

# COMPONENTE VERTICAL DE REGISTROS SÍSMICOS EN MÉXICO Y SU EFECTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE EDIFICIOS

*Tiziano Perea*<sup>(1)</sup> y *Luis Esteva*<sup>(2)</sup>

## RESUMEN

Se muestran resultados de un estudio sobre las características del componente sísmico vertical de una pequeña muestra de registros que presentan las mayores intensidades verticales reportadas en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes entre 1960 y 1999. Además, se muestran resultados de análisis no lineales de vigas y marcos planos, diseñados convencionalmente, incluyendo y excluyendo el componente sísmico vertical en los análisis dinámicos paso-a-paso. Se sintetiza un resumen de estudios previos del movimiento vertical del terreno y de su efecto en las estructuras. Asimismo, se presenta un resumen condensado de las consideraciones de reglamentos y normas en el mundo para tomar en cuenta los efectos tridireccionales del movimiento del terreno. Finalmente, se presentan algunas reflexiones sobre el diseño sísmico incluyendo el movimiento dinámico vertical, y se dan algunas sugerencias cualitativas para entender mejor sus efectos en estructuras, particularmente en edificios de concreto reforzado.

## ABSTRACT

An analysis is presented about the vertical seismic component in some ground motion records in Mexico. These records are associated with the largest vertical intensities recorded in Mexico and reported in Mexican Database of Ground Motion Records (*Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes*) between 1960 and 1999. Some results are shown of the nonlinear response analysis of beams and plane frames, which were conventionally designed. The cases when the vertical seismic component is included or ignored in the step-by-step dynamic analysis are both covered. Previous studies about vertical ground motion and its effect on structures are summarized. Recommended provisions to include the vertical ground motion in the seismic design of structures available in some international building codes are discussed. Finally, some thoughts are presented about seismic design including vertical dynamic ground motion, together with some qualitative suggestions to better understand its effects on structures, particularly on reinforced concrete buildings.

---

Artículo recibido el 7 de octubre de 2004 y aprobado para su publicación el 11 de marzo de 2005. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

(1) Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo # 180, Col. Reynosa Tamaulipas, México, DF, 02200, [tperea@correo.azc.uam.mx](mailto:tperea@correo.azc.uam.mx)

(2) Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, 04510 México, DF., [LEstevaM@iingen.unam.mx](mailto:LEstevaM@iingen.unam.mx)

## INTRODUCCIÓN

El componente vertical de movimientos fuertes del terreno ha sido, durante muchos años, una de las variables menos estudiada en ingeniería sísmica. Eso se refleja en las recomendaciones simples de algunos códigos, normas o reglamentos de construcción para la consideración del componente sísmico vertical en la respuesta dinámica de las estructuras; asimismo lo refleja la nula o somera documentación en el tema que presentan los comentarios de algunos reglamentos. Lo anterior hace que el diseñador, en ocasiones, llegue a interpretaciones erróneas, y consecuentemente, a que el efecto del componente sísmico vertical sea mal entendido o ignorado. En este sentido es necesario estudiar, por una parte, las características del componente vertical de los movimientos fuertes del terreno, y por otra, su efecto en las obras civiles. Con ello, será posible tener propuestas reglamentarias transparentes y compatibles con el peligro sísmico para considerar el componente vertical de los movimientos fuertes del terreno en la respuesta dinámica de las estructuras.

## ANTECEDENTES

### Movimientos del terreno

Los estudios sobre movimientos del terreno relacionados con el componente sísmico vertical se han enfocado, en general, a obtener relaciones de las intensidades sísmicas (aceleración, desplazamiento, velocidad máximos del terreno y/o espectrales) del componente vertical entre el horizontal (o viceversa), ya sea tomando en cuenta o ignorando su relación con otras variables como la magnitud, la distancia epicentral, la frecuencia o periodos, entre otras. En general se intenta predecir la intensidad vertical a través de la correspondiente intensidad horizontal.

Newmark *et al.* (1973) realizan uno de los primeros estudios sobre el componente vertical de movimientos fuertes del terreno. En dicho trabajo se obtienen cocientes de las aceleraciones máximas del terreno del componente vertical entre el horizontal de 33 registros de Estados Unidos. El estudio señala que, en promedio, la aceleración vertical es del orden de  $2/3$  del horizontal; dicho cociente ha sido adoptado en muchos códigos de diseño antisísmico en el mundo ante la ausencia de otra información.

Otro estudio precursor del componente sísmico vertical lo realizó Rosenblueth (1975). Este trabajo también relacionó la intensidad sísmica vertical con la horizontal, aunque fue el primero que identificó que dicha relación es función del periodo. En este trabajo se propone un espectro elástico para componente vertical similar al horizontal, con modificación en la escala de ordenadas espectrales y reducción en 70% de la escala de periodos; adicionalmente propone obtener el espectro inelástico a partir del cociente del espectro elástico entre un factor por ductilidad vertical de tres, aunque no presenta ninguna justificación para tomar dicho factor.

Con esta metodología, aunque con una diferente base de registros, otros autores han propuesto diferentes valores de dicho cociente aplicable a otros sitios (Kawashima *et al.*, 1985; Ambrasays y Simpson, 1995; Boomer y Martínez, 1996; Mohammadioun, 1996). En la tabla 1 se muestran algunos valores del cociente V/H propuestos por algunos autores.

Algunos estudios han destacado que el cociente de aceleraciones máximas del terreno horizontal a vertical es altamente dependiente de la distancia epicentral: se observan valores altos para distancias cortas y bajos para grandes distancias (Singh, 1995; Hudson *et al.*, 1996; Bozorgnia, Niazi y Campbell, 1996; Perea y Esteva, 1999). Otros más enfatizan en sus resultados que dicho cociente es además altamente dependiente del periodo vertical, con valores altos en periodos cortos y valores bajos en periodos altos (Singh, 1995; Hudson *et al.*, 1996; Ohno *et al.*, 1996; Kusunoki, 1998; Bozorgnia, Campbell y Niazi, 2000; Perea y Esteva, 2003a).

**Tabla 1. Cocientes de aceleración vertical a horizontal propuestos**

Referencia	Características de los Registros	V/H
Newmark <i>et al.</i> , 1973	33 registros de EE.UU.	2/3
Kawashima <i>et al.</i> , 1985	Registros del Japón	1/5
Ambrasays y Simpson, 1995	104 registros mundiales, R<15km, M>6, A <sub>v</sub> >0.1g	1.75
Boomer y Martínez, 1996	130 registros, A <sub>v</sub> >0.2g	1.00
Mohammadioun, 1996	Suelos aluviales cercanos a la falla	0.75

Elnashai (1997) propone, con base en 35 registros de movimientos verticales ( $A_{max}>0.3g$ ,  $M>5$  y  $R<25km$ ), un espectro de diseño de forma convencional ajustado a la media de los espectros de respuesta ( $\xi=2\%$ ) de los registros verticales. El espectro de diseño propuesto tiene una aceleración máxima de 3.48g y periodos característicos de 0.05 y 0.15s. Adicionalmente, presenta un factor de corrección para otros valores de amortiguamiento, aunque reconoce que no existe información disponible de valores típicos de amortiguamiento para estructuras en vibración vertical.

Sharma (2000), Bozorgnia, Campbell y Niazi (2000), y Perea y Esteva (1999) han obtenido espectros de respuesta verticales a partir de leyes de atenuación espectrales con base en el análisis de registros sísmicos. Los dos primeros trabajos mencionados obtienen, a partir de las expresiones de atenuación, cocientes espectrales de la intensidad vertical entre la horizontal. Los resultados del segundo grupo de autores muestran una gran dependencia entre los componentes horizontal y vertical con el periodo de oscilación, la distancia de la fuente al sitio, y las condiciones locales del sitio, no así con la magnitud y el tipo de falla. Los resultados del último grupo de autores (Perea y Esteva, 1999) muestran que la magnitud (M) del sismo y la distancia entre el epicentro y el sitio (R) mantienen una relación similar con la amplitud espectral de ambos componentes ( $\beta_2$  y  $\beta_3$ ), el horizontal y el vertical, y que son los efectos de sitio ( $\beta_1$ ) los que principalmente controlan las diferencias en las amplitudes espectrales en dichas direcciones (figura 1). Lo anterior obedece a que ambos componentes, el horizontal y el vertical, comparten las mismas características de la fuente y los efectos del trayecto.

Saragoni y Hart (1974), Perea, Alamilla y Esteva (2001) han propuesto generar acelerogramas del componente vertical. Los primeros propusieron generarlos mediante el procedimiento de pasar ruido blanco a través de un filtro que representa segmentos consecutivos de un registro de aceleraciones del terreno por diferentes procesos estacionarios uniformemente modulados; dichos acelerogramas simulados o generados tienen discontinuidades muestrarias en las intensidades donde se cambia de un proceso a otro. Como alternativa, los mismos autores proponen representar a las aceleraciones del terreno como una serie modulada de impulsos con magnitudes aleatorias. El segundo grupo de autores genera acelerogramas del componente vertical en suelo firme a partir de un modelo de funciones moduladoras de amplitud y frecuencia (funciones de atenuación generalizadas). Cada historia de aceleraciones se considera como una realización de un proceso estocástico gaussiano no estacionario, con parámetros estadísticos dependientes de la magnitud y la distancia al sitio; para ligar estos parámetros del movimiento del terreno con su correspondiente magnitud y distancia al sitio, se determinan funciones semi-empíricas llamadas funciones de atenuación generalizadas. El conjunto de historias detalladas del movimiento del terreno empleadas para obtener dichas funciones corresponden a movimientos generados en diversas fuentes de la costa del Pacífico de México y registrados en diferentes sitios en la vecindad de la costa. En los resultados se aprecia una dispersión significativa que caracteriza al modelo adoptado para representar el movimiento del terreno como un proceso gaussiano no estacionario con densidad espectral evolutiva. Esta dispersión está asociada con las características de los acelerogramas reales incluidos en la muestra de estudio y al intervalo de los parámetros de la fuente sísmica correspondientes a los registros.

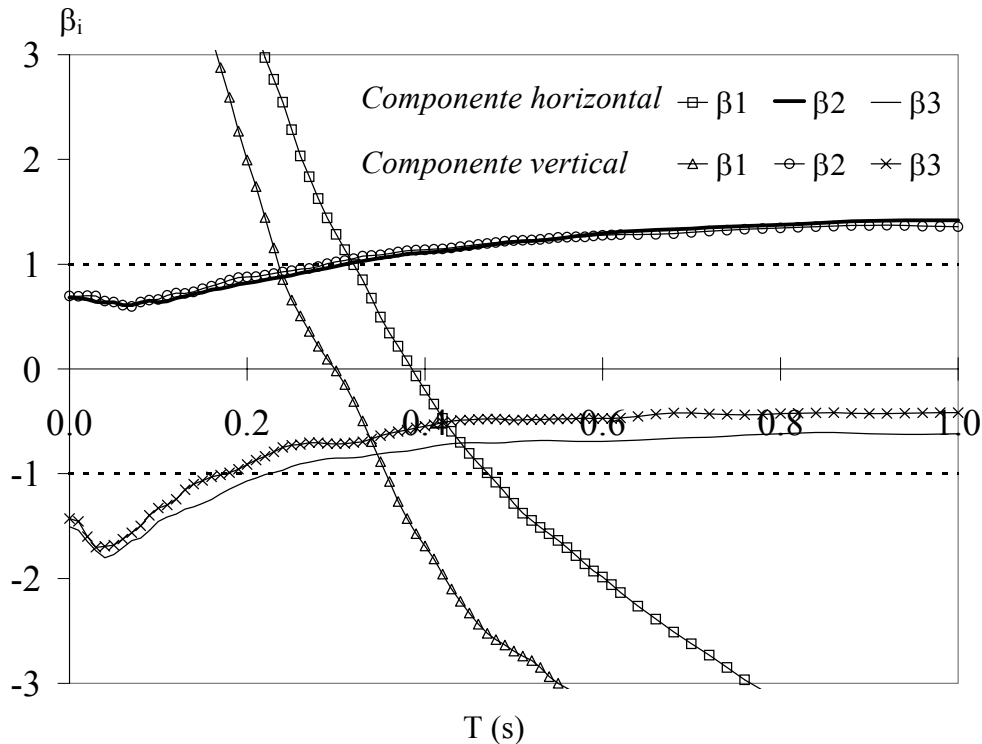


Figura 1. Coeficientes de atenuación obtenidos para la dirección horizontal y vertical  $\ln(S_a) = \beta_1 + \beta_2 M + \beta_3 \ln(R+25)$

## Comportamiento estructural

Los estudios analíticos sobre los efectos del componente vertical del movimiento sísmico en el comportamiento estructural han consistido, fundamentalmente, en investigar la respuesta dinámica elástica e inelástica de diferentes sistemas estructurales sujetos a la acción del componente sísmico vertical, combinándola con los efectos del componente horizontal y de las cargas de gravedad.

En uno de los primeros trabajos analíticos (Rosenblueth, 1975) se propuso que, para fines prácticos, se pueden considerar los efectos del componente vertical del movimiento aplicando factores de carga para las fuerzas gravitatorias del orden de 0.8 y 1.2; se menciona que en zonas donde la probabilidad de que ocurra un temblor intenso de epicentro cercano es pequeña, puede omitirse el análisis sísmico por componente vertical.

Para tomar en cuenta el componente vertical del movimiento sísmico en el comportamiento de las estructuras, algunos autores modelan y analizan sistemas de un grado de libertad (i.e. Jennings y Husid, 1968; Tani y Soda, 1977; López y Chopra, 1978), mientras otros recurren a modelos de sistemas de varios grados de libertad (i.e. Anderson y Bertero, 1973; Cheng y Oster, 1974; Goel, 1977; entre otros).

En general, la mayoría de los estudios analíticos dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente sísmico vertical se han enfocado al estudio del comportamiento de edificios de acero (i.e. Anderson y Bertero, 1973; Goel, 1977; Papaleontiou y Roesset, 1993; Kohzu y Suita, 1996; Yamanouchi y Hasegawa, 1996; Reyes-Salazar y Haldar, 2000, entre otros), o edificios de concreto reforzado (i.e. Tani y Soda, 1980; Kikuchi y Yoshimura, 1984; Sovero, 1986; Alaghebandian, Otani y Shiohara, 2000; Perea y Esteva, 2003b; entre otros). Otros estudios se han enfocado al estudio del comportamiento de vigas de puentes (i.e. Papazoglou y Elnashai, 1996; Saadeghvaziri, 1996; Nakajima *et al.*, 2000; entre otros).

