondas SV inclinadas dominen los movimientos verticales y sean responsables de la excepción mencionada en el párrafo anterior; sin embargo, para distancias mayores (de 10 a 20 km), las ondas de compresión de nuevo tienden a dominar el movimiento vertical debido a que las ondas SV se encuentran más allá de su ángulo crítico, por lo que no se propagan a la superficie efectivamente.

Button, Cronin y Mayes (2002) muestran que, aproximadamente en periodos mayores a 0.3s, la relación espectral  $S_{av} / S_{ah}$  es menor que la comúnmente usada de 2/3. También revelan que la distancia al epicentro y la magnitud de los sismos afectan menos a terrenos rocosos que a los blandos, con valores máximos de la relación espectral  $S_{av} / S_{ah}$  de aproximadamente 1.3, mientras que, en terreno blando se alcanzan valores del cociente  $S_{av} / S_{ah}$  superiores a 2.5.

Cabe mencionar que muchas normas a nivel nacional e internacional, entre las que se encuentran las NTCS (2017), no proporcionan elementos para considerar la demanda sísmica vertical. Otro conjunto de normas propone un espectro vertical igual a 2/3 del espectro horizontal aplicado por igual a todo el espectro de frecuencias. Se puede considerar un tercer grupo que incorpora el efecto del componente vertical mediante el incremento de la carga vertical en un porcentaje del 15 al 25%, en ambos sentidos del movimiento. El Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (MDOC, 2015), en el apartado correspondiente al análisis estático, especifica un espectro para el componente vertical de los sismos, que deberá tenerse en cuenta para el diseño de estructuras especialmente importantes (grupos A+ y A1) y para otras estructuras de menor importancia, si se ubican en las zonas C o D del mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana. También se pide que se incluya el efecto del movimiento vertical en sistemas con claros superiores a 15.0m, en voladizos con claros mayores que 3.0m, en elementos horizontales pretensados y en estructuras con aislamiento en la base. La aceleración vertical,  $a_v$ , que se propone en el MDOC es:

$$a_v = 1.4F_D a_h \quad \text{si } T_v < 0.05s \quad (1)$$

$$a_v = 1.4F_D a_h \left( \frac{0.05}{T_v} \right)^{2/3} \quad \text{si } T_v \geq 0.05s \quad (2)$$

en donde,  $F_D$ , es el factor de distancia, igual a  $a_0^r/200 \leq 1.0$ ,  $a_0^r$  es la aceleración máxima del terreno en roca;  $a_h$ , es la ordenada del espectro horizontal (reducida por los mismos factores de ductilidad, sobrerresistencia y redundancia que se consideran para el análisis ante acciones horizontales);  $T_v$  es el periodo del sistema.

De acuerdo con esta propuesta, el espectro vertical para la zona sísmica D y periodos verticales del sistema menores a 0.05 s, es 1.4 veces las ordenadas del espectro horizontal; para la zona sísmica C y  $T_v > 0.05$ , el espectro vertical queda comprendido entre 1.4 y 0.7 veces las ordenadas del espectro horizontal, en función de la distancia. Dos puntos adicionales de la propuesta del MDOC merecen atención: el uso de los mismos factores de reducción que se usan para el espectro horizontal (ductilidad, sobrerresistencia y redundancia); y el valor de  $T_v = 0.05$  como límite para el cambio de la función que define el espectro.

### **CARACTERÍSTICAS DEL MOVIMIENTO VERTICAL REGISTRADO EN SISMOS MEXICANOS**

En general, los estudios del componente vertical de un sismo, coinciden en que las variables que tienen un mayor impacto en su intensidad son: a) la distancia al epicentro; b) la magnitud del sismo; c) la profundidad focal; d) el tipo de suelo; e) el tiempo de arribo; f) directividad. Con base en el análisis de cien registros obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF) correspondientes a eventos asociados al proceso de subducción (intraplaca e interplaca), se definen las principales características del componente vertical, y se evalúa el impacto que tienen las distintas variables en la intensidad y propiedades dinámicas del movimiento.

#### **Registros sísmicos**

Se seleccionaron cien registros sísmicos de la BMSF originados por un total de 42 sismos de magnitud mayor que 5.0, 38 de los cuales son sismos superficiales de subducción, mostrados en rojo en la Figura 1, y cuatro sismos intraplaca, mostrados en amarillo en la misma figura. En todos los casos las estaciones están localizadas a una distancia epicentral menor de 60 km.

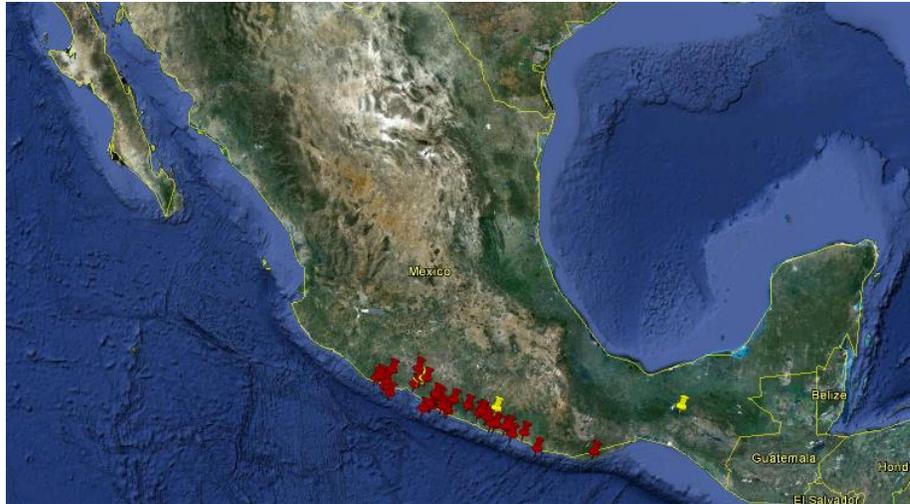


Figura 1. Epicentros de los sismos usados en el análisis

En la Tabla A del Anexo se presentan los cien registros sísmicos seleccionados; los primeros 21 registros corresponden a los sismos intraplaca y el resto a los sismos superficiales de subducción. La magnitud ( $M$ ) está comprendida entre  $5.0 \leq M \leq 8.1$ ; la distancia epicentral ( $R$ ) entre  $2.8 \text{ km} \leq R \leq 60 \text{ km}$  y la profundidad focal ( $H$ ) entre  $5 \text{ km} \leq H \leq 98 \text{ km}$ . De cada registro sísmico se recopiló la aceleración pico del terreno (PGA), el desplazamiento máximo del terreno (PGD), la pseudo-aceleración espectral pico (PSA) y el desplazamiento espectral pico (PSD), como se indica en la Tabla 2 para cada una de las tres direcciones ortogonales. A partir de dicha información se obtuvieron las características que se muestran en los siguientes apartados.

Tabla 2. Información de los registros seleccionados

Fecha	Clave Est.	Dirección	M	PGA (gales)	PGD (cm)	PSA (gales)	PSD (cm)	Distancia R (km)	Tipo Suelo	Prof. H(km)
10-02-97	CALE	V	5.1	51.68	11.01	147.27	11.10	14.73	ROCA	25
10-02-97	CALE	S90E	5.1	61.25	19.50	133.62	20.35	14.73	ROCA	25
10-02-97	CALE	S00E	5.1	66.99	22.18	151.79	23.45	14.73	ROCA	25

### Distancia al epicentro y magnitud

En la Figura 2 se muestra como disminuye la relación  $PGA_V/PGA_H$  con respecto a la distancia epicentral ( $R$ ). La línea discontinua muestra la tendencia que siguen los datos, pero resalta el hecho de que existen algunos casos en los que la componente vertical es importante aún para distancias mayores a 50 km. Es necesario identificar la razón por la cual se llegan a presentar cocientes elevados para distancias epicentrales tan grandes.

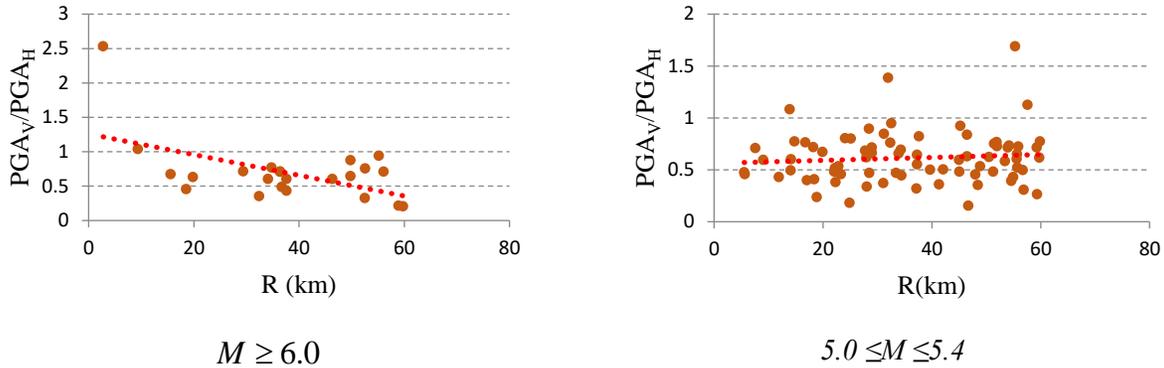


Figura 2. Relación entre el cociente de aceleraciones máximas vertical/horizontal ( $PGA_V/PGA_H$ ) y la distancia al epicentro ( $R$ ), para dos distintos conjuntos de magnitudes ( $M$ ).

La Figura 2 muestra la relación entre el cociente de aceleración máxima del terreno vertical/horizontal ( $PGA_V/PGA_H$ ), para dos conjuntos de registros, con distintos niveles de magnitud. Se observa que el valor del cociente de aceleraciones es mayor que  $2/3$  en aproximadamente 50% de los registros, para los dos conjuntos de magnitudes. Además, se tiene una línea de tendencia con pendiente mayor en los registros de mayor magnitud, la cual es prácticamente horizontal para sismos con magnitud entre 5.0 y 5.4, debido a que los cocientes de aceleración máxima son mayores en distancias cortas y magnitudes grandes. También se confirma que, en general, entre mayor es la distancia epicentral,  $R$ , menor es la relación  $PGA_V/PGA_H$ .

### Periodo de vibrar

La Figura 3 muestra la relación de la pseudoaceleración vertical ( $Sa_v$ ) y el valor del cociente de la aceleración máxima del terreno de los componentes vertical y horizontal ( $PGA_V/PGA_H$ ). La gráfica superior corresponde a  $Sa_v$  para un periodo de vibrar  $T = 0.2$  s y la inferior a  $T = 1.5$  s. Para el periodo corto, el valor de la aceleración espectral es superior a 0.1 gales en alrededor de un 50% de los registros; sin embargo, para el periodo largo, sólo cuatro registros superan el valor de 0.1 gales. Con líneas discontinuas se observa la tendencia de los datos, en los que se aprecia un incremento de los valores espectrales con el aumento de la relación entre el cociente de aceleraciones máximas  $PGA_V/PGA_H$ .