Algunos resultados de los estudios analíticos dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente sísmico vertical se han relacionado con observaciones de campo (Papazoglou y Elnashai, 1996; Kohzu y Suita, 1996; Saadeghvaziri, 1996; Elnashai, 1997). Sólo unos pocos estudios dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente sísmico vertical se han relacionado con trabajo experimental (Tani y Soda, 1980; Nakajima *et al.*, 2000).

Algunos trabajos han concluido que el componente vertical no es significativo (i.e. Jennings y Husid, 1968), mientras otros han mostrado que puede influir negativamente en el comportamiento estructural (i.e. Cheng y Oster, 1974; Iyengar y Saha, 1977; López y Chopra, 1978; Shi y Lin, 1982; Alaghebandian, Otani y Shiohara, 2000; entre otros).

La tabla 2 muestra un resumen de estudios analíticos dirigidos para estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente vertical de los movimientos del terreno; se enfatiza en esta tabla el porcentaje del amortiguamiento crítico considerado en la dirección vertical de los análisis dinámicos. Comentarios adicionales y mayores detalles sobre estos estudios están concentrados en Perea (2002).

**Tabla 2. Resumen de trabajos analíticos dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente sísmico vertical**

REFERENCIA	$\xi$	COMENTARIOS
Jennings y Husid (1968)*	2%	Los resultados no muestran una influencia significativa del componente sísmico vertical.
Iyengar y Shinozuka (1972)*	1%	En voladizos, se alteran considerablemente las deflexiones laterales en el extremo libre, y las fuerzas cortantes y momentos flectores en el extremo restringido.
Anderson y Bertero (1973)		Incremento en las demandas de ductilidad local de las vigas de los pisos superiores, de las columnas de los pisos inferiores, y de las columnas de pisos superiores.
Cheng y Ester (1974)		Incremento de desplazamientos laterales en estructuras con frecuencia fundamental baja o cercana a la mitad de la frecuencia vertical asociada con la máxima amplitud del espectro de Fourier.
Rosenblueth (1975)		Los análisis realizados mostraron la aparición de aceleraciones verticales en los pisos de edificios altos, las cuales son funciones moderadamente crecientes de la altura. Son máximas las aceleraciones en edificios de altura intermedia y resultan poco mayores en estructuras de concreto que en metálicas.
Iyengar y Saha (1977)*	1%	Altera las deflexiones laterales y las envolventes de momentos y cortantes máximos en voladizos, con aumentos en unos casos y reducciones en otros.
Goel (1977)		Incremento considerable de las demandas de ductilidad para columnas y en menor grado para vigas y contravientos; los desplazamientos laterales permanecen relativamente inalterados.
Tani y Soda (1977)*	10%	El efecto P- $\Delta$ es despreciable.
López y Chopra (1978)		Incremento de las demandas de ductilidad locales de la estructura; los desplazamientos laterales no son afectados significativamente.
Tani y Soda (1980)		Incrementos en carga axial en columnas hasta del 50%; los desplazamientos laterales máximos, cortantes en columnas, y otras respuestas, aumentaron o disminuyeron en alrededor del 20%.
Kikuchi y Yoshimura (1984)	5%	Amplificación importante de las fuerzas axiales en las columnas interiores de los pisos inferiores.
Sovero (1986)	5%	Los valores del factor de reducción por ductilidad vertical pueden oscilar entre 1 y 2.
Papaleontiou y Roesset (1993)		Para marcos de acero de 4, 10, 16 y 20 niveles, los incrementos en carga axial en columnas de entresijos superiores son del 72, 85, 76 y 64%; para columnas del primer entresijo son del 56, 52, 24 y 21%.
Papazoglou y Elnashai (1996)		La capacidad a momento y ductilidad en columnas de concreto reforzado se reduce debido a fluctuaciones en la carga axial.
Yamanouchi y Hasegawa (1996)		Existe influencia en las respuestas locales, pero ninguna en las respuestas globales de edificios.
Esteva (1996)		No influye significativamente en la respuesta global, sólo en la respuesta local de los miembros sometidos principalmente a flexión.
Elnashai (1997)	2%	La aportación del componente vertical en columnas es del orden de 25% al 40% del total de la fuerza axial
Reyes-Salazar y Haldar (2000)		Los incrementos de momentos en columnas son despreciables, no así con la carga axial, la cual se incrementa considerablemente.
Kehoe y Attalla (2000)		Las fuerzas inducidas en los elementos estructurales son mucho menores que las correspondientes a los efectos de la carga de gravedad, excepto en estructuras de concreto de gran claro.
Alaghebandian, Otani y Shiohara (2000)		Los desplazamientos y cortantes laterales de piso son ligeramente afectados por el componente vertical del movimiento, pero se tienen fuertes variaciones en la carga axial en columnas.

## REGLAMENTOS, NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Existen diferentes observaciones en los reglamentos o normas de construcción mundiales para tomar en cuenta los efectos debidos al componente sísmico vertical. En México, a la fecha, tres reglamentos sugieren considerar el componente sísmico vertical para fines de diseño; estos son: el Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (RCEG, 1990), el capítulo 3 del Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, publicado por la Comisión Federal de Electricidad y el Instituto de Investigaciones Eléctricas (MDOC, 1993), y el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla (RCMP, 1999).

En la tabla 3 se muestra un resumen comparativo de las expresiones analíticas propuestas en los códigos sísmicos nacionales e internacionales para considerar el componente sísmico vertical en el diseño de estructuras, utilizando métodos estáticos y/o dinámicos. Algunos detalles relacionados con el componente sísmico vertical de estos reglamentos son reportados por Perea (2002). Para mayores detalles o actualizaciones, consulte la referencia de cada norma u otras referencias concentradoras (i.e. Paz, 1994).

Con el propósito de tener expresiones homogéneas y comparables, la nomenclatura utilizada en las expresiones es la siguiente:  $F_H$  y  $F_V$  son las fuerzas inerciales que producen los componentes horizontal y vertical, respectivamente;  $C_H$  y  $C_V$  son los coeficientes sísmicos para los componentes horizontal y vertical, respectivamente;  $A_H(T_H)$  y  $A_V(T_V)$  son las aceleraciones del espectro de diseño de los componentes horizontal y vertical, respectivamente;  $I$  y  $S$  son factores que dependen de la importancia del edificio y del sitio, respectivamente;  $R_\mu$  es un factor de reducción de las fuerzas elásticas, que depende de la ductilidad del sistema, absorción de energía, comportamiento inelástico, sobrerresistencia, etc.;  $FC$  es un factor de amplificación para las cargas de gravedad;  $PP$ ,  $CM$  y  $CV$  son el peso propio y las cargas muertas y vivas instantáneas, respectivamente, que al sumarse integran la carga total  $W$ .

Destaca de la tabla 3 que, a la fecha, únicamente los reglamentos del Eurocódigo (CEN, 1994) y de Grecia (GSC, 1992) han propuesto un coeficiente sísmico dependiente del periodo de vibración vertical para estimar la demanda sísmica vertical. Adicionalmente, el código de diseño sismorresistente de Grecia (GSC, 1992) refiere al uso de la formula de Rayleigh para estimar el periodo fundamental de vibración vertical, y a partir de él, estimar la demanda correspondiente.

Por otro lado, llama la atención que algunos reglamentos de diseño sismorresistente no presentan ninguna consideración para tomar en cuenta el componente vertical de movimientos del terreno para el diseño estructural, sobre todo en los países con un reconocido nivel de desarrollo en el conocimiento de su sismicidad y riesgo sísmico; tal es el caso de Nueva Zelanda (NZA-4203,1992), Japón (BSLEO, 1981; SSCECJ, 1980), Chile (INN, 1989) y Canadá (NBCC, 1990), todos ellos países donde para ciertas regiones es alta la probabilidad de que el componente vertical puede alcanzar intensidades considerables. Las justificaciones para no tomar en cuenta el componente sísmico vertical para el diseño estructural en estos países son desconocidas por los autores, aunque no descartan que: (1) el efecto del componente sísmico vertical en las estructuras con registros locales no ha sido estudiado, o bien, no lo suficiente para incluirlo en el reglamento o para adaptarlo con propuestas de otros reglamentos; (2) el efecto de dicho componente en las construcciones del sitio es pequeño, o nulo, que despreciarlo no implica ningún riesgo

estructural; (3) los factores de sobrerresistencia implícitos en el diseño son suficientes para considerar las incertidumbres relativas al componente sísmico vertical, y por lo tanto, despreciar este componente no implica ningún riesgo estructural.

**Tabla 3. Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para el componente sísmico vertical en códigos sísmicos mundiales**

PAÍS	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO	MÉTODO DINÁMICO
Canadá	NBCC, 1990	No Aplica	No Aplica
USA	UBC, 1997	$\uparrow F_V = 0.7 \cdot C_H \cdot I \cdot CM$ Voladizos en zonas sísmicas 3 y 4	$A_V(T_V) = 2A_H(T_H)/3$ Considerar modos con $m^* > 90\%$
	FEMA-368, 2000	$\uparrow F_V = 0.2 \cdot CM$ Vigas, voladizos y presforzados $\downarrow F_V = 0.2 \cdot C_V \cdot CM$ Vigas de edificios	$A_V(T_V) = 2A_H(T_H)/3$ otras estructuras
México	RCEG, 1990	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
	MDOC, 1993	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(T_V) = C_{V/H} \cdot A_H(T_H)$ $C_{V/H}=2/3$ ; $C_{V/H}=3/4$ (Industrias)
	RCMP, 1999	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
	NTCDS-RCDF, 2000	No Aplica	No Aplica
Cuba	NC53-114, 1999	$\downarrow F_V = 0.75 \cdot C_H \cdot I \cdot CM$ Voladizos, balcones, arcos, elementos horizontales pretensados o con claros mayores a 20m.	No Aplica
El Salvador	NTDS-RSECES, 1997	$\uparrow F_V = 0.50 \cdot C_H \cdot CM$ Voladizos horizontales	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
Nicaragua	NSN, 1990	$\downarrow F_V = 0.40 \cdot (CM + CV)$	$A_V(T_V) = A_H(T_H)$
Costa Rica	CSCR, 1986	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$ Losas planas, vigas de gran claro, voladizos, columnas con grandes esfuerzos axiales.	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
Ecuador	CEC, 2000	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot I \cdot S \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
Perú	NDS-RCP, 1977	$\downarrow F_V = C_V \cdot (CM + CV)$ $C_V = 0, 0.2 \text{ ó } 0.3$	No Aplica
Chile	INN, 1989	No Aplica	No Aplica
Argentina	INPRES-CIRSOC 103, 1991	$\downarrow F_V = C_{V/H} \cdot (CM + CV)$ $C_{V/H} = 0.4 \text{ a } 0.6$	$A_V(T_V) = C_{V/H} \cdot A_H(T_H)$ $C_{V/H} = 0.4 \text{ a } 0.6$



**Tabla 3. Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para el componente sísmico vertical en códigos sísmicos mundiales (continuación)**

PAÍS	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO	MÉTODO DINÁMICO
Europa	CEN, 1994	$\updownarrow F_V = C_{V/H}(T_V) \cdot (CM + CV)$ $C_{V/H} = 0.70: T_V < 0.15; C_{V/H} = 0.40: T_V > 0.50; C_{V/H} = +11/14 - 4T_V/7: 0.15 < T_V < 0.50$	$A_V(T_V) = C_{V/H}(T_V) \cdot A_H(T_H)$
España	P.D.S.-1, 1974	$\updownarrow F_V = FC \cdot A_H(0.5s) \cdot (CM + CV)$	$A_V(T_V) = 0.7 \cdot A_H(T_H)$
Francia	PS, 1982	$\updownarrow F_V = C_V \cdot (CM + CV)$	No Aplica
	AFPS, 1990	$\updownarrow F_V = C_H \cdot (CM + CV)$	$A_V(T_V) = A_H(T_H)$
		Todos los elementos: $C_V = C_H / \sqrt{\alpha}$	Sólo voladizos: $C_V = 0.15\alpha / T \leq 0.4\alpha \leq 1$
$\alpha = 2^{(IMM-9)}$			
Italia	NTRCS, 1986	$\updownarrow F_V = C_V \cdot I \cdot (CM + CV)$	No Aplica
Hungría	TGPH, 1978	$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV) / 3$	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H) / 3$
Rumania	P100, 1991	$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	No Aplica
Yugoslavia	YNBC, 1987	$\updownarrow F_V = 0.7 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$ Elementos con grandes claros	No Aplica
Bulgaria	CDBSSR, 1987	$\updownarrow F_V = FC \cdot (CM + CV)$ Edificios: $FC = 0.15$ ó $0.30$	No Aplica
		$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot I \cdot (CM + CV)$ Voladizos	
Grecia	GSC, 1992	$\updownarrow F_{Vi} = \frac{(CM + CV) \cdot C_V \cdot m_i u_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i}$ $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}}$ $C_V = 0.7 \frac{\alpha \cdot I \cdot \beta(T_V)}{R\mu_V} n$	No Aplica
Israel	IC-413, 1994	$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot CM / 3$ Voladizos	No Aplica
		$\updownarrow F_V = PP - 1.5 \cdot C_H \cdot I \cdot S \cdot CM$ Vigas presforzadas	
Irán	IC-SRDB, 1988	$\updownarrow F_V = \frac{2 \cdot C_H \cdot I}{R\mu} (CM + CV)$	No Aplica

**Tabla 3. Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para el componente sísmico vertical en códigos sísmicos mundiales (continuación)**

PAÍS	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO	MÉTODO DINÁMICO
India	IS:1893, 1994	$\updownarrow F_V = 2.5 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	$A_V(T_V) = 0.5 \cdot A_H(T_H)$
China	GBJ-11, 1989	$\updownarrow F_{Vi} = F_V \cdot \frac{(CM_i + CV_i) \cdot H_i}{(CM + CV) \cdot H}$ Edificios altos, Chimeneas, etc.      Cubiertas L>24m, Volados, etc. $F_V = 0.65C_H \cdot 0.75(CM + CV)$ $F_V = C_V \cdot (CM + CV)$	No Aplica
Japón	BSLEO, 1981 SSCECJ, 1980 AIJ, 1990	No Aplica No Aplica $\updownarrow F_V = 0.5 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	No Aplica No Aplica $A_V(T_V) = 0.5 \cdot A_H(T_H)$
Australia	AS 1170.4, 1993	$\updownarrow F_V = 0.5 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	$A_V(T_V) = 0.5 \cdot A_H(T_H)$
Nueva Zelanda	NZS-4203,1992	No Aplica	No Aplica

Con la información presentada en la tabla 3 se observa además que, en general, la intensidad sísmica de diseño vertical se obtiene factorizando la intensidad sísmica de diseño horizontal; sin embargo, entre ellos existen ciertas diferencias, por ejemplo: algunos de ellos sólo consideran los efectos del componente sísmico vertical en elementos estructurales que se suponen especialmente sensibles a dicha componente; algunos otros suponen que el problema se resuelve incrementado las cargas gravitacionales con cargas estáticas equivalentes a la que produciría la aceleración vertical del movimiento del terreno; otros proponen realizar análisis dinámicos con un espectro o acelerograma horizontal factorizado; muy pocos aclaran la necesidad de incluir en el análisis grados de libertad vertical a fin de estimar periodos verticales y hacer combinaciones modales racionales; ninguno propone implícitamente espectros de diseño para el componente vertical, compatibles con el peligro sísmico del sitio.

Es común en la práctica actual de diseño, donde se exige la consideración del componente vertical de movimientos del terreno, obtener el coeficiente vertical de diseño de multiplicar el correspondiente horizontal por un factor, sin considerar las diferencias entre los periodos correspondientes a cada dirección. Dicho factor, como se comentó previamente, es resultado del análisis estadístico de los cocientes de la aceleración máxima del terreno de los componentes horizontal a vertical; sin embargo, la mayoría de los reglamentos consideran a este factor constante, y no dependiente del periodo vertical de vibración como muchos estudios lo han señalado (Singh, 1995; Hudson *et al.*, 1996; Ohno *et al.*, 1996; Kusunoki, 1998; Bozorgnia, Campbell y Niazi, 2000; Perea y Esteva, 2003a).

Para obtener el coeficiente vertical de diseño es necesario estimar el periodo vertical de la estructura; sin embargo, aún es común que los programas comerciales actuales, con el propósito

de tener un número menor de grados de libertad, consideren en el modelo masa puntual actuando en un sentido horizontal. Algunos programas de análisis tienen la opción de considerar la contribución de la masa rotacional y vertical, y modelar con masa discreta que simule el caso real de masa distribuida. El discretizar la masa y considerar su influencia horizontal, vertical y rotacional, implicará tener un mayor número de grados de libertad en el modelo.

Otra consideración común en la mayoría de los códigos, al menos en los mexicanos, es no permitir la reducción por comportamiento inelástico. En los comentarios de las propuestas mexicanas, no se aclara la razón de dicha limitante. Adicionalmente, no hay comentarios sobre los valores del porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\xi$ ) asociado a la vibración vertical.

Por todo lo anterior, los códigos que consideran el componente sísmico vertical presentan recomendaciones y prácticas que, en ocasiones, se prestan a interpretaciones erróneas, lo cual también origina que en ocasiones el efecto de tal componente sea mal entendido o ignorado. Sobrestimar los efectos del componente vertical no necesariamente significará alcanzar en un grado de seguridad estructural más alto, sobre todo si se piensa en un posible cambio de mecanismo de colapso en caso de diseñar vigas más fuertes sin revisar su interacción con las columnas. Por ello, hace falta tener propuestas reglamentarias transparentes para considerar el componente vertical del movimiento y estudiar en el dominio de la frecuencia el efecto de diseñar considerando el periodo vertical de la estructura, con sus combinaciones entre los demás componentes sísmicos. Dichos análisis podrán ser comparados con análisis dinámicos paso-a-paso que utilicen acelerogramas reales o simulados de movimientos representativos e independientes entre sí, cuyas características de intensidad, duración y contenidos de frecuencia sean compatibles con el peligro sísmico del sitio de interés.

## **ANÁLISIS DEL COMPONENTE VERTICAL DE REGISTROS SÍSMICOS EN MÉXICO**

### **Cocientes de las aceleraciones verticales máximas del terreno entre las horizontales**

Como se comentó anteriormente, diversos autores han observado, a partir de registros de movimientos fuertes del terreno, que el cociente del componente sísmico vertical entre el horizontal tiene una alta variación, la cual es principalmente influenciada por la distancia epicentral, la profundidad focal y el tipo de suelo. El análisis de dicho cociente para algunos registros correspondientes a suelo firme de la costa del Pacífico de México fue presentado por Perea y Esteva en 1999 (figura 2).

### **Cocientes espectrales de la respuesta vertical entre la horizontal**

Para discutir la influencia del periodo de oscilación, se estudiará a continuación una muestra específica de diez registros mexicanos en la que, según los autores, bajo ciertas circunstancias existe una gran influencia del componente sísmico vertical debido a su cercanía con la fuente generadora. En la figura 3 se muestra la ubicación de las estaciones asociadas a la muestra de los registros seleccionados y enlistados en la tabla 4. En la figura 4 se muestran los respectivos espectros de pseudoaceleración ( $\xi=5\%$ ) y en la figura 5 se muestran los cocientes de las ordenadas espectrales del componente vertical entre las correspondientes al componente horizontal; La clave del registro corresponde a la que define la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes.

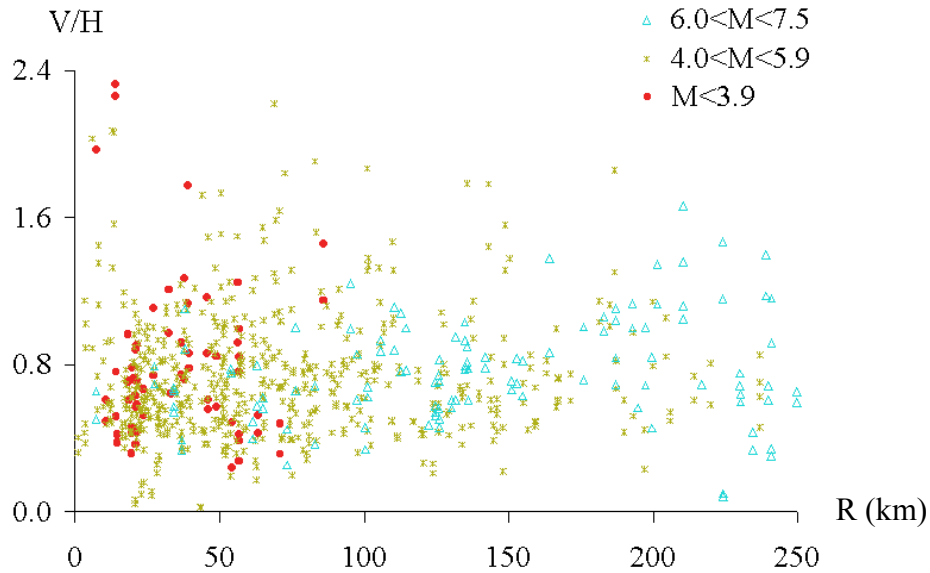


Figura 2. Variación del cociente V/H de registros de la costa del Pacífico de México

Los cocientes espectrales de la respuesta vertical entre la horizontal que se calculan para esta base de registros (figura 6.a) muestran dispersión considerable; sin embargo, se distingue que la mayor dispersión se presenta en el intervalo de periodos bajos, donde además se observa que el componente vertical incluso puede ser más intenso. En cambio, para los periodos mayores de 0.5s el componente sísmico vertical no supera el 40% de la ordenada espectral del componente horizontal, en contradicción con el 2/3 que algunos reglamentos proponen con base en el cálculo del cociente para periodo cero.

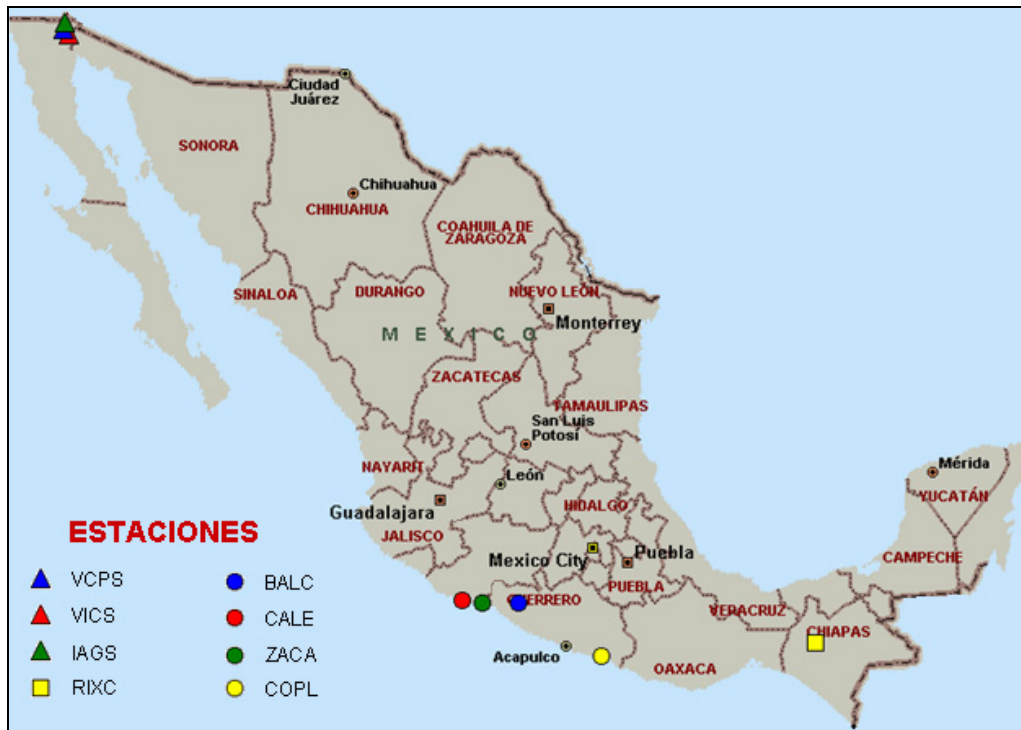


Figura 3. Ubicación de estaciones acelerográficas

**Tabla 4. Información de los registros seleccionados**

REGISTRO	M	R	H	A <sub>H</sub> (g)	A <sub>V</sub> (g)	SUELO	SITIO
VCPS870207	5.4	6	6	1.45	0.69	Rocas volcánicas	Valle de Mexicali, Baja California
IAGS791015	6.6	3	10	0.36	0.91	Sedimentos (aluvión)	Valle de Mexicali, Baja California
VICS800609	6.1	10	12	0.98	1.01	Sedimentos (aluvión)	Valle de Mexicali, Baja California
COPL931025	6.6	7	19	0.28	0.13	Roca	Copala, Guerrero
CALE850919	8.1	21	15	0.14	0.09	Roca	Caleta de Campos, Michoacán
CALE970111	6.9	30	16	0.40	0.42	Roca	Caleta de Campos, Michoacán
BALC941210	6.3	38	20	0.27	0.19	Roca	El Balcón, Guerrero
ACAC890425	6.9	56	15	0.12	0.11	Arena, limo, arcilla	Acapulco, Guerrero
ZACA850919	8.1	84	15	0.27	0.15	Arcilla compacta	Zacatula, Michoacán
RIXC951021	6.5	54	98	0.45	0.12	Calizas	Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

M: Magnitud; R: Distancia epicentral en km; H: Profundidad focal en km; A<sub>H</sub>, A<sub>V</sub>: Aceleración máxima del terreno en dirección horizontal y vertical, respectivamente; Clave BMDSF: EEEEEAMMDD (EEEE: estación; AA: año; MM: mes; DD: día).

Los promedios de los cocientes espectrales ( $\mu$ ) y las desviaciones estándar correspondientes ( $\sigma$ ), se calculan y se muestran en la figura 6.b. Dichos promedios se ajustan a una envolvente simple, formada por dos segmentos (ecuación 1), tal que para periodos menores que 0.05 s. el componente sísmico vertical alcanza valores de hasta el 140% de la ordenada espectral del componente horizontal, no obstante que es en este intervalo de periodos cortos ( $T_v < 0.1s$ ) donde se presentan las desviaciones estándar más altas. En contraste, en los periodos mayores a 0.5 s., el componente sísmico vertical no supera el 40% de la ordenada espectral del componente horizontal; pese a que la envolvente propuesta subestima la ordenada para periodos mayores a 1 s., se cubren la mayoría de los casos reales y prácticos de vigas y edificios convencionales. En la ecuación 1, T es el periodo de oscilación, V y H son las ordenadas espectrales del componente vertical y horizontal, respectivamente.

$$\frac{V(T)}{H(T)} = +1.40 \quad ; \quad T \leq 0.05 \quad ; \quad \frac{V(T)}{H(T)} = +1.40 \left( \frac{0.05}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad ; \quad T > 0.05 \quad (1)$$