### Profundidad del foco

La Figura 4 muestra la variación del cociente  $PGA_V/PGA_H$  con respecto a la profundidad del foco. Se observa que el componente vertical adquiere mayor relevancia para profundidades focales menores que 40 km; en especial, para los sismos más superficiales, con profundidades menores a 20 km, se producen los cocientes más elevados. Este resultado concuerda con lo observado por Perea y Esteva (2005) para registros mexicanos distintos a los que se usaron en este trabajo

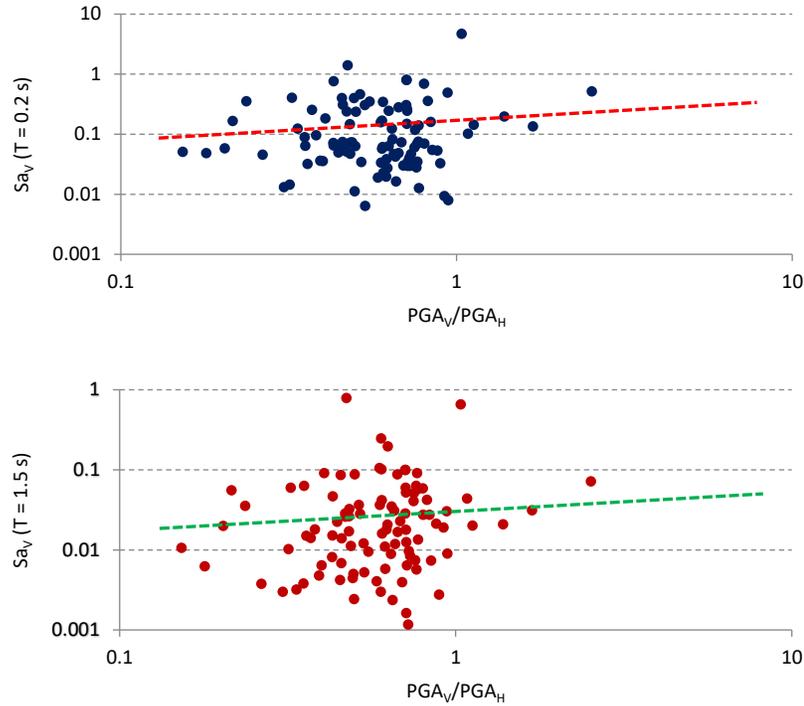


Figura 3. Relación entre el valor de pseudoaceleración vertical y el cociente de aceleraciones máximas del terreno ( $PGA_v / PGA_H$ ), para  $T = 0.2$  y  $T = 1.5$  s

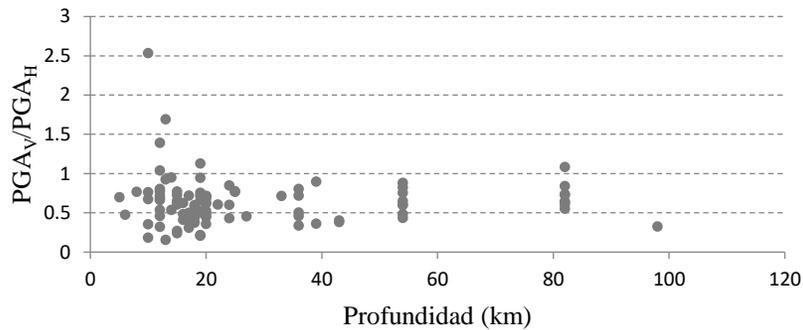


Figura 4. Relación entre el cociente ( $PGA_v/PGA_H$ ) y la profundidad focal

### Tipo de terreno

En la Figura 5 se presenta el periodo contra el cociente entre la pseudoaceleración espectral y la aceleración máxima del terreno ( $Sa/PGA$ ). Se distinguen dos tipos de terreno, suelo blando y roca, en la figura izquierda se muestran las relaciones promedio correspondientes a los registros de suelo blando y en la derecha a los de terreno firme. Se observa que los máximos de la relación  $Sa/PGA$  para el movimiento vertical se producen en periodos cortos y los del componente horizontal para periodos mayores. Como es de esperarse, para terreno blando la amplificación del movimiento es mayor, tanto para la componente vertical como para la horizontal. Se observa que la amplificación del movimiento vertical (líneas rojas) se presenta en periodos cortos, alrededor de 0.2 segundos, mientras que la amplificación del movimiento

horizontal en terreno blando se produce en periodos cercanos a 0.5 segundos. Sin embargo, en suelo firme los máximos espectrales coinciden en valores cercanos a 0.2 s. Estos valores de periodo sugieren que el límite propuesto en el MDOC 2015 ( $T_v = 0.05$ ) debe incrementarse a periodos cercanos a 0.2 s, por lo que es conveniente estudiar más casos, clasificando los sitios en función de su distancia, profundidad, tipo de sismo, directividad y tipo de terreno.

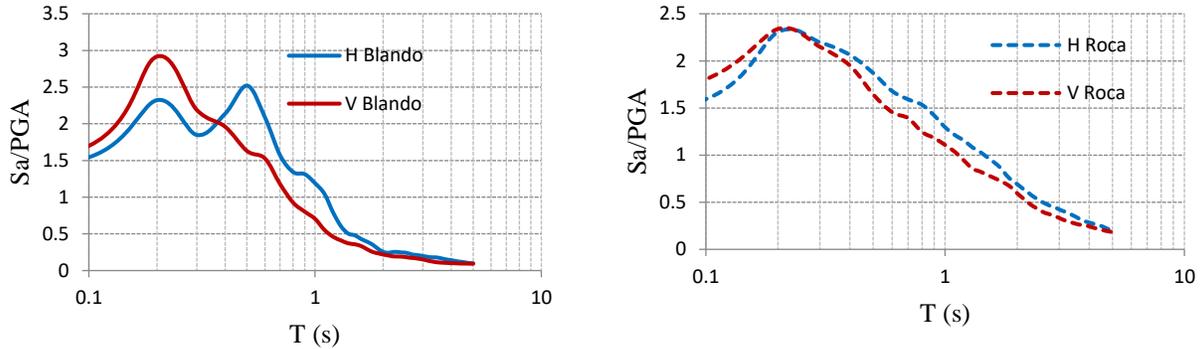


Figura 5. Variación entre el cociente de la aceleración espectral y la aceleración máxima del terreno  $S_a/PGA$ , en función del periodo

De todo lo anterior se confirma que el valor de la relación  $V/H$  de  $2/3$  es incorrecto para cierto tipo de sismos, ya que depende de la magnitud del evento, de la distancia epicentral y de la profundidad del foco. El tipo de terreno también juega un papel importante pues la componente vertical llega más rápido que las otras dos componentes en terreno blando, y además con mayor intensidad debido a que sufre una amplificación en este tipo de terreno. En el conjunto de registros sísmicos seleccionados, el valor máximo obtenido para la relación de  $V/H$  es de 2.53, más de 3 veces el valor recomendado de  $2/3$ . El registro anterior corresponde al registro de la estación Islas Agrarias (clave IAGS) del 15 de octubre de 1979 en terreno blando. En cuanto a terreno rocoso, el valor máximo de la relación  $V/H$  es de 1.69, más de 2 veces el valor propuesto por Newmark *et al.* de  $2/3$ ; éste registro corresponde al de la estación Xaltianguis del 02 de mayo de 1989. Con respecto a los códigos nacionales e internacionales destaca que solo dos de ellos, el Eurocódigo (2008) y el Manual de Obras Civiles (MDOC, 2015), consideran el periodo de la estructura para determinar el valor de la fuerza de inercia que produce la componente vertical del sismo, a pesar de que se han hecho estudios (Rosenblueth, 1975) que indican la relación que existe entre ellos.

## INFLUENCIA DEL MOVIMIENTO SÍSMICO VERTICAL EN PUENTES

El número creciente de registros sísmicos de campo cercano que se reporta en todo el mundo, muestran la importancia que adquiere el componente vertical bajo ciertas condiciones particulares; sin embargo, su contribución a la respuesta sísmica ha sido poco estudiada. En las últimas dos décadas se ha publicado un número limitado de estudios relacionados con el efecto de la aceleración vertical en puentes de concreto reforzado, y la mayoría de los códigos no incluyen recomendaciones para considerar el componente vertical o utilizan espectros verticales derivados de una reducción constante de los espectros horizontales a pesar de sus diferencias en el contenido de frecuencias. No obstante, ciertos modos de falla producidos por sismos destructivos pueden atribuirse a los efectos del movimiento vertical (Papazoglu and Elnashai, 1996, entre otros). Estudios analíticos concluyen que las estructuras de concreto reforzado sometidas a los tres componentes sísmicos son más vulnerables que cuando sólo se consideran los movimientos horizontales. En estructuras tipo puente, los estudios indican que las aceleraciones verticales

afectan de manera especial la demanda de fuerza axial en las pilas; las demandas de momento y cortante en el extremo de la superestructura, en la proximidad de la cara de los cabezales de las pilas; y las demandas de momento en el centro del claro de la superestructura.

Con base en lo anterior surgen dos cuestiones clave en el proceso de diseño sísmico de puentes:

- a) ¿bajo qué condiciones debe considerarse la componente vertical de los sismos para evaluar la respuesta de un sismo? y
- b) ¿bajo qué circunstancias el componente vertical es potencialmente crítico al determinar las demandas en elementos clave de estructuras típicas de puentes y viaductos?

### **Evidencia de campo que indica daño por efecto de la componente vertical**

Existe abundante evidencia que apunta a las aceleraciones sísmicas verticales como las causantes de daño en estructuras de concreto reforzado. Las observaciones de campo indican que ciertos modos de falla no pueden atribuirse exclusivamente a los efectos de flexión y cortante. Ciertas fallas se explican apropiadamente como resultado de una excesiva tensión o compresión en los elementos verticales de un puente, o bien como resultado de la reducción de la capacidad a cortante motivada por la fluctuación de la fuerza axial sobre el elemento originada por el movimiento vertical. La interacción axial – cortante conduce a una justificación más convincente del tipo de daño observado, particularmente cuando se producen fuerzas de tensión en las columnas. El daño que se atribuye a las aceleraciones verticales muestra las siguientes características:

- Pandeo de varillas longitudinales en forma simétrica
- Deformación axial permanente en el elemento dañado
- Desprendimiento total del recubrimiento de concreto
- Falla por cortante debida a la interacción axial – cortante
- Estribos transversales abiertos
- Núcleo de concreto desintegrado

Las fotografías siguientes (Papazoglou y Elnashai, 1996) ilustran algunos ejemplos con el tipo de falla descrito. La Figura 6 muestra el daño en la pila 6 (izquierda) y en la pila 8 (derecha), del Colector – Distribuidor 36 de la autopista de Santa Mónica, provocada por el sismo de 1994 en Northridge, California. Puede considerarse que el daño se debe parcialmente a la reducción de la capacidad a cortante originada por el componente sísmico vertical. Como se observa en la figura el recubrimiento de concreto se desprendió completamente y el núcleo está desintegrado; los estribos transversales se abrieron y las barras longitudinales pandearon en forma simétrica; la pila quedó con una deformación axial permanente; además hay evidencia que permite suponer una reducción de la capacidad a cortante por la interacción con la carga axial, debida a las aceleraciones verticales.



Figura 6. Fallas de las pilas 6 y 8 del Colector – Distribuidor 36 de la autopista de Santa Mónica, debidas al sismo de 1994 en Northridge, California, (Papazoglou y Elnashai, 1996)

La figura 7 muestra varias pilas del expreso Hanshin dañadas por el sismo de Kobe de 1995. El tipo de daño indica una falla a compresión debida al componente vertical del sismo, con las características típicas de este tipo de falla: pandeo simétrico de las varillas longitudinales, evidente deformación axial de las columnas, pérdida total del recubrimiento y estribos abiertos. Todo ello permite afirmar que se produjo una variación de elevada carga axial en el elemento.

### Interacción fuerza cortante – fuerza axial

Saadeghvaziri (1996) evaluó la respuesta de un paso superior en California durante el sismo de Northridge de 1994 y concluye que las fuerzas sísmicas originadas por la componente vertical, pudieron causar la formación de articulaciones plásticas en la superestructura, favorecidas por la restricción vertical de los reductores de desplazamiento horizontal que se utilizaron profusamente en California después del sismo de San Fernando de 1971. La demanda de cortante en la zona de articulación plástica excedió la capacidad de la superestructura dando origen a una falla frágil. Los resultados del estudio y el modo de falla que se infieren del daño observado son consistentes con la evaluación. El estudio de los efectos del sismo vertical en puentes con reductores de desplazamiento es un área que requiere mayor investigación.



Figura 7. Falla por compresión en una serie de pilas del Hanshin Expressway durante el sismo de 1995 en Kobe, Japón, (Papazoglou y Elnashai, 1996)

Es reconocido que la fuerza longitudinal de tensión o compresión que actúa en una columna conduce a un decremento o incremento de la resistencia al agrietamiento diagonal del elemento (Figura 8).

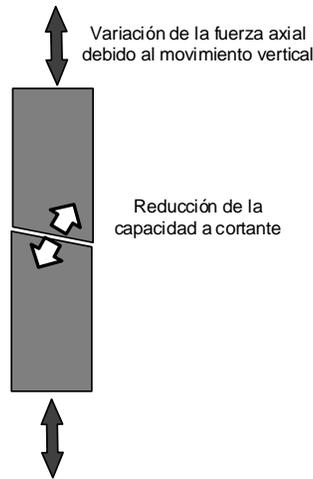


Figura 8. Efecto de las aceleraciones verticales en la resistencia a cortante

Varios modelos para determinar la capacidad a cortante de un elemento, incorporan el efecto de la fuerza axial en la capacidad del concreto para soportar la tensión diagonal (Paulotto, *et al.*, 2007), de manera que se combina la participación de la contribución del concreto ( $V_c$ ), la resistencia del acero ( $V_s$ ) y la contribución de la carga axial ( $V_p$ ) para definir la capacidad del elemento ( $V_n$ ):

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (3)$$

### Efecto vertical en pilas de una columna

En las pilas tipo “cabeza de martillo” las aceleraciones verticales se asocian con el efecto de la inercia rotacional alrededor del eje longitudinal del elemento y a la propia flexibilidad vertical de los tramos en voladizo. La Figura 9 ilustra el momento flexionante en la columna como consecuencia del giro que se produce por el movimiento vertical del terreno de sustentación de la pila.

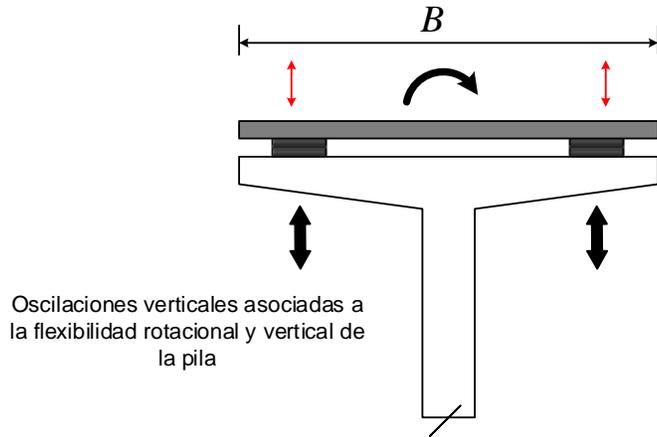


Figura 9. Momento flexionante debido al efecto de las aceleraciones verticales en una pila “cabeza de martillo”

### ESTUDIOS NUMÉRICOS Y DE VIBRACIÓN AMBIENTAL DE PUENTES

Como se observa en el análisis de los registros de la componente vertical, la intensidad es mayor en el intervalo de frecuencias altas, de manera que es de interés estimar los periodos de las diferentes tipologías de puentes, durante distintas etapas de construcción y para ciertos modos de vibrar, de manera que se tenga un antecedente del potencial peligro que puede representar el movimiento vertical en zonas de campo cercano. En la siguiente sección se presentan los periodos de puentes medidos en vibración ambiental y mediante modelos numéricos.

#### Periodos de algunos puentes en México

En el caso de puentes simplemente apoyados, de uno o múltiples claros, la frecuencia vertical del tablero puede estimarse mediante la consideración de una masa distribuida (Chopra, 2019) y suponiendo una función de forma senoidal. Al evaluar los periodos de vibrar en la dirección vertical, de puentes con claros hasta de 32 m, como los que se construyen en México, se muestran en la Figura 10. En ella se observa que el periodo vertical de pasos superiores vehiculares, oscila entre 0.19 y 0.27 s, por lo que se ubican en la zona de mayores respuestas verticales, tal y como se observa en los espectros de la Figura 5 para terreno firme y flexible. Los puentes de losa, ya sea sólida o aligerada, y los puentes con vigas T, tienen periodos verticales comprendidos entre 0.03 y 0.14 s, también en zonas de respuestas elevadas en los espectros verticales.

Además de los análisis anteriores, se realizaron mediciones de vibración ambiental en varios puentes de la red carretera nacional (Álvarez *et al.*, 2009). Las mediciones sirvieron para calibrar los resultados de los análisis numéricos de puentes típicos. La Figura 11 presenta algunos de los puentes que fueron medidos y modelados numéricamente. Los periodos verticales de los tres puentes de la Figura 11 tienen valores comprendidos entre  $0.25 \leq T_v \leq 0.28$  s.

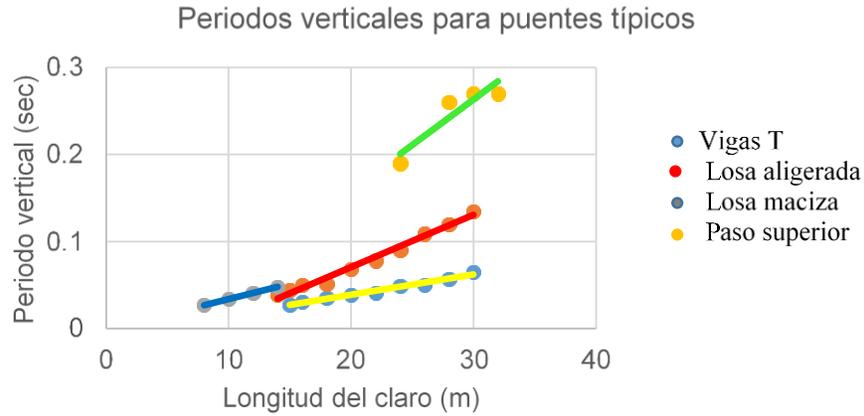


Figura 10. Periodos verticales de puentes con configuraciones típicas en México



El Despeñadero  
 $T_v = 0.25$  sec



La Cañada  
 $T_v = 0.28$  sec



Sin Nombre  
 $T_v = 0.28$  sec

Figura 11. Puentes de múltiples claros simples medidos en vibración ambiental (Álvarez *et al*, 2009)

### Periodos de vibrar de puentes largos

A pesar de que se espera que el efecto del movimiento vertical sea menor en los puentes de gran longitud, se estima el periodo en este tipo de estructuras para las principales formas de vibrar de puentes atirantados, de manera que se pueda estimar el impacto que pueden producir las aceleraciones verticales. Se sabe que en los puentes atirantados el primer modo de vibrar es antisimétrico (Figura 12) y se caracteriza por estar contenido en el claro principal del puente. La forma modal presentada en la Figura 13 normalmente se presenta en puentes con claro principal corto y apoyos simples del tablero sobre el pilón; pero también puede tener media onda oscilando fuera de fase en el lado adyacente del claro principal, la cual se presenta en puentes con claro largo y tableros continuos.

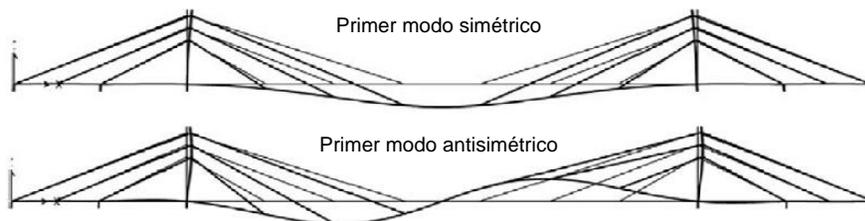


Figura 12. Formas modales del primer modo en puentes atirantados.

Para el caso en que dos sistemas de cables se anclan al tablero en un solo claro, la forma espacial de los modos está influenciado por la fase en la que oscilan los cables. Si los dos conjuntos de tirantes oscilan en fase, se puede presentar movimiento vertical, es decir, traslación de la masa que forma el tablero; por otro lado, si los cables oscilan fuera de fase se puede presentar torsión pura. Si los pilones del tablero tienen poca rigidez a la flexión o a la torsión y la masa se encuentra concentrada o es resistida por el sistema de cables, las frecuencias del modo a flexión y a torsión pueden ser las mismas.