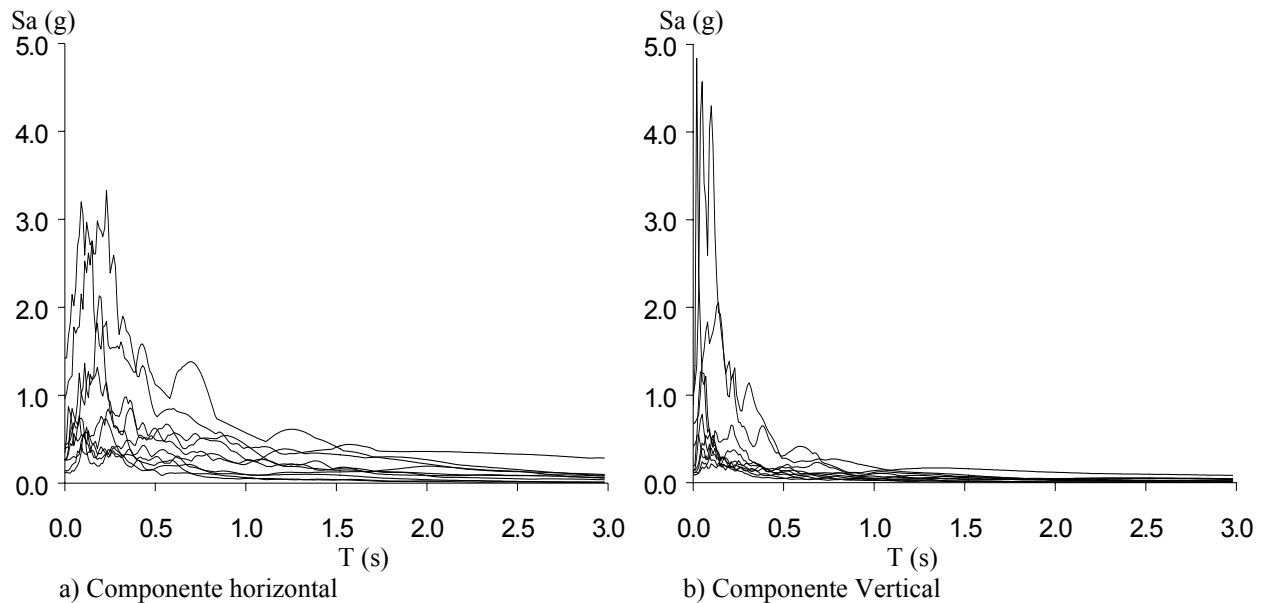


Figura 4. Espectros de respuesta de pseudoaceleración ( $\xi=5\%$ )

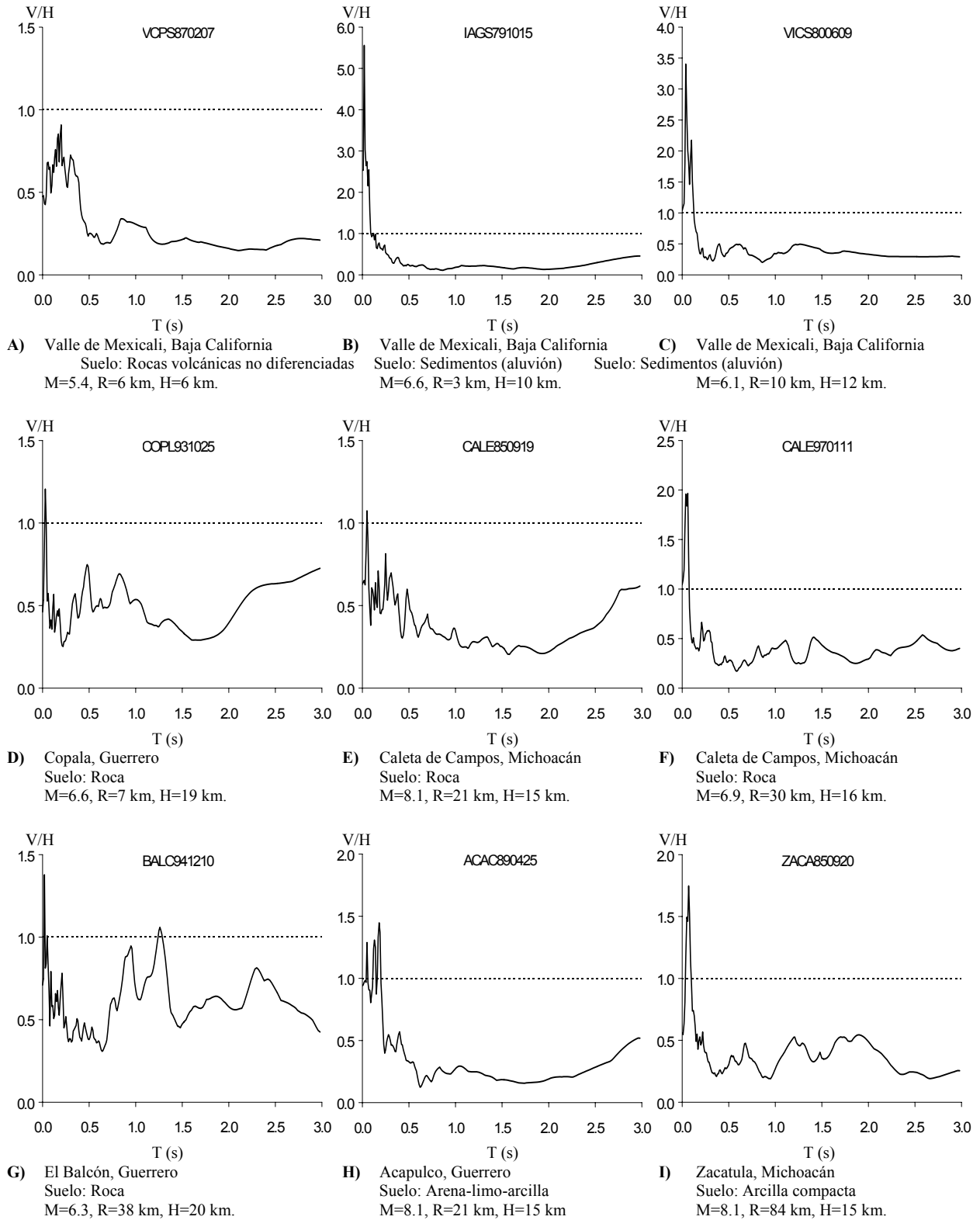


Figura 5. Cociente de aceleraciones verticales entre horizontales para la muestra de registros seleccionados

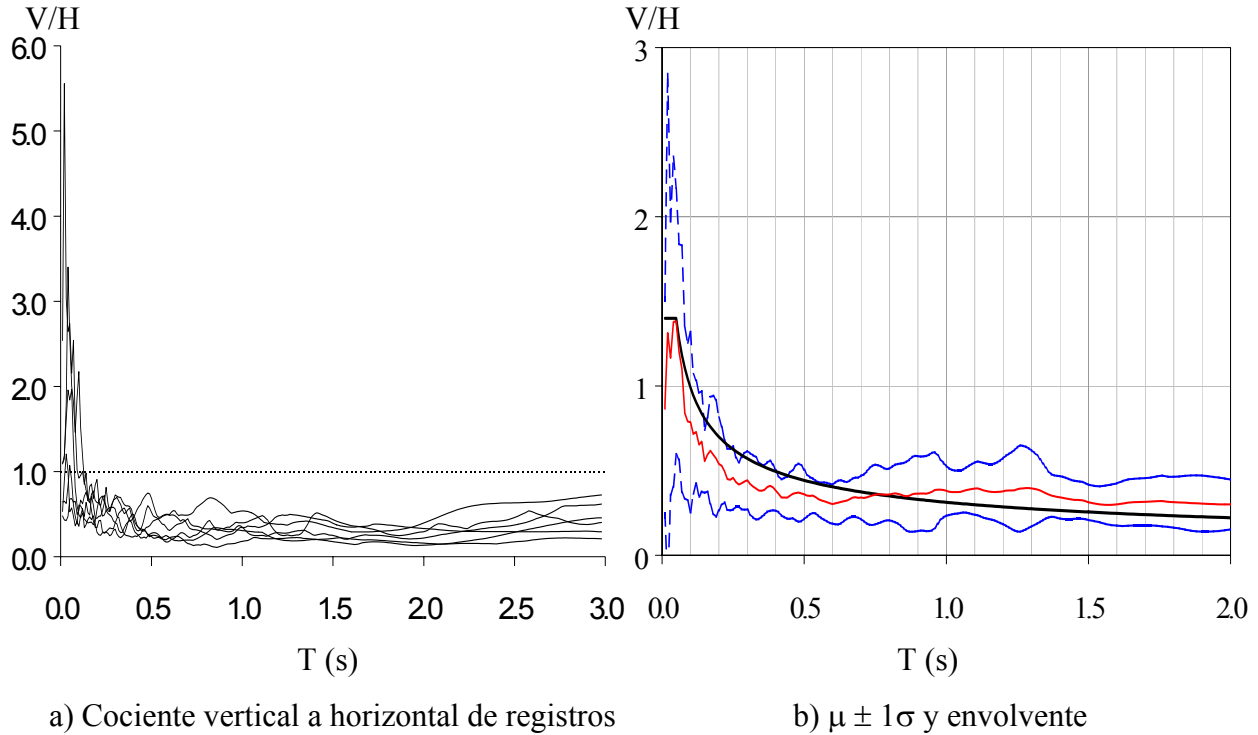


Figura 6. Variación de la relación espectral del componente vertical a horizontal

### Comparación de espectros de pseudoaceleración del componente sísmico vertical

En la figura 7, se comparan los espectros de respuesta ( $\xi=5\%$ ) del componente vertical de los registros de campo libre con los estimados del escalamiento del espectro horizontal por el factor  $2/3$  (RCEG-90 y MDOC-93) y por la envolvente del promedio propuesta. Como se observa en dichas gráficas, los espectros verticales obtenidos a partir del producto del espectro horizontal por un factor de escala dependiente del periodo (envolvente) se aproximan razonablemente a los obtenidos a partir de los registros, excepto en algunos casos para periodo corto, donde se distinguen las mayores desviaciones. El factor de escala constante  $2/3$  no conduce a predicciones correctas, particularmente para periodos verticales altos.

En la figura 8, a manera de ilustración, se muestra el espectro vertical propuesto para la zona firme del RCEG (1990) y para edificios en la zona sísmica D del MDOC (1993), además de los espectros verticales obtenidos con el producto del espectro de diseño horizontal por los factores de escala dependientes del periodo (envolvente).

En dicha gráfica, se pone en evidencia que las propuestas reglamentarias vigentes para el estado de Guerrero y zona D del MDOC son conservadoras para estructuras diseñadas con periodos verticales mayores que  $0.2s$ ; no obstante, un gran número de estructuras puede tener en la dirección vertical un periodo menor que  $0.2s$ , y por tanto coincidir con el intervalo para el cual la propuesta reglamentaria resulta ser insuficiente.

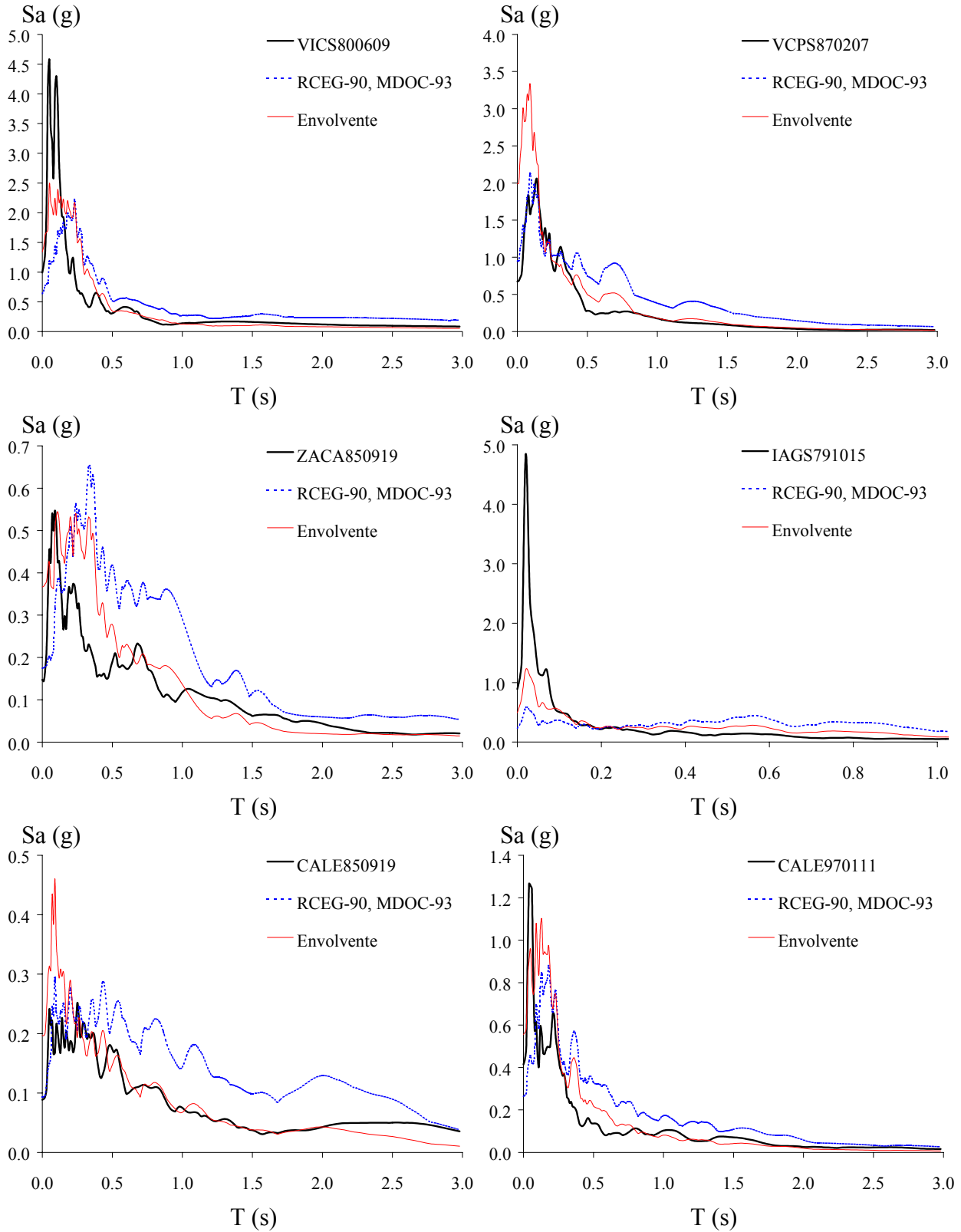


Figura 7. Comparación del espectro vertical del registro de campo libre con los estimados