Para el caso en que la masa  $m$  del tablero se encuentre uniformemente distribuida (Figura 13a), y está soportada por dos sistemas de cables con rigidez equivalente,  $K$ , la frecuencia de vibrar en dirección vertical, es:

$$f_v = \sqrt{\frac{2K}{m}} \quad (4)$$

y la frecuencia a torsión,

$$f_t = \sqrt{\frac{K_t}{I_m}} \quad (5)$$

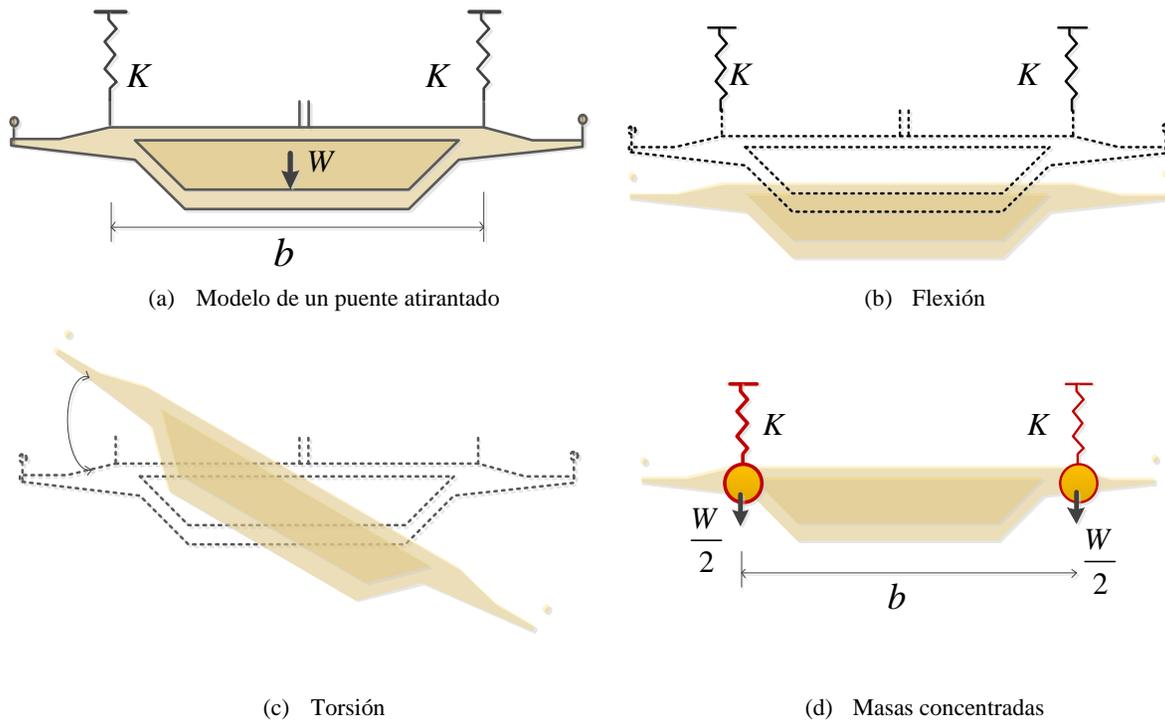


Figura 13. Modos de vibrar por flexión-torsión ( $W$  se refiere al peso del tablero)

Donde  $K_t = kb^2/2$  e  $I_m$  es el momento másico de inercia del tablero. Si la masa se supone uniformemente distribuida en el tablero, el momento másico de inercia es:  $I_m = mb^2/12$ . Por lo que, sustituyendo en la ecuación (5), la frecuencia en torsión se puede escribir,

$$f_t = \sqrt{6 \frac{K}{m}} \quad (6)$$

y la relación entre frecuencias a flexión vertical con respecto a la de torsión es,

$$\frac{f_t}{f_y} = \sqrt{3} \quad (7)$$

Si la masa del tablero se supone concentrada en los anclajes de los cables (Figura 13d), el momento másico de inercia del tablero es  $I_m = mb^2 / 4$ , y la frecuencia a torsión es:

$$f_t = \sqrt{2 \frac{K}{m}} \quad (8)$$

Por lo que la relación entre la frecuencia vertical a flexión con respecto a la frecuencia a torsión es,

$$\frac{f_t}{f_v} = 1 \quad (9)$$

Se puede ver que la relación entre frecuencias a flexión vertical y a torsión oscila entre 1 y  $\sqrt{3}$ . Como se puede notar la rigidez del tablero puede tener poca influencia en la relación de frecuencias, por el contrario, la rigidez a la torsión del tablero y de los pilones puede tener mayor influencia en la relación entre frecuencias.

En Xiang *et al.* (1998) se proponen las siguientes formulas empíricas para estimar la primera frecuencia vertical simétrica en flexión cuando un puente atirantado tiene dos pilones simétricos sin apoyos o pilas auxiliares en los claros laterales,

$$f_{v1} = \frac{110}{L_c} \quad (10)$$

y cuando el puente tiene apoyos o pilas auxiliares en sus claros laterales,

$$f_{v1} = \frac{150}{L_c} \quad (11)$$

donde  $L_c$  es la longitud del claro principal en metros. La Tabla B del Anexo B muestra una recopilación de datos geométricos y periodos de vibrar de algunos puentes atirantados, en donde se observa la longitud de los claros del puente y los periodos de vibrar en flexión vertical y en torsión. Con base en la información de la Tabla B se realizó un ajuste de mínimos cuadrados para determinar una ecuación empírica que prediga el periodo en flexión vertical. La Figura 14 muestra una gráfica de dispersión de los valores de los periodos de los puentes de la Tabla B y los obtenidos con:

$$f_{v1} = \frac{124}{L} \quad (12)$$

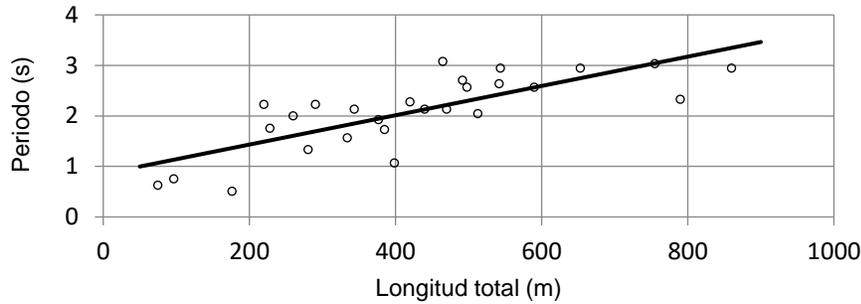


Figura 14. Periodo de vibrar en flexión de los puentes de la Tabla B (anexo B).

### Efectos de la componente vertical en la demanda ingenieril

De acuerdo con estudios previos el efecto vertical es especialmente importante en la demanda de fuerza axial en las columnas; en los momentos flexionantes en el centro del claro; y en los momentos y cortantes en la superestructura en secciones próximas a los apoyos. La evaluación se orientó entonces a estimar el efecto de la configuración geométrica de puentes típicos, que incluyen la longitud del claro, la relación de claros y la altura de las pilas. Se analizaron únicamente pilas de una sola columna por considerar que el efecto es mayor en estos casos. Como demanda sísmica se seleccionaron diez acelerogramas de la base de datos de cien registros que se utilizó para estimar las características de la componente vertical (Tabla 3). El criterio de selección de los diez registros fue elegir los casos con los mayores valores de  $PGA_v / PGA_h$ , con magnitud superior a 5.0, y distancia a la falla menor que 60 km.

Tabla 3. Información de los registros seleccionados

Núm.	Fecha	Magnitud	Distancia	Tipo suelo	$PGA_v / PGA_h$
1	15-10-79	6.6	2.79	Sedimentos	2.53
2	09-07-80	6.1	9.37	Sedimentos	1.04
3	29-01-90	5.1	28.45	Roca	0.89
4	08-02-88	5	57.56	Roca	1.13
5	25-04-89	6.5	55.21	Arena - Limo - Arcilla	0.94
6	02-05-89	5.1	55.28	Roca	1.69
7	13-01-90	5	31.94	Roca	1.38
8	29-12-99	5.9	46.46	Conglomerado Sobre Lutitas	0.84
9	29-12-99	5.1	13.89	Roca	1.08
10	21-06-99	6	49.79	Brecha Andesítica	0.88

Se analizaron tres casos: carga muerta sola (CM), los dos componentes horizontales actuando juntos (2C) y los tres componentes actuando simultáneamente (3C). Inicialmente se utilizó el cociente  $(3C - 2C) / CM$  para evaluar la influencia del movimiento vertical con respecto al efecto de la carga muerta, sin embargo, cuando CM y 2C eran pequeños los cocientes resultaron muy grandes y conducían a resultados distorsionados del impacto de las aceleraciones verticales. Por tal motivo, para evitar un resultado distorsionado del impacto del componente vertical se incluyen todos los elementos que producen esfuerzos en los elementos del sistema, tanto en el numerador como en el denominador del cociente, con la única diferencia que el numerador incluye también el efecto del componente vertical como se propone en el siguiente índice:

$$I_v = \frac{CM + 3C}{CM + 2C} \tag{13}$$

donde:  $I_v$  índice para estimar el impacto del movimiento vertical  
 $CM$  es el resultado de aplicar la carga muerta sobre el puente  
 $3C$  es el resultado de aplicar los tres componentes sísmicos en el análisis  
 $2C$  es el resultado de aplicar únicamente los dos componentes horizontales

El índice para evaluar el impacto del componente vertical ( $I_v$ ) de los tres puentes simplemente apoyados que se presentan en la Figura 13, alcanzó valores (Tabla 4), entre  $1.58 \leq I_v \leq 1.75$  para el momento flexionante positivo en el centro del claro de la superestructura, lo que significa que, al incluir el componente vertical en el análisis, el momento se incrementó en más del 50%. Con respecto al momento flexionante negativo en el centro del claro, los valores obtenidos son  $0.32 \leq I_v \leq 0.52$ , es decir, una reducción en el momento negativo si se considera la aceleración vertical. Cabe destacar que en las normas del Departamento de Transportes de California (Caltrans, 2006), el efecto de la componente vertical puede estimarse como el 25% de la carga muerta aplicado en ambos sentidos de la dirección vertical.

Tabla 4. Índice para evaluar el efecto del componente vertical en tres puentes típicos

Puente	$I_v = (CM + 3C) / (CM + 2C)$	
	Momento positivo en el centro del claro	Momento negativo en el centro del claro
El Despeñadero	1.58	0.52
Sin nombre	1.61	0.55
La Cañada	1.75	<b>0.32</b>

Puentes de claros continuos, como el puente La Chuta que se presenta en la Figura 15, tiene un periodo vertical de 0.34 s, y 0.37 s (2.7 Hz) de acuerdo con el modelo numérico y el espectro de potencia obtenido en vibración ambiental, respectivamente.