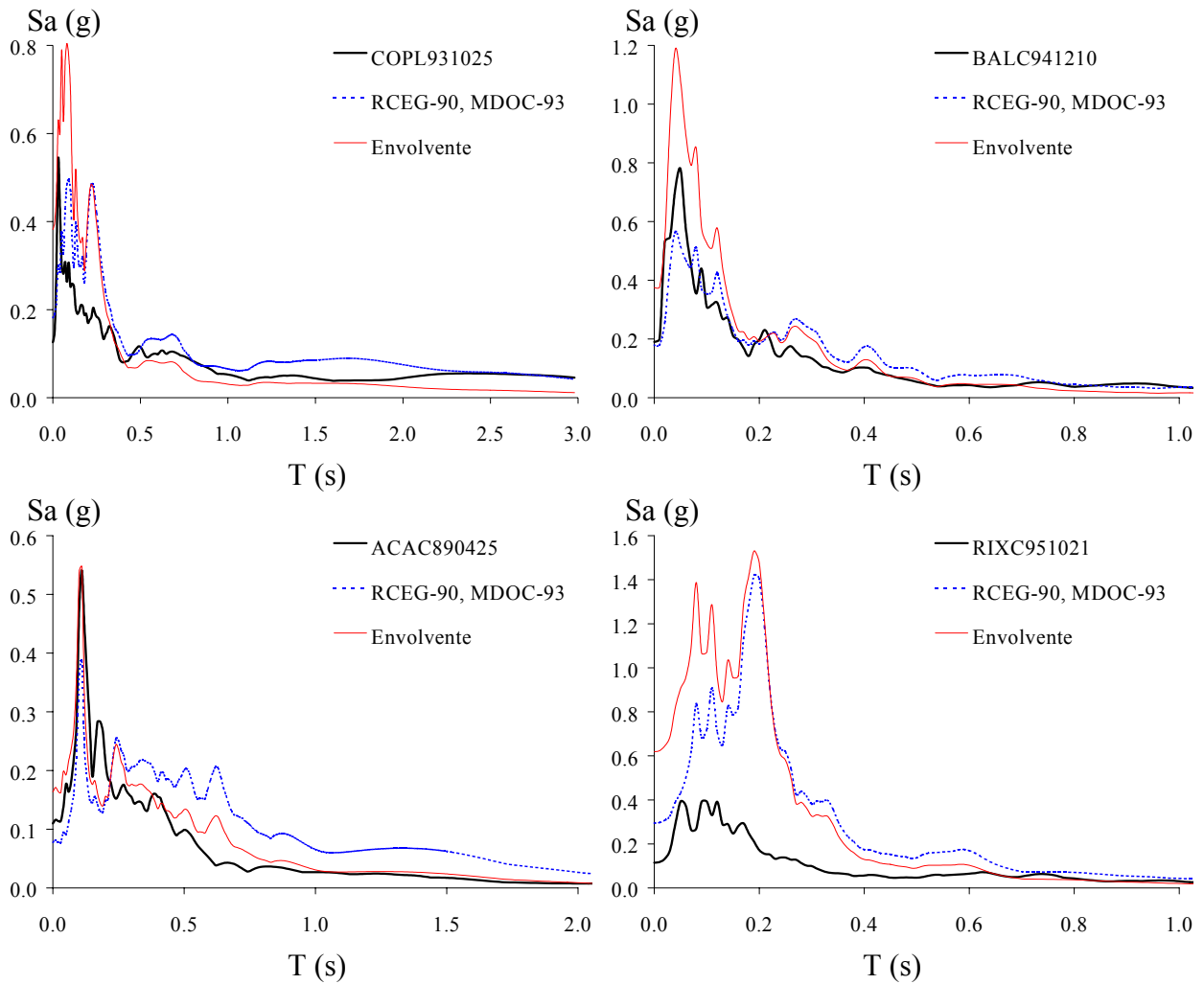


Figura 7. Comparación del espectro vertical de campo libre con los estimados (cont.)

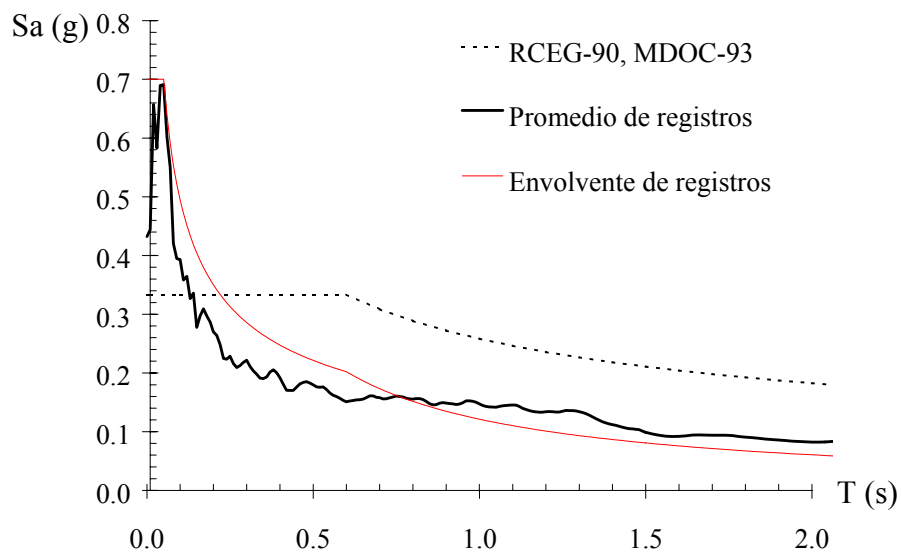


Figura 8. Comparación del espectro de diseño vertical con el estimado

## ANÁLISIS DE LA VIBRACIÓN VERTICAL EN VIGAS

### Periodo de vibración vertical

Las expresiones generales para calcular los periodos de vibración vertical ( $T_{VN}$ ) de vigas con masa distribuida y sus correspondientes formas modales  $\phi(x)$ , que se derivan a partir de la teoría clásica de vibración de vigas, son reportadas por Young-Budynas (2002) y Chopra (1995) con base en los resultados presentados por Huang en 1964.

$$T_{VN} = \frac{2\pi}{K_N} \sqrt{\frac{w \cdot L^4}{g \cdot EI}} \quad (2)$$

$$\phi(x) = C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x + C_3 \sinh \beta x + C_4 \cosh \beta x \quad (3)$$

En estas ecuaciones,  $T_{VN}$  es el periodo vertical correspondiente al modo N de vibrar;  $\phi(x)$  es la función que define la N forma modal en el punto x de la viga ( $0 < x < L$ ); w, L y EI son la intensidad de la carga uniforme, la longitud del claro y la rigidez elástica a flexión de la viga, respectivamente; g es la constante de la aceleración de la gravedad;  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  y  $C_4$  son constantes que dependen de la condición de apoyo de la viga. El cuadrado del parámetro característico  $\beta$  es igual a:

$$\beta^2 = \frac{2\pi}{T} \sqrt{\frac{w \cdot L}{g \cdot EI}} \quad (4)$$

En la tabla 5 se presentan los valores calculados por Huang de la constante adimensional  $K_N$  para evaluar, con distintas condiciones de apoyo (VE: doble empotramiento, VA: apoyos simples, VV: voladizo), los primeros cinco periodos de vibración vertical de vigas; dichos valores,  $K_N$ , son resultado de sustituir las condiciones de frontera en la expresión que se deriva de la teoría clásica de vibración de vigas (ecuación 2).

**Tabla 5. Constante  $K_N$  para los primeros cinco modos de vibración vertical de vigas con carga uniforme y distintas condiciones de apoyo.**

Modo	$K_N$	VE	VA	VV
1	$K_1$	22.4	9.87	3.516
2	$K_2$	61.7	39.48	22.03
3	$K_3$	121	88.83	61.70
4	$K_4$	200	157.91	120.90
5	$K_5$	299	246.74	199.86

Para el caso de la viga simplemente apoyada (VA) con carga uniforme (w), la solución cerrada para el cálculo de los periodos de vibración vertical y de las formas modales correspondientes (Chopra, 1995), es:

$$T_{vN} = \frac{2\pi}{(N\pi)^2} \sqrt{\frac{wL^4}{g \cdot EI}} \quad (5)$$

$$\phi(x) = \text{sen} \frac{N\pi x}{L} \quad (6)$$

El periodo fundamental en la dirección vertical también puede ser estimado con bastante precisión y en forma sencilla con un modelo de masa discreta de acuerdo con la formula de Rayleigh (Chopra, 1995):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}} \approx \frac{2\pi}{1.2} \sqrt{\frac{u_{\max}}{g}} \quad (7)$$

Aquí,  $m_i$  y  $u_i$ , son respectivamente la masa discreta y el desplazamiento vertical bajo la acción de la carga de gravedad en el  $i$ -ésimo punto discreto;  $u_{\max}$  es el desplazamiento vertical máximo bajo la acción de la carga de gravedad.

### Análisis dinámicos paso-a-paso de vigas con condiciones simples de apoyo

Se modelan vigas de concreto reforzado con masa discreta en puntos espaciados a cada  $L/10$  sobre la viga, amortiguamiento  $\xi=5\%$  del crítico, y tres condiciones simples de apoyo: doblemente empotrada (VE), simplemente apoyada (VA) y en voladizo (VV). Las vigas se diseñaron para resistir su peso propio y una carga uniforme de 4 T/m, calibrando el claro de la viga para tener en todos los casos un periodo fundamental vertical de 0.1s. La longitud de los claros calculados fueron de 10 m, 6.65 m y 4 m, respectivamente.

En la tabla 6 se presentan los periodos ( $T_v$ ) asociados a los modos de vibrar en la dirección vertical obtenidos con el Drain-2DX, así como sus correspondientes factores de participación ( $\Gamma$ ) y porcentajes de masa modal efectiva ( $m^*$ ).

**Tabla 6. Resumen del análisis modal**

Modo	Doblemente empotrada (VE)			Simplemente apoyada (VA)			Viga en voladizo (VV)		
	$T_v$	$\Gamma$	$m^*$	$T_v$	$\Gamma$	$m^*$	$T_v$	$\Gamma$	$m^*$
1	0.100	1.63	0.67	0.100	1.34	0.70	0.100	0.85	0.49
2	0.025	0.70	0.12	0.018	0.30	0.04	0.025	0.56	0.22
3	0.014	0.48	0.06	0.009	0.12	0.01	0.012	0.34	0.08
4	0.010	0.46	0.05	0.008	0.61	0.15	0.009	0.35	0.08
$\Sigma$			0.90			0.89			0.87

Enseguida se hacen análisis dinámicos paso-a-paso utilizando el componente vertical de los registros de la Tabla 4. Los resultados de los análisis se resumen en la tabla 7 y se presentan en orden decreciente con la rotación plástica acumulada. Con estos resultados se observaron las siguientes tendencias:

- En vigas doblemente empotradas, articulaciones plásticas similares se presentan en el centro y extremos del elemento debido a un incremento en el momento positivo y negativo, respectivamente. Para proporcionar ductilidad a las secciones de mayor demanda a flexión, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión, incluso para la sección central donde frecuentemente se detalla con la mayor separación de los estribos y el mínimo refuerzo de compresión.
- En vigas simplemente apoyadas, las articulaciones se presentan sólo en el centro del claro debido a un incremento del momento positivo. Para proporcionar ductilidad a la sección central, la de mayor demanda a flexión, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión, donde frecuentemente se detalla con la mayor separación de los estribos y el mínimo refuerzo de compresión.
- En vigas en voladizo, la rotación plástica se presenta en el extremo fijo por un incremento de la demanda a flexión negativa. Para proporcionar ductilidad a la sección del extremo fijo, la de mayor demanda a flexión y cortante, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión.
- Para vigas con distintas condiciones de apoyo de igual periodo, y consecuentemente, de igual demanda espectral, se presentaron valores de rotaciones similares; lo anterior nos muestra que el nivel de daño esperado en vigas es función de la intensidad que produce el sismo, y no exclusivo para ciertos elementos como vigas en voladizo, vigas de gran claro o vigas presforzadas.
- Las rotaciones plásticas más altas se presentaron con los registros más intensos, es decir, con los de mayor desplazamiento y pseudoaceleración espectral correspondiente al periodo fundamental vertical (0.1s); dichos registros corresponden a las estaciones con la distancia epicentral y profundidad focal más cercana a la fuente, como es el caso de los registros del valle de Mexicali.
- Para los tres tipos de vigas estudiadas, es importante notar que al determinar los porcentajes de refuerzo en cada sección crítica en donde pueda desarrollarse comportamiento no lineal significativo, deben lograrse factores de seguridad similares entre las capacidades en flexión y las correspondientes demandas para momento positivo y negativo en cada sección. Esto tiene por objeto evitar la ocurrencia de comportamiento asimétrico en la articulación plástica que se forme, así como de los consiguientes efectos en las demandas excesivas de ductilidad local y en su acumulación ante la acción de temblores excesivos.

**Tabla 7. Rotaciones plásticas obtenidas de los análisis con el componente sísmico vertical de los registros seleccionados ( $T_v=0.1s$ )**

REGISTRO	M	D (km)	TIPO DE SUELO Y SITIO	Sd (cm)	Sa (g)	VEe R1	VEc R2	VAc R3	VVe R4
VICS800609	6.1	15	Sedimento, Mexicali, Baja California	1.09	4.30	0.075	0.066	0.082	0.075
VCPS870207	5.4	8	Roca, Mexicali, Baja California	0.42	1.66	0.017	0.016	0.022	0.017
IAGS791015	6.6	10	Sedimento, Mexicali, Baja California	0.13	0.50	0.008	0.007	0.004	0.016
ZACA850919	8.1	86	Arcilla, Zacatula, Michoacán	0.13	0.51	0.003	0.003	0.005	0.002
CALE970111	6.9	40	Roca, Caleta de Campos, Michoacán	0.12	0.46	0.002	0.002	0.003	0.001
RIXC951021	6.5	112	Calizas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas	0.10	0.33	0.000	0.000	0.000	0.000
BALC941210	6.3	43	Roca, El Balcón, Guerrero	0.08	0.31	0.000	0.000	0.000	0.000
COPL931025	6.6	20	Roca, Copala, Guerrero	0.06	0.25	0.000	0.000	0.000	0.000
CALE850919	8.1	25	Roca, Caleta de Campos, Michoacán	0.05	0.22	0.000	0.000	0.000	0.000

Clave BMDSF: EEEEEAMMDD (EEEE: estación; AA: año; MM: mes; DD: día); M: Magnitud; D: Distancia hipocentral en km; Sd y Sa son el desplazamiento y la pseudoaceleración espectral correspondiente al periodo fundamental vertical de interés ( $T_v=0.1s$ ); y R1, R2, R3 y R4 son, respectivamente, las máximas rotaciones plásticas de: VE en los extremos empotrados (VEe), VE en el centro del claro (VEc), VA en el centro del claro (VAc), y VV en el extremo empotrado (VVe).