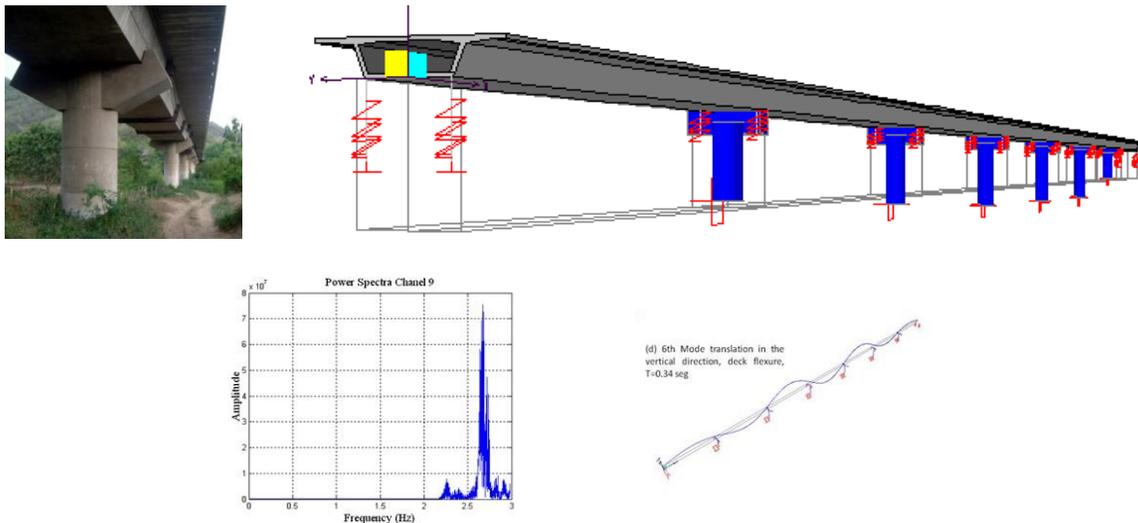


Figure 15. Periodo vertical del puente La Chuta medido en vibración ambiental (0.37 s) y obtenido numéricamente (0.34 s) (Álvarez *et al*, 2009)

La Figura 16 muestra la demanda de fuerza axial máxima de compresión para puentes tipo simplemente apoyados normalizada con respecto a CM. Se observan incrementos muy altos en la fuerza axial, que reducen de manera considerable la capacidad de deformación de la columna. Las aceleraciones también producen fuerzas de tensión significativas que reducen la capacidad a cortante de las columnas como se indica en la Figura 17. El incremento del momento flexionante positivo en la superestructura (normalizado con respecto al momento debido a CM), también alcanza valores importantes, como se muestra en la Figura 18.

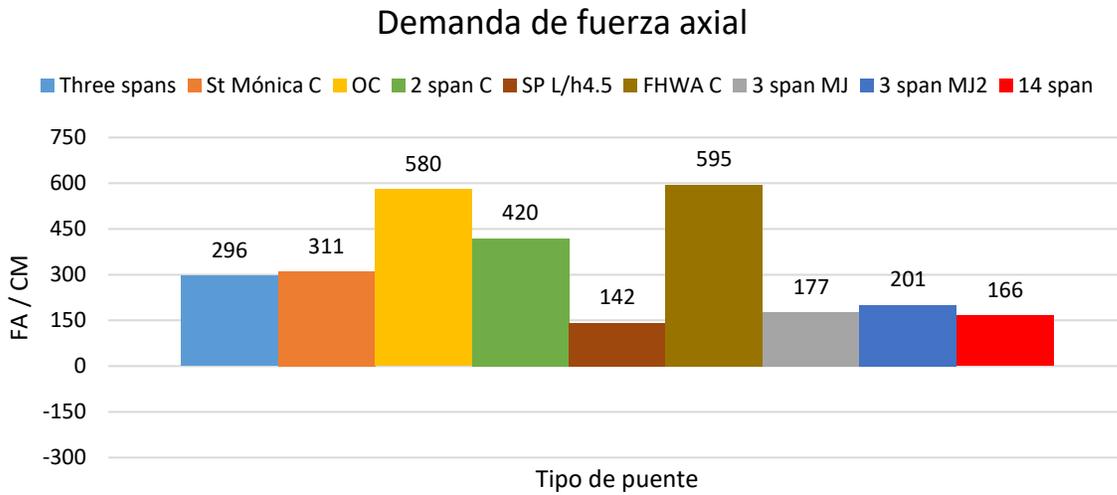


Figura 16. Demanda de fuerza axial sobre las pilas de puentes típicos

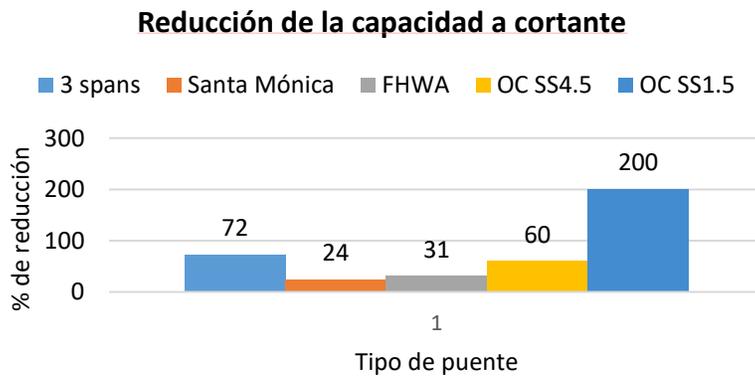


Figura 17. Reducción de la capacidad a cortante si se consideran las aceleraciones verticales

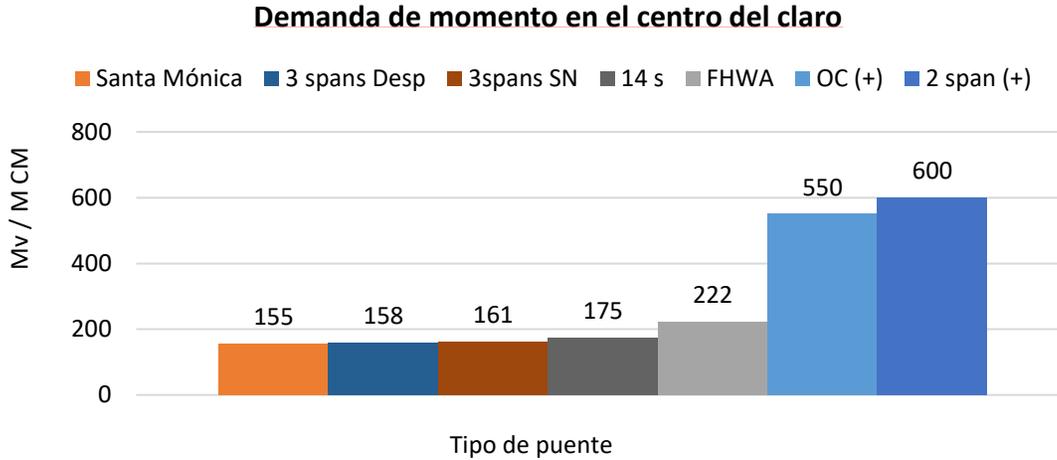


Figura 18. Incremento del momento flexionante al centro del claro, con respecto al momento debido a carga muerta, si se incluyen las aceleraciones verticales

### ANÁLISIS DE PUENTES EN DISTINTAS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

La mayor parte de los estudios del efecto del componente vertical de los sismos se ha concentrado en la fluctuación de la fuerza axial de las pilas de estructuras terminadas; sin embargo, durante el proceso de construcción de puentes de claros medios y largos, las características de resistencia, rigidez y estabilidad de la estructura es distinta a la que tiene el puente terminado. Debido a ello se decidió analizar el efecto que puede tener el movimiento vertical en los puentes durante sus etapas constructivas para dos procedimientos de construcción muy utilizados en la actualidad: el método de lanzamiento de segmentos sucesivos y el método de doble voladizo. Para ello, se definieron las características del procedimiento de construcción para establecer los principales parámetros que intervienen en su respuesta. Los puentes se clasificaron según la longitud del claro principal y para distintas etapas de construcción. Se aplicaron espectros promedio para las condiciones de distancia y magnitud que potencialmente causarían daño al sistema en construcción según su relación espectral vertical/horizontal. Los espectros fueron escalados para un periodo de retorno asociado al tiempo de construcción y durante su vida útil; para ello se reducen las aceleraciones espectrales mediante la siguiente relación de aceleraciones, propuesta en el Eurocódigo (1998). Si  $T_R = 50$  años,  $a_{50} = 0.43 a_{475}$ .

$$a_{T_R} = a_{475} \left( \frac{T_R}{475} \right)^{0.37} \quad (14)$$

#### **Puente recto construido con el método de lanzamiento por incrementos sucesivos**

El método consiste en construir la superestructura por segmentos o dovelas, en un área de prefabricación que se instala en uno o ambos estribos del puente; cada unidad nueva se construye contra el segmento precedente, y una vez que el concreto de segmento nuevo ha endurecido la estructura se empuja longitudinalmente para dejar espacio a la fabricación de la dovela siguiente (Figura 19); el proceso se repite hasta terminar el puente.



Figura 19. Construcción de un puente mediante el lanzamiento de segmentos sucesivos

Se seleccionaron dos puentes construidos mediante el método de lanzamiento para analizar su respuesta durante distintas etapas de construcción y evaluar el impacto del componente vertical en los elementos principales del puente. La primera estructura tiene una pendiente longitudinal de 1%, longitud total de 203 m distribuidos en cinco claros, y cuatro pilas de altura variable (Figura 20). Los claros extremos son de 34 m de longitud y los tres claros intermedios tienen 45 m. La superestructura es soportada por dos estribos, dos pilas exteriores de 20 m y dos pilas centrales de 45 m de altura. Las pilas son de sección circular hueca con diámetro de 5 m y 3 m para las pilas central y exteriores respectivamente. La superestructura es un cajón de una celda, de 3 m de peralte. La nariz de lanzamiento tiene 27 m y cubre el 60% de los claros principales.

### **Puente curvo construido con el método de lanzamiento por incrementos sucesivos**

El segundo puente consiste de una superestructura continua de tres claros con curvatura horizontal importante y formada por un cajón de acero de una celda (Figura 21). La superestructura se apoya en dos estribos y dos pilas intermedias que dan origen a un claro central de 180 m de longitud y dos claros extremos de 71.5 m, para dar una longitud total de 323 m. La superestructura se formó con 28 segmentos, 26 de 12 m de longitud y dos segmentos al centro del puente de 9 m. Las pilas son de 86 y 95 m de altura, con una sección rectangular hueca de 8 x 3 m. El puente tiene pendiente longitudinal de 5% y transversal de 10%.



Figura 20. Puente de cinco claros construido mediante el lanzamiento de segmentos sucesivos

### **Puente de tres claros construido por el método de doble voladizo balanceado**

Se consideró un tercer puente, construido por el método de doble voladizo. Se trata de un puente de tres claros de 349 m de longitud, dividido en claros extremos de 94.5 m y un claro principal de 160 m (Figura 22). La superestructura es un cajón de concreto reforzado de una sola celda con sección variable, cuyo peralte es de 3 m en el centro del claro y de 9 m sobre la pila. La superestructura se construyó mediante 56 segmentos de 4.6 m de longitud, 4 segmentos de 6 m y una dovela de cierre de 4 m. Las pilas tienen sección cuadrada hueca de 6 x 6 m con espesor uniforme de 0.8 m. La altura de la pila es de 58 m.

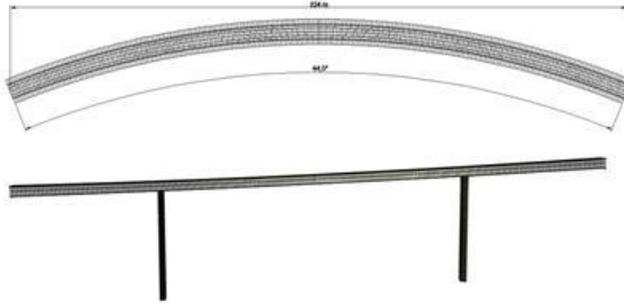


Figura 21. Puente de tres claros construido mediante el lanzamiento de segmentos sucesivos

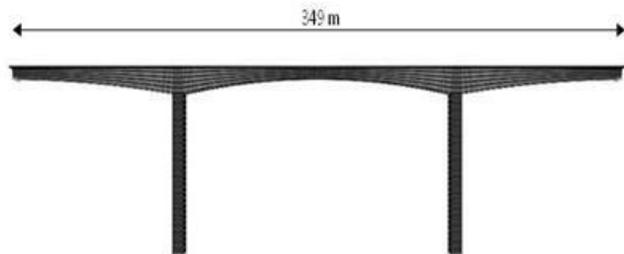


Figura 22. Puente de tres claros construido por voladizos balanceados

ISSN-e 2395-8251

### Análisis para evaluar demandas en pilas y tablero

Se evaluaron cinco etapas de construcción para cada puente con el registro de la estación Victoria del sismo del primero de mayo de 1996 (ver anexo), que tiene una relación  $PGA_v / PGA_h$  de 1.1. Se muestran los resultados del registro de la estación Victoria que es el que condujo a los mayores valores. La Figura 19 muestra los modelos de dos etapas de construcción para el puente de cinco claros, y la tabla 5 presenta los valores mayores del índice  $I_v$  para las demandas de cortante y momento en la superestructura. La primera línea representa el cociente máximo para el momento flexionante en el centro del claro ( $M_{m\acute{a}x +}$ ), la segunda línea corresponde al momento cerca del apoyo ( $M_{m\acute{a}x -}$ ) y la tercera línea es para la demanda de cortante en el extremo del claro ( $V_{m\acute{a}x}$ ). En el puente recto, el efecto del componente vertical en el momento flexionante en el centro del claro significa un incremento del 39% con respecto a la combinación  $CM + 2C$ . El cortante en el extremo de la superestructura experimentó un incremento del 38% al considerar el movimiento vertical. Los valores más altos de  $I_v$  para el momento positivo y el cortante corresponden a la última etapa de construcción (etapa 5), que es para el puente terminado.

El máximo efecto de la aceleración vertical en el puente curvo es 22% mayor que el que se obtiene sólo con las dos componentes horizontales ( $CM + 2C$ ). El cortante en el extremo de la superestructura experimentó un incremento de 28 % con respecto al caso en que no incluye el movimiento vertical. Las últimas dos columnas de la tabla 5 son los resultados en la superestructura para el puente construido por voladizos balanceados. La Figura 23 ilustra dos etapas de construcción que fueron evaluadas durante el análisis. El máximo cociente es un incremento de 40% en el momento positivo al centro del claro con respecto a la combinación ( $CM + 2C$ ). El cortante en el extremo de la superestructura se incrementó 34% por efecto del componente vertical. Estos valores son ligeramente superiores a los obtenidos para los puentes

construidos por el método de lanzamiento. Los resultados sugieren que la recomendación de Caltrans para considerar el efecto de la carga vertical mediante una carga vertical equivalente del 25% de la carga muerta, actuando separadamente hacia arriba y hacia abajo, puede excederse y conviene revisarse.

Tabla 5. Demandas de momento y cortante en los tres puentes durante su construcción

Elemento mecánico	Puente de 5 claros		Puente curvo		Puente en voladizo	
	Etapas	$I_v$	Etapas	$I_v$	Etapas	$I_v$
$M_{m\acute{a}x} (+)$	5	1.39	4	1.15	4	1.40
$M_{m\acute{a}x} (-)$	2	1.12	2	1.22	2	1.34
$V_{m\acute{a}x}$	5	1.38	2	1.28	2	1.34

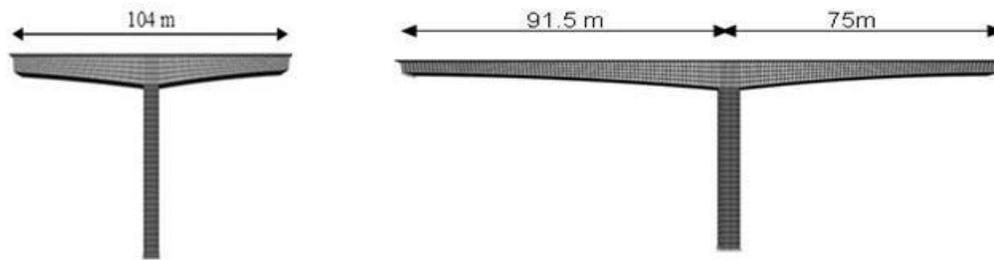


Figura 23. Etapas 2 y 4 del puente construido en doble voladizo

El índice correspondiente a la demanda de fuerza axial en las pilas se presenta en la Tabla 6. En el puente recto, el efecto de la excitación vertical en la pila central es de 41% de la fuerza total correspondiente a la combinación (CM + 2C), mientras que la relación para las pilas exteriores es de 13% y 4% de la demanda total en el elemento. El índice obtenido para otros elementos mecánicos es muy cercano a 1.0.

Tabla 6. Cocientes de la demanda de fuerza axial en las pilas de los tres puentes durante su construcción

Columna	Puente de 5 claros		Puente curvo		Puente en voladizo	
	Etapas	$I_v$	Etapas	$I_v$	Etapas	$I_v$
1	4	1.13	2	1.22	5	1.54
2	3	1.41	5	1.07		
3	3	1.38				
4	4	1.04				

Por lo que corresponde al puente curvo, el cociente más alto es de 22% en la pila de 86 m de altura. Como sucedió en el puente recto, la influencia del componente vertical en otros elementos mecánicos es despreciable. La demanda de momento en la base de las pilas resultó un 39% y 54% mayor que el momento debido a carga muerta.

En el puente construido en doble voladizo, el cociente más alto se produjo en la etapa 5, que corresponde al puente terminado, y alcanzó un valor de 54%. Nuevamente los valores son más altos que los que resultaron en los puentes por lanzamiento incremental de segmentos. El índice obtenido para otros elementos mecánicos es muy cercano a la unidad. La demanda de momento en la base de las pilas es significativamente mayor que el momento producido por carga muerta.

## ANÁLISIS NO LINEAL EN LAS ETAPAS CRÍTICAS DE CONSTRUCCIÓN

Se eligieron los diez registros con mayor valor de  $PGA_v / PGA_h$  del conjunto de casos que se muestran en el anexo, y se verificó que se incluyeran los tipos de suelo firme y blando. La Tabla 3 presenta los diez registros seleccionados junto con el valor del cociente de aceleraciones, en donde se observa que el cociente de aceleración vertical / horizontal está comprendido entre 0.84 y 2.53. Todos los registros fueron escalados al 48% de la aceleración espectral correspondiente al coeficiente sísmico de aceleración de diseño para el periodo vertical del puente. El factor de escala se determinó con la expresión propuesta en el Eurocódigo, parte 2, para una tasa de excedencia  $p = 0.05$  y un periodo de retorno  $T_R = 60$  años. Las historias de aceleración para las tres componentes sísmicas se ajustaron al espectro de diseño para el sitio, es decir para el espectro con periodo de retorno de 475 años. El análisis no lineal se desarrolló con el programa Perform 3D. La no linealidad geométrica y del material fue considerada en todos los análisis.

### Resultados para el puente recto construido mediante el lanzamiento de segmentos

Las relaciones momento curvatura de los dos tipos de pila del puente recto se muestran en la Figura 24. Se presentan dos relaciones para cada tipo de pila: las curvas que exhiben una mayor ductilidad se obtuvieron al considerar la fuerza axial producida únicamente por la carga muerta; las curvas que tienen menor ductilidad consideran la fuerza axial que se produce al considerar las aceleraciones verticales. Como se observa en la gráfica, la pérdida de ductilidad debida al incremento de la demanda en las pilas que produce el sismo vertical es importante.

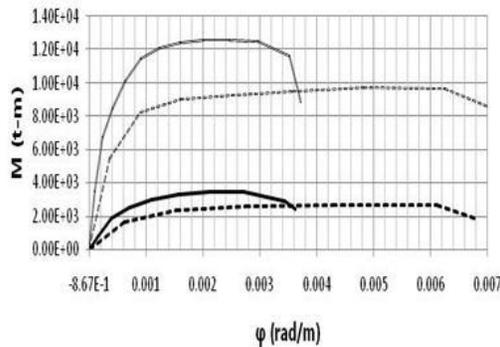


Figura 24. Relaciones momento – curvatura de los dos tipos de pila del puente recto

El mayor incremento en la demanda axial de las pilas cortas durante la construcción es de 33% y se debe al registro de la estación PTSU, identificado en la Tabla 3 con el número 8; mientras que, para las pilas altas, el mayor incremento se debe al registro de la estación BALC (número 4 en la tabla) y es 28% superior al caso en el que no se considera el componente vertical del sismo. Cabe resaltar que el efecto más importante se produce con el registro que tiene el cociente de aceleraciones más bajo del conjunto de registros seleccionados. La Figura 25 ilustra el efecto del movimiento vertical en la respuesta de las pilas centrales en el puente terminado. La figura de la derecha es la variación de la fuerza axial cuando se considera la combinación  $CM + 2C$ ; la figura de la izquierda es la variación de la fuerza axial cuando se incorpora el efecto del componente vertical  $CM + 3C$ . Se observa que el componente vertical induce grandes incrementos en la carga axial sobre las pilas lo que conduce a una reducción de la ductilidad del elemento. Dado que las demandas debidas a la combinación  $CM + 2C$  son bajas, las aceleraciones debidas al movimiento vertical reducen la fuerza axial de manera considerable y con ello se reduce también la

capacidad a cortante. La demanda a momento en la base de las pilas no se modifica sustancialmente al incluir el componente vertical del sismo.