Es importante señalar que para los análisis y el diseño de las vigas se depreció la contribución de la losa en el incremento de su resistencia y rigidez, y que de haberse considerado los efectos del componente sísmico vertical tenderían a reducirse; el estudio de este último punto sería de interés para una investigación futura.

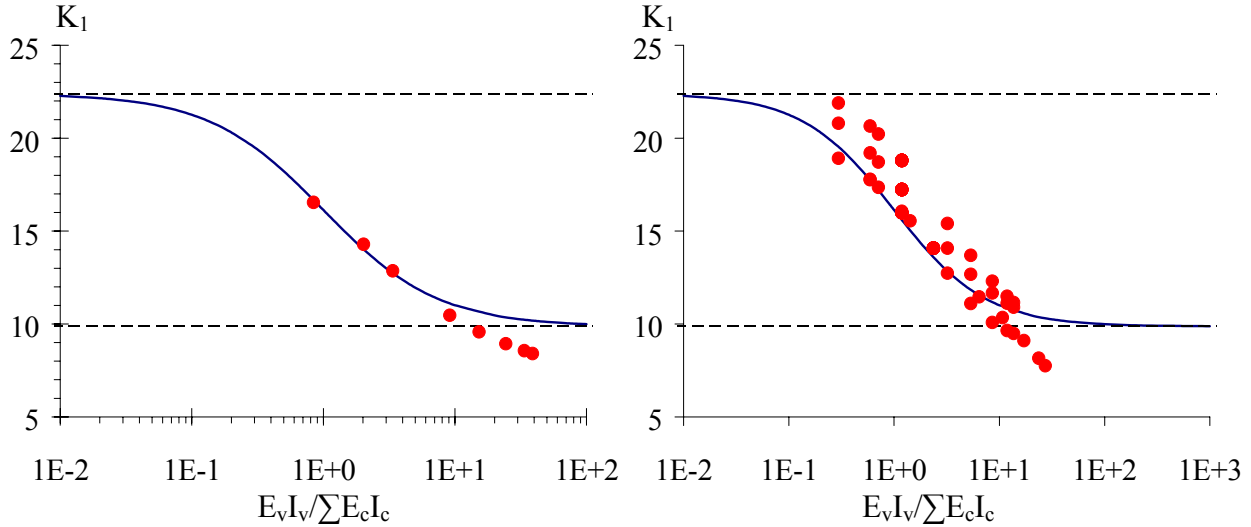
## ANÁLISIS DE LA VIBRACIÓN VERTICAL EN MARCOS PLANOS

### Estimación del periodo de vibración vertical

En el inciso anterior se presentó la ecuación (8), para estimar el periodo vertical de vigas con condiciones simples de apoyo, la cual es función de la rigidez elástica a flexión, la carga uniforme y el claro de la viga, y de una constante adimensional función de la condición de apoyo. La expresión propuesta depende de la constante adimensional  $K_N$ , que es función de la condición de apoyo.

De acuerdo con la Tabla 1, el valor de la constante adimensional  $K_1$  asociado al periodo fundamental vertical tiende, según Huang, a un valor de 9.87 para la condición de apoyos doblemente articulado y de 22.40 para la condición de apoyo doblemente empotrado. Como es conocido de los especialistas en estructuras, en la práctica no se producen articulaciones ni empotramientos perfectos o ideales; por lo tanto, en el caso de las vigas de marcos es de esperarse una condición de apoyo intermedia entre los casos previos donde se asocia una constante  $K_1$  entre 9.87 y 22.40.

Para ocho casos, donde se conoce el periodo vertical y el cociente de la rigidez a flexión de las vigas entre la rigidez a flexión de las columnas, se calcula la constante  $K_1$ , y los datos se ajustan a una curva asintótica (figura 9, ecuación 9), la cual presenta un adecuado ajuste con los datos ( $r^2=0.8$ ) y es congruente con las condiciones de ambas fronteras (viga doblemente empotrada:  $E_v I_v / E_c I_c \rightarrow 0$ ,  $K_1=22.4$ ; viga simplemente apoyada:  $E_v I_v / E_c I_c \rightarrow \infty$ ,  $K_1=9.87$ ).



a) Datos generadores de la función de ajuste    b) Comparación con otros datos estimados  
 Figura 9. Comparación de la constante  $K_1$  estimada de análisis y sus curvas de ajuste

Sustituyendo la constante ajustada  $K_1$  en la ecuación 2, es posible la estimación del periodo vertical de marcos simples con base rígida, sin la necesidad de emplear modelos con masa distribuida. Es evidente que los módulos se simplifican en vigas y marcos del mismo material.

$$K_1 = \frac{\pi^2(E_v I_v / \sum E_c I_c) + 22.4}{E_v I_v / \sum E_c I_c + 1} \quad (9)$$

$$T_{v1} = \frac{2\pi(E_v I_v / \sum E_c I_c + 1)}{\pi^2(E_v I_v / \sum E_c I_c) + 22.4} \sqrt{\frac{w \cdot L^4}{g \cdot E_v I_v}} \quad (10)$$

Trabajos posteriores se podrían encaminar a la verificación de la expresión propuesta con otros modelos, y en su caso mejorarla mediante la regresión de más datos y/o la inclusión de otras variables. En este sentido, Sovero (1986) dedujo previamente una expresión para calcular el periodo fundamental vertical de marcos simples con apoyos fijos y articulados (ecuación 11).

$$T_{v1} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot w \cdot L^4}{3072 \cdot g \cdot EI} \left[ \frac{128B + 13m + \sqrt{15488B^2 + 2816Bm + 137m^2}}{(2B + m)} \right]} \quad (11)$$

$$B = \frac{I_v \cdot H}{I_c \cdot L} \quad (12)$$

En estas ecuaciones, B es la relación de rigideces relativas en flexión de la trabe y las columnas de un marco simple y simétrico de portal; m es un coeficiente que depende de las condiciones de apoyo de un marco simple: m=3 para ambos apoyos articulados, y m=4 para ambos apoyos empotrados.

Como se comentó previamente, el periodo fundamental en la dirección vertical también puede ser estimado con bastante precisión y en forma sencilla con un modelo de masa discreta de acuerdo a la fórmula de Rayleigh (Chopra, 1995), donde  $m_i$  y  $u_i$  son respectivamente la masa discreta y el desplazamiento vertical bajo la acción de la carga de gravedad en el  $i$ -ésimo punto discreto, y  $u_{\max}$  es el desplazamiento vertical máximo bajo la acción de la carga de gravedad:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}} \approx \frac{2\pi}{1.2} \sqrt{\frac{u_{\max}}{g}} \quad (13)$$

### Modelos de marcos planos de concreto reforzado resistentes a momento

Se estudia la influencia del componente sísmico vertical en algunos marcos de concreto reforzado con propiedades geométricas diferentes; los marcos de estudio se muestran en la figura 10: un nivel y una crujía (1N1C), cuatro niveles y una crujía (4N1C), cuatro niveles y dos crujías (4N2C), y diez niveles y una crujía (10N1C). Las estructuras se diseñan conforme a las prácticas actuales, despreciando el componente vertical. Las estructuras se modelan en el Drain-2DX considerando masa discreta en puntos espaciados a cada  $L/10$  sobre las vigas y un amortiguamiento  $\xi=5\%$  del crítico para los modos fundamentales de las direcciones horizontal y vertical. Se estudia su comportamiento dinámico no lineal con análisis dinámicos paso-a-paso utilizando algunos registros seleccionados. Las historias de aceleraciones consideradas en los análisis son, con referencia a la clave que define la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), los correspondientes a los sismos enlistados en la tabla 4.

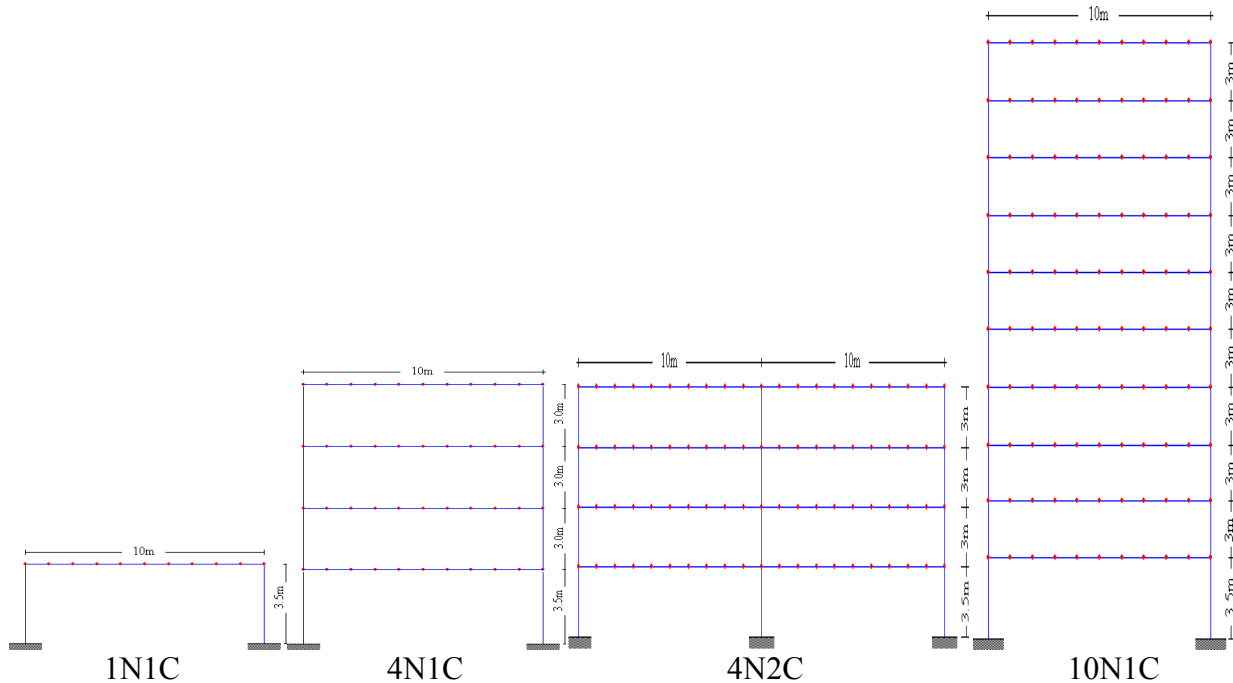


Figura 10. Marcos planos de concreto reforzado resistentes a momento

Con base en los análisis dinámicos paso-a-paso de los marcos, con registros mexicanos intensos y aplicados independiente y simultáneamente, se presentan los siguientes casos generales:

- A. Si el sistema permanece elástico ante la acción de la carga gravitacional y el componente sísmico vertical, las demandas de rotación plástica, los desplazamientos de piso y las distorsiones de entrepiso obtenidas en los análisis con el componente horizontal, independiente y simultáneamente con el vertical, son prácticamente idénticas.
- B. Si el sistema incurre en el intervalo inelástico ante la acción de la carga gravitacional y el componente sísmico vertical, las demandas de rotación plástica, los desplazamientos de piso y las distorsiones de entrepiso obtenidas en los análisis con el componente horizontal, independiente y simultáneamente con el vertical, son notablemente diferentes.

El segundo de los casos (caso B), donde el componente vertical influyó en las respuestas globales y locales de los marcos, fue resultado de los análisis paso-a-paso con los registros VICS800609 y VCPS870207 (figuras 11.ii, 12.ii, 13.ii, 14, 15 y 16); con estos registros, la pseudoaceleración espectral fue mayor que 1.8g (tablas 8, 10, 12 y 13), y produjo rotaciones plásticas en el centro y extremos de algunas vigas y en los extremos de algunas columnas, con los valores que se enlistan en las tablas 9 y 11 para los modelos 1N1C y 4N1C, respectivamente.

Con el componente vertical del resto de los registros, cuya aceleración espectral es menor que 0.40g, el comportamiento de los marcos resultó ser elástico (caso A), y por lo tanto, las respuestas globales y locales de los marcos, incluyendo e ignorando dicha componente son prácticamente idénticas (figuras 11.i, 12.i y 13.i).

Considerando un comportamiento elástico-lineal en la estructura, el componente sísmico vertical de los registros produjo en las columnas un incremento de hasta el 60% en la demanda de carga axial y 30% en la demanda a flexión en comparación con aquella que se obtendría únicamente con el análisis del componente horizontal del movimiento. En análisis no lineales, dichos incrementos serán menores si las columnas se plastifican por carga axial o flexión.

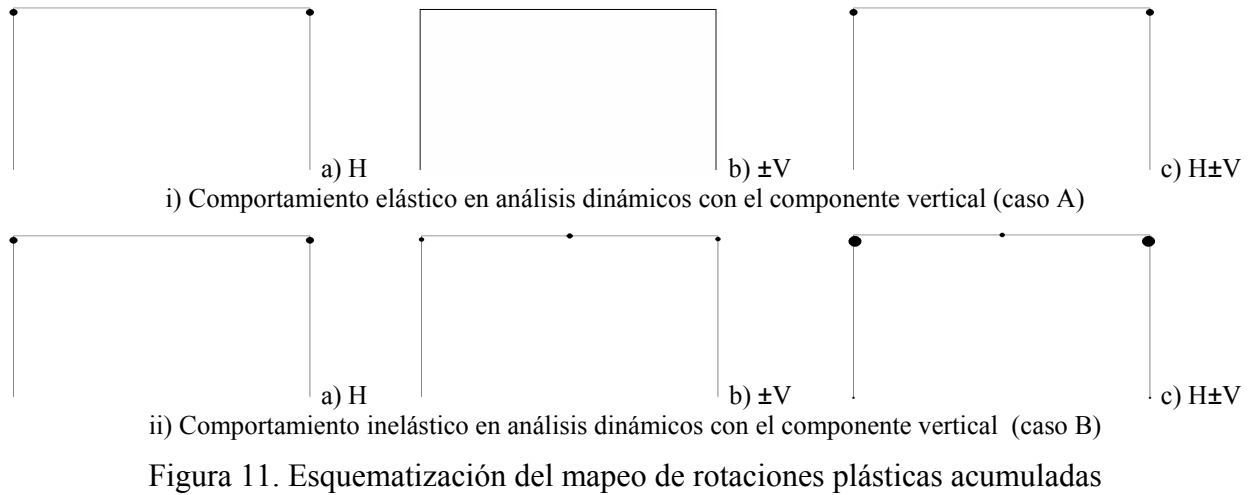
**Tabla 8. Demanda de la intensidad espectral para el marco 1N1C ( $T_H=0.17s$ ,  $T_V=0.14s$ )**

REGISTRO	CASO	Desplazamiento espectral (cm)			Seudoaceleración espectral (g)		
		NS	EW	V	NS	EW	V
VCPS870207	B	1.91	1.68	0.96	2.61	2.30	1.94
VICS800609	B	1.26	1.20	1.02	1.72	1.64	2.05
IAGS791015	A	0.29	0.24	0.16	0.39	0.33	0.29

**Tabla 9. Resumen de rotaciones plásticas esquematizadas en la figura 11.ii**

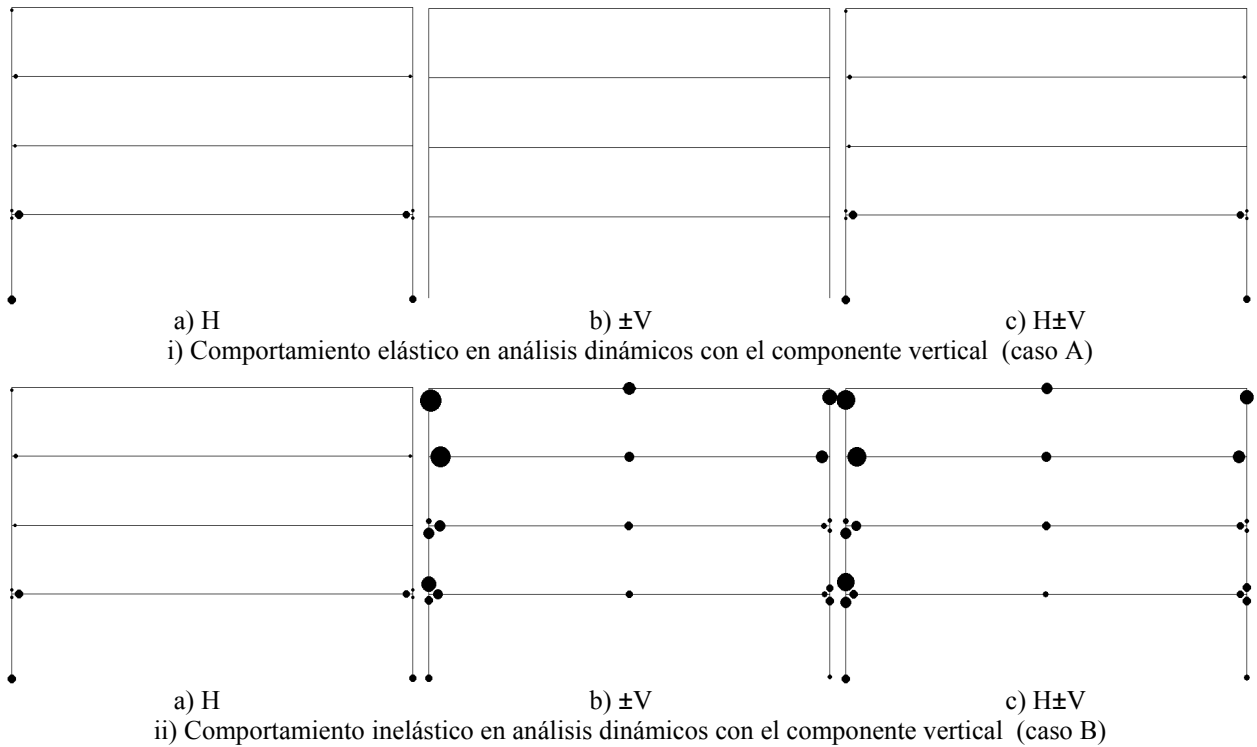
VICS800609								
Elemento \ Caso	$H_{NS}$	$H_{EW}$	+V	-V	$H_{NS+V}$	$H_{EW+V}$	$H_{NS+V}$	$H_{EW+V}$
Centro del claro de viga	0.0000	0.0000	0.0107	0.0098	0.0183	0.0165	0.0130	0.0124
Extremo superior de columnas	0.0308	0.0258	0.0110	0.0093	0.0526	0.0456	0.0447	0.0417
VCPS870207								
Elemento \ Caso	$H_{NS}$	$H_{EW}$	+V	-V	$H_{NS+V}$	$H_{EW+V}$	$H_{NS+V}$	$H_{EW+V}$
Centro del claro de viga	0.0000	0.0000	0.0051	0.0052	0.0061	0.0063	0.0066	0.0070
Extremo superior de columnas	0.0039	0.0022	0.0039	0.0037	0.0093	0.0096	0.0121	0.0098





**Tabla 10. Demanda de la intensidad espectral para el marco 4N1C ( $T_H=0.51s$ ,  $T_V=0.15s$ )**

REGISTRO	CASO	Desplazamiento espectral (cm)			Seudoaceleración espectral (g)		
		NS	EW	V	NS	EW	V
VICS800609	B	4.37	4.98	1.10	0.66	0.76	1.92
VCPS870207	B	4.37	7.29	1.03	0.66	1.11	1.81
IAGS791015	A	3.49	3.96	0.16	0.53	0.60	0.29
ZACA850919	A	4.03	2.91	0.15	0.61	0.44	0.27
BALC941210	A	0.84	0.65	0.12	0.13	0.10	0.21



**Tabla 11. Resumen de rotaciones plásticas máximas y acumuladas obtenidas del análisis del marco 4N1C con el registro VICS800609 y esquematizadas en la figura 12.ii**

ROTACIONES MÁXIMAS EN EL CENTRO DEL CLARO DE VIGAS								
Nivel	H <sub>NS</sub>	H <sub>EW</sub>	+V	-V	H <sub>NS+V</sub>	H <sub>NS-V</sub>	H <sub>EW+V</sub>	H <sub>EW-V</sub>
4	-	-	-0.014	-0.013	-0.017	-0.015	-0.017	-0.014
3	-	-	-0.012	-0.011	-0.014	-0.013	-0.013	-0.012
2	-	-	-0.010	-0.010	-0.012	-0.012	-0.010	-0.010
1	-	-	-0.007	-0.007	-0.009	-0.008	-0.007	-0.007

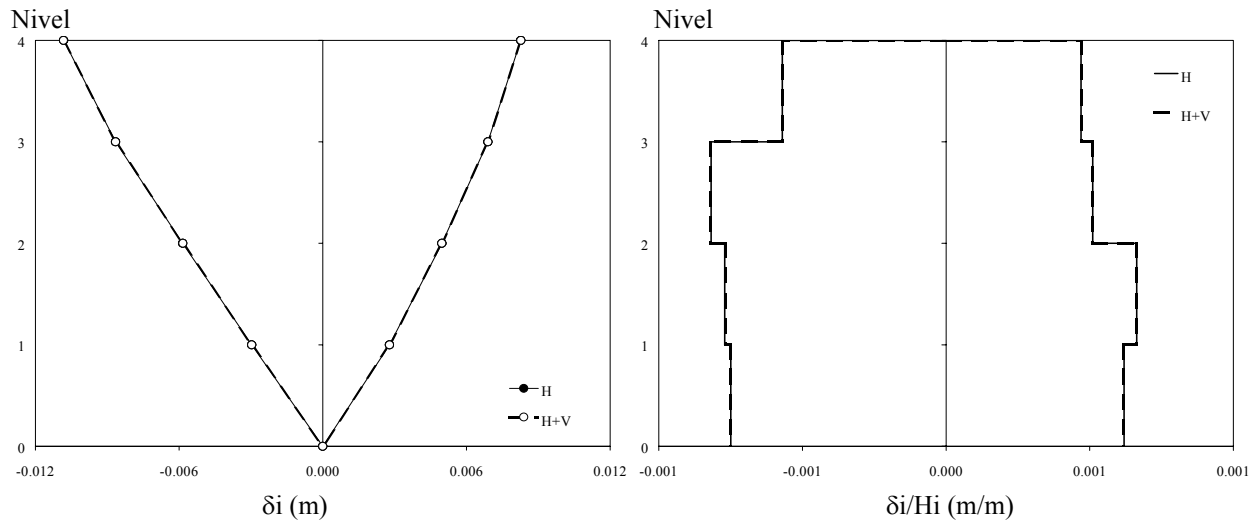
ROTACIONES MÁXIMAS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS								
Nivel	H <sub>NS</sub>	H <sub>EW</sub>	+V	-V	H <sub>NS+V</sub>	H <sub>NS-V</sub>	H <sub>EW+V</sub>	H <sub>EW-V</sub>
4	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0.006	0.009	0.013	0.012	0.028	0.026	0.025	0.028
2	0.004	0.004	0.004	0.004	0.016	0.014	0.014	0.017
1	0.012	0.016	-	-	0.014	0.011	0.014	0.013

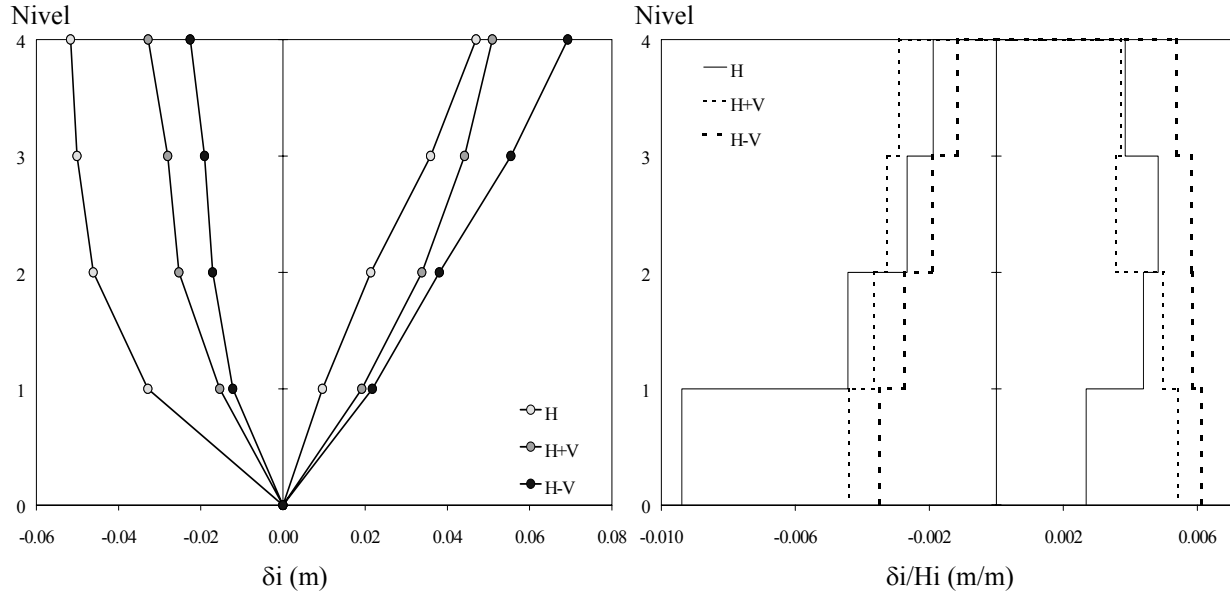
ROTACIONES MÁXIMAS EN COLUMNAS								
N	POSITIVAS					NEGATIVAS		
	+V	-V	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4s	0.018	0.015	0.004	0.031	0.028	-0.002	-0.021	-0.020
4i	-	-	-	0.001	-	-	-	-0.001
3s	-	-	-	-	-	-	-	-
3i	0.003	0.004	0.002	0.006	0.005	-	-0.007	-0.008
2s	0.005	0.005	0.002	0.015	0.015	-0.002	-0.005	-0.006
2i	0.007	0.007	0.004	0.009	0.012	-0.005	-0.022	-0.024
1s	0.005	0.005	0.003	0.011	0.016	-0.005	-0.012	-0.012
1i	-	-	0.005	0.005	0.005	-0.005	-0.005	-0.006

ROTACIONES ACUMULADAS EN COLUMNAS								
N	POSITIVAS					NEGATIVAS		
	+V	-V	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4s	0.018	0.015	0.004	0.031	0.028	-0.002	-0.021	-0.020
4i	-	-	-	0.001	-	-	-	-0.001
3s	-	-	-	-	-	-	-	-
3i	0.003	0.004	0.002	0.006	0.005	-	-0.007	-0.008
2s	0.005	0.005	0.002	0.015	0.015	-0.002	-0.005	-0.006
2i	0.007	0.007	0.004	0.009	0.012	-0.005	-0.022	-0.024
1s	0.005	0.005	0.003	0.011	0.016	-0.005	-0.012	-0.012
1i	-	-	0.011	0.007	0.008	-0.015	-0.012	-0.014



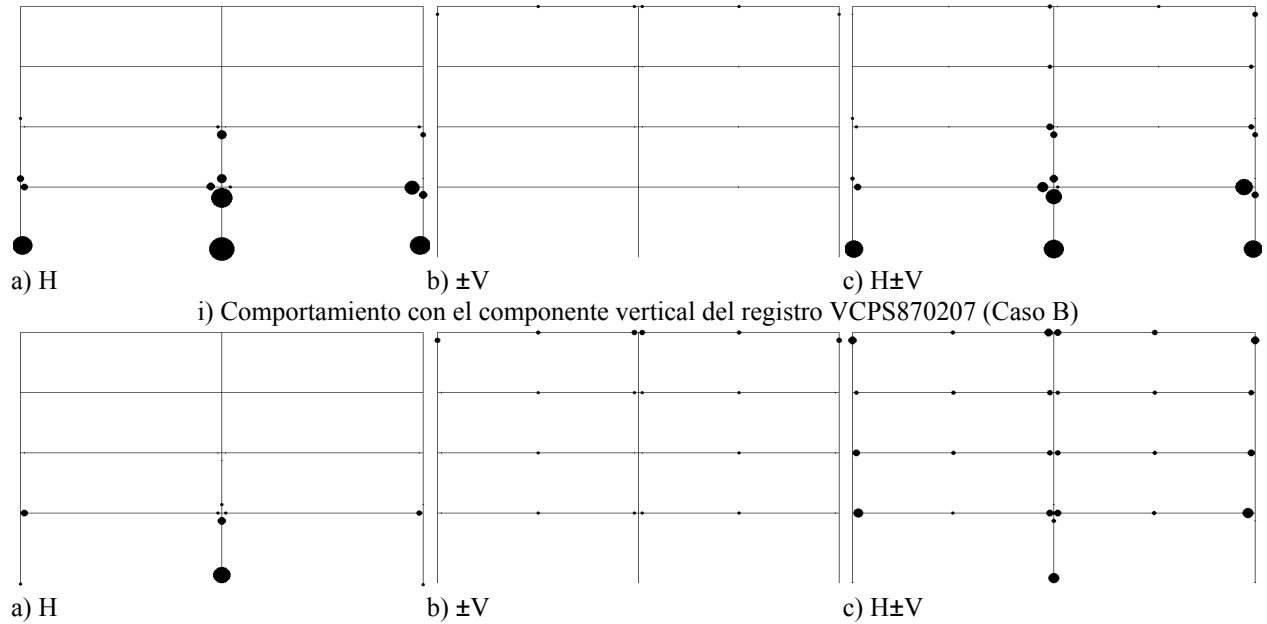
i) Comportamiento elástico en análisis dinámicos con el componente vertical ( caso A)



ii) Comportamiento inelástico en análisis dinámicos con el componente vertical ( caso B)  
 Figura 13. Desplazamientos de piso y desplazamientos relativos de entrepiso