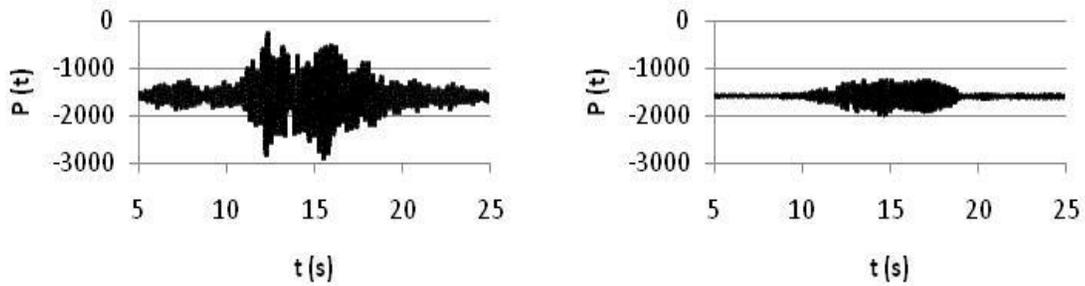


Figura 25. Historia de demandas de fuerza axial para las pilas centrales del puente recto cuando se incluye la aceleración vertical (izq) y cuando sólo se consideran los componentes horizontales (der)

### Demandas de curvatura y estimación del daño

Los ciclos histeréticos en la base de las columnas cortas (Figura 26), corresponden a la tercera etapa de construcción. La gráfica de la izquierda corresponde a la combinación CM + 2C y la gráfica de la derecha es cuando los tres componentes actúan de forma simultánea. La demanda de ductilidad de curvatura cuando actúa el componente vertical es el doble de la demanda de curvatura si sólo actúan las aceleraciones horizontales. En todas las etapas de construcción las demandas de curvatura fueron mayores en las pilas cortas.

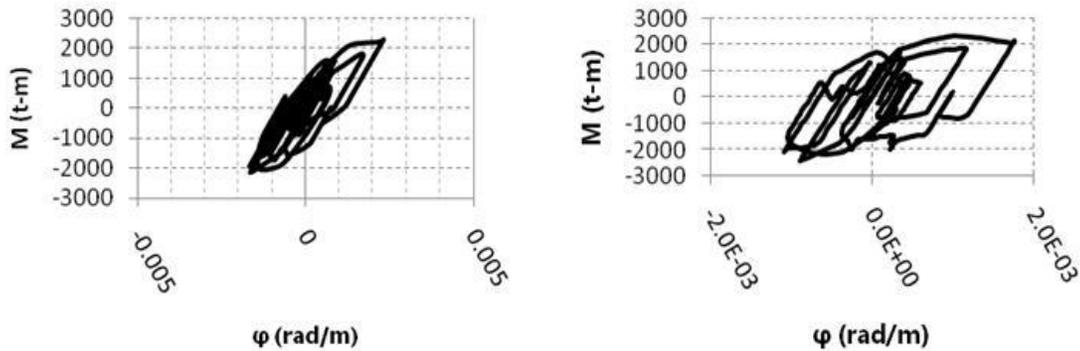


Figura 26. Ciclos histeréticos para la pila central del puente recto cuando sólo se consideran los componentes horizontales (izq) y cuando se incluye la aceleración vertical (der)

Los registros 5, 8 y 10 de la Tabla 3, causaron las máximas demandas de curvatura en las pilas a pesar de que estos registros son los que tienen el menor cociente de aceleraciones  $PGA_v / PGA_h$  del conjunto (0.94, 0.84 y 0.88 respectivamente). La cercanía del periodo vertical de la estructura con la frecuencia dominante de la excitación es una justificación de éstos resultados. Se confirma que la relación de aceleraciones máximas no es el único parámetro que debe considerarse al estimar el potencial destructivo de la componente vertical.

El puente recto construido por el método de empuje de segmentos (figura 20), experimentó un comportamiento inelástico para tres de los diez registros de la Tabla 3. La máxima demanda de ductilidad

de curvatura en las pilas centrales fue de  $(\mu_\phi)_{\text{máx}} = 1.46$  y para las pilas cortas  $(\mu_\phi)_{\text{máx}} = 1.44$  durante la tercera etapa de construcción. Estos resultados se obtuvieron cuando se consideró la combinación CM + 2C. Las ductilidades obtenidas en ambos tipos de pilas sólo producirían agrietamientos pequeños pues apenas se excede la curvatura de fluencia. Si el componente vertical se incluye en los análisis las curvaturas máximas se incrementan a  $(\mu_\phi)_{\text{máx}} = 2.57$ , pero el daño sigue siendo ligero. En el caso del puente terminado las demandas se incrementan a  $(\mu_\phi)_{\text{máx}} = 3.19$  en las pilas cortas y 3.28 en las pilas centrales. Al comparar las demandas para el puente terminado con respecto al puente en construcción, el incremento en la demanda de ductilidad es del 50% para la combinación CM + 2C y del 100% para CM + 3C.

Se determinó el índice de Park y Ang (1985) para todas las pilas del puente en construcción y el puente terminado. El índice de daño (De) si sólo se consideran los componentes horizontales del movimiento es de 0.11 para las pilas centrales y de 0.18 para las pilas exteriores: estos valores corresponden a un daño ligero representado por grietas hasta de 2 mm. Si se consideran las aceleraciones verticales  $De = 0.87$  en las pilas cortas y  $De = 0.43$  en las pilas altas, lo cual corresponde a daño severo en las pilas cortas, con exposición del acero de refuerzo y daño en el núcleo de concreto de la pila. En las pilas altas el nivel de daño está en el límite de daño moderado a severo. La comparación de las demandas de ductilidad y los índices de daño confirman que la ductilidad por sí sola no es un buen indicador del nivel de daño.

## CONCLUSIONES

Se realizó un estudio de las características del componente vertical de los sismos, a partir del análisis de cien registros obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, que comprendían tanto sismos superficiales de subducción como sismos intraplaca. En el conjunto de registros seleccionados, el máximo valor obtenido para la relación  $PGA_v / PGA_h$  es de 2.53, y en terreno rocoso, el valor máximo es de 1.69, claramente superiores a 2/3. Los sismos superficiales condujeron a mayores valores del cociente de aceleraciones que los sismos intraplaca.

Al igual que en otras regiones del mundo, se verificó que, en general, la relación V/H es directamente proporcional con la magnitud del sismo e inversamente proporcional con la profundidad y con la distancia epicentral. Sin embargo, es importante señalar que dos eventos registrados a más de 50 km, dieron un cociente  $PGA_v / PGA_h$  de 1.13 y 1.69.

A partir del análisis de los puentes se observa que las secciones que se ven mayormente afectadas por las aceleraciones verticales son: a) la demanda de fuerza axial en las pilas; b) el momento positivo en el centro del claro; y c) el momento negativo y el cortante en los extremos de la superestructura. En particular, la fuerza axial se incrementó notablemente cuando se aplicó la componente vertical del sismo, con incrementos de hasta 37%. Debe señalarse que los sismos que ocasionaron los índices de daño más altos en las pilas, son los que tienen una mayor proximidad entre el periodo vertical de la estructura y el periodo dominante del espectro vertical, y no son los que tienen los mayores valores del cociente de aceleraciones vertical / horizontal.

La recomendación en algunos códigos de incrementar la carga vertical en la estructura del orden de 25% en ambos sentidos, requiere ser revisada cuidadosamente a la luz de los resultados que se determinaron en este trabajo.

Se observó que la peor etapa corresponde a los puentes terminados y no durante las etapas constructivas. Los índices de daño para el puente terminado y bajo las condiciones de diseño para un puente nuevo, dieron índices de daño asociados a un daño severo, por lo que resulta muy importante tener en cuenta el efecto de la carga vertical para este escenario sísmico. El índice de daño de Park y Ang alcanzó valores

de hasta 0.88 en las pilas cortas, correspondiente a un daño caracterizado por aplastamiento del concreto y acero de refuerzo expuesto, mientras que en las pilas altas el nivel de daño es moderado.

Por lo que respecta a la fuerza axial sobre las columnas, se observa un incremento significativo que reduce de forma importante la ductilidad de estos elementos, especialmente en el puente curvo, por lo que también resulta una llamada de atención el efecto que la componente vertical tiene en la respuesta de este tipo de puentes.

No se recomienda aplicar un factor de reducción de los espectros de diseño horizontales, aplicada por igual a todo el espectro de frecuencias, como una medida para estimar el espectro de diseño vertical. En cambio, se recomienda, si no hay un impedimento para ello, incorporar en los códigos espectros verticales para diseño, especialmente los que están dirigidos a poblaciones cercanas a las zonas de generación de sismos.

ANEXO A

Tabla A. Registros seleccionados para estudiar las características del componente vertical.

No.	Fecha	Clave	M	D	Suelo	P	No	Fecha	Clave	M	D	Suelo	P
1	21/06/99	AZIH	6.2	51.225	Roca	54	51	24/10/93	SMR2	6.5	52.6	Roca	19
2	10/12/94	BALC	6.3	36.442	Roca	20	52	13/03/96	SMR2	5.1	45.023	Roca	18
3	29/07/93	NUXC	5	22.326	Roca	43	53	11/05/90	SUCH	5.3	28.995	Roca	12
4	21/05/91	VIGA	5	41.293	Roca	39	54	21/09/85	UNIO	7.5	34.794	Roca	15
5	29-07/93	SUCH	5	17.065	Roca	43	55	14/01/91	UNIO	5.1	16.762	Roca	25
6	29/12/99	AZIH	5.1	51.953	Roca	82	56	11/03/93	VILE	5.1	59.873	Roca	12
7	21/06/99	INMD	6	37.61	B y C	54	57	15/07/96	ZIIG	6.5	36.753	CM	20
8	29/12/99	INMD	5.9	37.273	B y C	82	58	10/12/94	BALC	6.3	36.442	Roca	20
9	21/06/99	INMI	6	37.61	B y C	54	59	21/09/85	AZIH	7.5	46.333	Roca	15
10	29/12/99	INMI	5.9	37.273	B y C	82	60	08/02/88	BALC	5	57.561	Roca	19
11	21/06/99	INPT	5.8	37.61	B y C	54	61	08/02/88	LLAV	5	42.097	Roca	19
12	29/12/99	PT00	5.9	46.461	C s L	82	62	10/03/89	LLAV	5	33.443	Roca	18
13	29/12/99	PTSU	5.9	46.461	C s L	82	63	10/03/89	MAG	5	54.934	Roca	18
14	21/10/95	RIXC	6.5	52.512	Ca	98	64	10/03/89	PAPN	5	14.059	Roca	18
15	21/06/99	UNIO	5.8	9.046	Roca	54	65	10/03/89	SLUI	5	28.525	Roca	18
16	29/12/99	UNIO	5.1	13.89	Roca	82	66	10/03/89	SUCH	5	53.389	Roca	18
17	21/06/99	VILD	6	49.787	BA	54	67	25/04/89	ACAC	6.5	55.211	ALA	19
18	21/06/99	VILE	5.8	51.444	Roca	54	68	29/10/94	ACAC	5.1	14.126	ALA	22
19	29/12/99	VILE	5.1	55.596	Roca	82	69	04/04/90	ACAD	5	59.339	LA	15
20	21/06/99	VILI	6	49.787	BA	54	70	29/10/94	ACAN	5.1	11.863	GA	24
21	29/12/99	VILI	5.9	54.175	BA	82	71	25/04/89	ACAR	6.5	56.089	Al	19
22	16/01/97	CALE	5.1	14.73	Roca	25	72	04/04/90	ACAR	5	55.899	Al	15
23	07/02/87	VCPS	5.4	5.545	RV	6	73	25/04/89	ACAS	6.5	59.761	Al	19
24	15/10/79	IAGS	6.6	2.792	S	10	74	10/03/89	ATYC	5	23.317	Roca	36
25	09/07/80	VICS	6.1	9.366	S	12	75	08/10/89	COYC	5	28.049	Roca	36
26	08/10/89	ACAC	5	53.943	ALA	36	76	09/11/89	COYC	5.1	48.436	Roca	10
27	04/04/90	ACAC	5	55.664	ALA	15	77	13/01/90	CPDR	5	5.66	Roca	12
28	25/04/89	ACAD	6.5	58.936	LA	19	78	11/03/93	INMD	5.1	18.22	B y C	12
29	31/05/89	ACAD	5.1	46.681	LA	13	79	31/05/90	MAGY	5.5	45.043	Roca	16
30	13/01/89	ACAD	5.1	24.854	LA	10	80	13/01/90	MSAS	5	27.712	Roca	12
31	08/10/89	ACAP	5.8	25.119	RG	36	81	08/10/89	OCLL	5	39.663	Roca	36
32	09/11/89	ACAR	5	22.839	Al	12	82	09/11/89	OCLL	5.1	32.336	Roca	10
33	31/05/90	ARTG	5.1	28.452	Roca	39	83	31/05/90	SLUI	5.5	18.373	Roca	16
34	13/01/90	ATYC	5.5	50.51	Roca	16	84	13/01/90	SMR2	5	24.056	Roca	12
35	11/03/93	AZIH	5	33.861	Roca	19	85	11/03/93	UNIO	5.1	37.161	Roca	12
36	04/04/90	AZIH	5.3	56.697	Roca	17	86	04/04/90	VIGA	5	18.865	Roca	15
37	02/05/89	AZIH	5.1	27.954	Roca	20	87	02/05/89	VNTA	5.1	45.224	Roca	13
38	09/11/89	CALE	8.1	19.815	Roca	15	88	09/11/89	VNTA	5.1	19.922	Roca	10
39	02/05/89	CALE	5.1	55.68	Roca	20	89	02/05/89	XALT	5.1	55.278	Roca	13
40	13/01/90	CALE	6.4	32.431	Roca	20	90	13/01/90	XALT	5	31.94	Roca	12
41	18/07/96	CALE	5.6	34.407	Roca	20	91	18/07/96	NUXC	5.1	59.705	Roca	20
42	15/07/96	HUIG	6.4	29.377	Cua	33	92	15/07/96	PAPN	6	18.572	Roca	20
43	18/07/99	COPL	7.3	34.154	Roca	22	93	18/07/99	PAPN	5.1	28.973	Roca	20
44	16/05/98	MAGY	5.3	51.904	Roca	8	94	16/05/98	PET2	5.1	32.532	Roca	14
45	23/04/96	PAPN	5.1	34.292	Roca	5	95	23/04/96	PETA	5.3	59.236	Roca	17
46	15/07/96	PETA	5	22.057	Roca	18	96	15/07/96	PETA	6	15.577	Roca	20
47	18/07/96	PNTA	5.3	47.974	LA	27	97	18/07/96	PETA	5.1	7.542	Roca	20
48	13/03/96	PNTA	5.4	54.614	LA	17	98	13/03/96	VIGA	5.1	31.063	Roca	18
49	08/02/88	POZU	5.1	31.197	Gr	24	99	08/02/88	PAPN	5	22.183	Roca	19
50	23/04/96	SLUI	5.1	48.87	Roca	14	100	23/04/96	ZIIG	5.6	56.845	Cua	17

Nomenclatura: M: Magnitud; D: Distancia; P: Profundidad en km; Tipo de Suelo: Brechas y Conglomerados, B y C; Conglomerado sobre Lutitas; C s L; Calizas, Ca; Brecha Andesítica; BA; Rocas volcánicas, RV; Sedimentos, S; Arena-Limo-Arcilla, ALA; Limo Arenoso, LA; Aluvial, Al; Roca Granítica, RG; Cuarzomonzita, Cua; Granito, Gr; Cuarzo Monzonita, CM; Granito Alterado GA.

## ANEXO B

Tabla B. Periodos de vibrar y propiedades de algunos puentes atirantados.

Nombre del puente	Claros (m)			LT(m)	Periodos(s)		
	Lado	Centro	Lado		V	T	
Onomichi Ohashi	85	215	85	385	1.72	0.60	
Toyosato Ohashi	80.5	216	80.5	377	1.92	0.70	
Arakawa Ohashi	60.3	160	60.3	280.6	1.33	0.69	
Kamone Ohashi	100	240	100	440	2.13	-	
Suehiro Ohashi	110	250	110	470	2.13	0.69	
Suigo Ohashi	178.85	111.6	-	290.45	2.22	0.61	
Gasshou Ohashi	144	46	144	334	1.56	0.59	
Yamatogawa Kyouryou	149	355	149	653	2.94	1.15	
Meiko Nishi Ohashi	175	405	175	755	3.03	0.76	
Iwaguro Jima-Hitsuichi Jima Hashi	185	420	185	790	2.33	0.94	
Bannaguro Ohashi	87.8	140.4	-	228.2	1.75	0.76	
Aratsu Ohashi	184.2	115	44.4	343.6	2.13	0.72	
Rokko Ohashi	89.35	220	89.35	398.7	1.06	0.49	
Yokohama Bay Hashi	200	460	200	860	2.94	1.14	
Matugayama Hashi	-	96.6	-	-	0.75	0.32	
Omotogawa Hashi	45.65	85	45.65	176.3	0.50	-	
Bungo Hashi	37.45	37.45		74.9	0.63	0.34	
Yobuko Ohashi	121	250	121	492	2.70	0.58	
Vasco da Gamma	62	420	62	544	2.94	2.13	
Hong Kong	80	430	80	590	2.56	1.20	
Quincy Bayview	134	274	134	542	2.63	1.82	
Tampico	72	360	66	498	2.56	1.02	
Coatzacoalcos II	112.35	288	112.35	512.7	2.04	0.70	
Alex Fraser	-	465	-	930	3.08	2.11	
Katsushik	-	220	-	445	2.22	0.76	
Hitsuishis	185	420	185	790	2.27	0.95	
Ewijk	-	260	-	-	2.00	0.86	
Mezcala	-	311.44	299.46	881.91	3.30	-	
The Guoz	Bridge	170	360	170	700	3.06	-
Antonio I	Jaime	-	288	-	1170	2.15	

## REFERENCIAS

- Álvarez J J, Cruz J I, Hernández H, Jara M, Jara J M, Martínez G, Olmos B A, Rojas R, Ruiz J (2009), "Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México", *Informe técnico final del proyecto SEP-2004-c01-47314*, México.
- Ambraseys, N. N. and Simpson, K. A., (1996). "Prediction of Vertical Response Spectra in Europe", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 401-412. DOI: 10.1002/(SICI)1096-9845(199604).
- BMSF (1999), "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, A.C., México.

- Button, M. R., Cronin, C. J., and Mayes, R. L., (2002). "Effect of vertical motions on seismic response of bridges." *Journal of Structural Engineering*, 128 (12),1551-1564. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:12(1551).
- Caltrans (2006), "Seismic design criteria", *California Department of Transportation*, Sacramento, California, USA.
- Chopra A (2019) "Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering", *Pearson Education, Inc.*, Fifth Edition, United States of America, pp 876.
- Collier C, Elnashai A (2001), "A procedure for combining vertical and horizontal seismic action effects", *Journal of Earthquake Engineering*, (4): 521-539. DOI: 10.1080/13632460109350404.
- Eurocódigo, (1998). "Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 2: Puentes". *UNE-ENV*, 1998-2.
- Kim S J, Elnashai A (2008), "Seismic assessment of RC structures considering vertical ground motion", *Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana*, Illinois, USA, pp 274.
- Kunnath S, Abrahamson N, Chai Y H, Zong Z, Yilmaz Z (2005), "Effects of vertical ground motions on seismic response of highway bridges", *Journal of Bridge Engineering*, 13, No. 3. DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:3(282)
- MDOC (2015), "Manual de diseño de obras civiles", *Comisión Federal de Electricidad*, Sección C: Estructuras, Tema 1: Criterios Generales de Análisis y Diseño, C.1.3 Diseño por Sismo, México.
- Newmark N M, Blume J A, Kapur K K (1973), "Seismic design spectra for nuclear power plants", *Journal of Power Division*, 99 (2): pp. 287–303. DOI: 10.1061/JPWEAM.0000753
- NTCS (2017), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Papazoglou A J, and Elnashai A S (1996). "Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 1109-1137. DOI: 10.1002/(SICI)1096-9845(199610)25:10
- Park Y J, Ang A (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, 111 (4): 722-739. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722)
- Paulotto C, Ayala G, Taucer F y Pinto A (2007), "Simplified models/procedures for estimation of secant-to-yielding stiffness, equivalent damping, ultimate deformations and shear capacity of bridge piers on the basis of numerical analysis", *JRC Publications JRC38009*, EUR 22885 EN. Luxemburgo.
- Perea T, y Esteva L (2005), "Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios". *Revista de Ingeniería Sísmica*, (72), 45-79. DOI: 10.18867/RIS.72.125
- Rosenblueth E (1975), "Effect of the vertical seismic component on tall buildings", *Proceedings of the Fourth National Conference on Earthquake Engineering*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Oaxaca, México.
- Saadeghvaziri M A, y Foutch D A (1991), "Dynamic behavior of R/C highway bridges under the combined effect of vertical and horizontal earthquake motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20, 535-549. DOI:10.1002/eqe.4290200604
- Shrestha B (2009), "Vertical ground motions and its effect on engineering structures: A state-of-the-art review", In: *International Seminar on hazard management for sustainable development*. Katmandu, Nepal, 2009, p. 190-202.