**Tabla 12. Demanda de la intensidad espectral para el marco 4N2C ( $T_H=0.64s$ ,  $T_V=0.13s$ )**

REGISTRO	CASO	Desplazamiento espectral (cm)			Seudoaceleración espectral (g)		
		NS	EW	V	NS	EW	V
VICS800609	B	6.56	8.34	0.99	0.63	0.80	2.32
VCPS870207	B	8.08	13.40	0.86	0.78	1.29	2.01
IAGS791015	A	4.50	4.29	0.15	0.43	0.41	0.34



ii) Comportamiento con el componente vertical del registro VICS800609 (Caso B)  
 Figura 14. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo 4N2C

**Tabla 13. Demanda de la intensidad espectral para el marco 10N1C ( $T_H=1.0s$ ,  $T_V=0.12s$ )**

REGISTRO	CASO	Desplazamiento espectral (cm)			Seudoaceleración espectral (g)		
		NS	EW	V	NS	EW	V
VICS800609	B	10.22	9.19	1.04	0.40	0.36	2.84
VCPS870207	B	10.90	14.52	0.74	0.43	0.57	2.01
IAGS791015	A	6.69	6.79	0.13	0.26	0.27	0.37

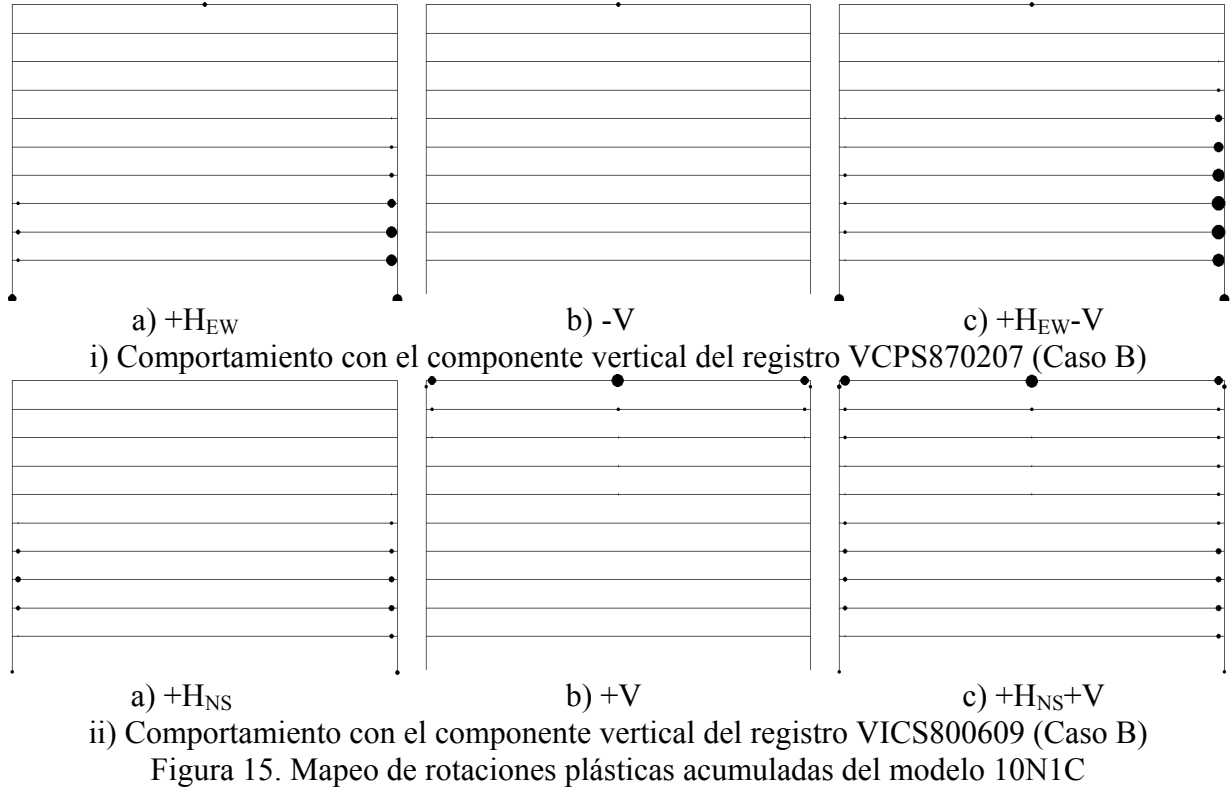


Figura 15. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo 10N1C

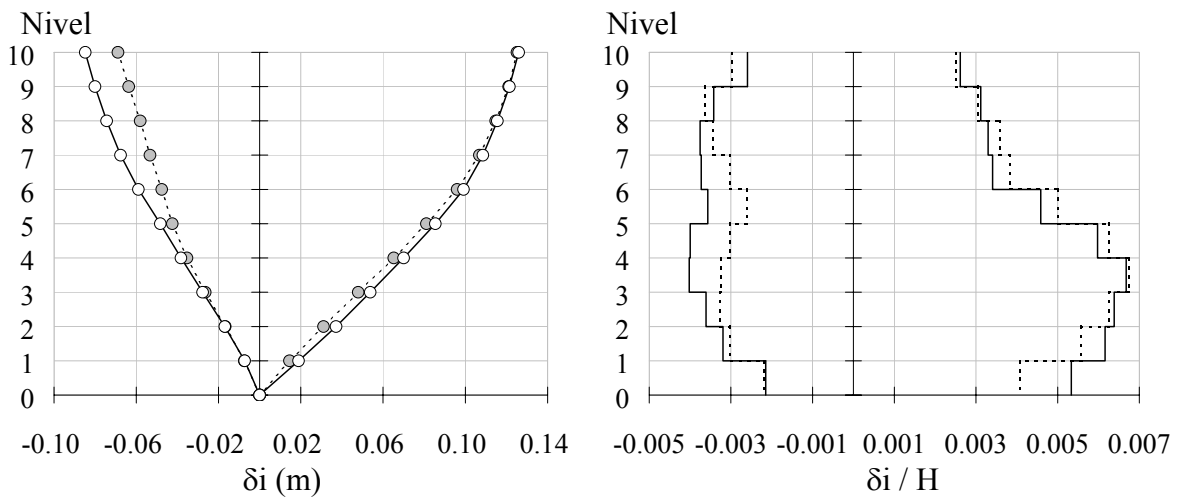


Figura 16. Desplazamientos máximos de piso y distorsiones de los análisis unidireccional (H, líneas continuas) y bidireccional (H+V, líneas discontinuas) del modelo 10N1C con el registro VICS800609 (Caso B)

En el caso de los marcos resistentes a momento, se presentan articulaciones plásticas en el centro y extremos de algunas vigas, y en los extremos de algunas columnas; en el caso de los marcos donde el efecto de resonancia vertical se presenta, se observaron las siguientes tendencias.

- Las plastificaciones en los puntos medios y en los extremos de las vigas tienden a crecer para los elementos de mayor periodo en el sentido vertical, que generalmente son las vigas de niveles superiores, las que tienen la condición de apoyo más desfavorable. En el centro del claro se presentan rotaciones plásticas generadas por un incremento en momentos positivos; las articulaciones en los extremos de las vigas están asociadas a un incremento en el momento negativo de flexión. Para proporcionar ductilidad a las secciones de mayor demanda a flexión, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión, incluso para la sección central donde frecuentemente se detalla con la mayor separación de los estribos y el mínimo refuerzo de compresión. Una inversión en los momentos de flexión no ocurrió, y por lo tanto tampoco la plastificación de las vigas, por lo que pareciera ser suficiente la cuantía mínima especificada en la norma para momento negativo en el centro del claro y para momento positivo en los extremos; sin embargo, no así para dotar de ductilidad en dichas secciones al trabajar como acero en compresión; se aclara que en los análisis no se considera la contribución de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas.
- Las plastificaciones en las columnas tienden a ser más grandes en la conexión con la viga de mayor periodo, que generalmente corresponde a la viga de azotea, por tener la condición de apoyo más desfavorable. Con respecto a lo anterior, la tendencia en las columnas de pisos superiores es de un incremento en la demanda a flexión (hasta un 30%) mientras que en las inferiores el incremento es para la demanda en carga axial (hasta un 60%). El caso del incremento en la demanda a flexión implica un aumento en el nivel de rotaciones plásticas, mientras que el incremento de la carga axial implica una disminución en la capacidad de rotación; ambos efectos tienden a producir un mecanismo de falla en las columnas por aplastamiento del concreto, lo cuál sería más grave si fuera escaso el refuerzo transversal. Se sugiere encauzar futuras investigaciones que evalúen con detalle los efectos de la degradación de rigidez y resistencia en los elementos.
- En un sentido general, la distribución de rotaciones plásticas al considerar los dos componentes actuando simultáneamente es similar a la que se obtendría de superponer la distribución que se presenta cuando actúan independientemente, excepto en los casos cuando una misma sección se plastifica con cada una de dichas historias por separado, en cuyo caso pueden presentarse variaciones importantes, tanto positivas como negativas.
- El incremento en el daño de las vigas de marcos resistentes a momento, al incluir en el análisis el componente vertical, se explica debido a las fuerzas inerciales que se crean en esta dirección y que producen incremento y decremento de respuestas. Las fuerzas inerciales en las vigas influyen directamente en sus apoyos, las columnas, donde la respuesta a flexocompresión se ve directamente afectada.

- De los estudios de los efectos de segundo orden, considerando el componente vertical de temblores en los análisis de marcos con comportamiento elastoplástico perfecto, los resultados muestran respuestas distintas en los desplazamientos, distorsiones y rotaciones plásticas de vigas y columnas; se observó que al considerar los efectos de segundo orden en los análisis bidireccionales (H+V), los resultados se alteran en ambos sentidos llegando a subestimar las respuestas hasta en un 15% con los modelos y registros de estudio.
- Si la estimación de los efectos del componente vertical fuera una aplicación reglamentaria, las dimensiones al menos en las vigas tendería a incrementar, buscando disminuir sus daños. Sin embargo, a fin de no tener un mecanismo indeseable de falla, también se debería cumplir en principio con la propuesta reglamentaria vigente que exige que el momento resistente factorizado en las columnas sea mayor que el de las vigas, a fin de buscar el mecanismo columna fuerte viga débil. Con lo anterior, se buscará no sólo evitar un mecanismo indeseable, sino también considerar las incertidumbres en las variaciones de la demanda a flexocompresión inducida por el componente vertical de movimientos fuertes del terreno.

Algunas recomendaciones cualitativas para aminorar el efecto del componente sísmico vertical, y que a juicio de los autores son aplicables, se mencionan a continuación:

- Adicionar puntales verticales o contraviento diagonal en K. Con esta recomendación, se busca reducir el claro de la viga, y con ello reducir el periodo fundamental vertical y el desplazamiento vertical, lo cual no implicará necesariamente una reducción de la fuerza inercial vertical, por ser ésta dependiente del periodo.
- Aumentar la inercia de las vigas o alguna zona de ellas (vigas de sección variable). Con ello se busca incrementar la resistencia y rigidez de la viga para disminuir las rotaciones plásticas en la sección de mayor demanda. Lo anterior también influirá en una reducción del periodo fundamental vertical, lo cual no implica necesariamente en una reducción de la fuerza inercial vertical. Para el caso de vigas que formen parte de marcos, se deberá revisar la interacción con las columnas a fin de buscar el mecanismo columna fuerte - viga débil.
- Adicionando acero de refuerzo transversal o longitudinal en compresión. Con esta solución, se busca aumentar la capacidad de deformación en algunos elementos, principalmente en las secciones donde el componente sísmico vertical presenta mayores demandas de ductilidad: en los centros de claros de vigas apoyadas en los extremos; en los extremos y el centro de vigas empotradas en los extremos; en el extremo fijo de vigas en voladizos; en los extremos de columnas.
- Considerar y/o aumentar la contribución de la losa al momento de inercia de la viga. Como se comenta en el presente trabajo, los análisis no consideran la participación de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas; el considerarla implicaría que el componente sísmico vertical tuviera efectos menores o nulos, siempre y cuando las aceleraciones espectrales correspondientes a los nuevos periodos verticales tengan valores similares o menores.

Las sugerencias anteriores son aplicables también en los casos en que se desee reforzar vigas de marcos ubicados en sitios donde el componente sísmico vertical es importante.

## CONCLUSIONES

Del análisis de los registros mexicanos, se observa que la relación entre el componente vertical y el horizontal presenta grandes dispersiones; sin embargo, es claro que su amplitud es función de la distancia epicentral, la profundidad focal y el periodo de oscilación.

El factor de escala que se aplica convencionalmente para obtener el espectro vertical a partir del espectro horizontal, resulta de las relaciones entre ambos componentes con aceleraciones máximas del terreno. Con la propuesta de escalar el espectro horizontal por un factor dependiente del periodo se obtendría un espectro vertical más realista y transparente; sin embargo, faltaría verificar el ajuste con más datos. No obstante, los registros epicentrales seleccionados y que dieron origen a los factores de escala propuestos son todos registros característicos con un contenido energético alto para ambos componentes.

Llama la atención que los espectros de respuesta ( $\xi=5\%$ ) correspondientes a los registros con el componente vertical más intenso corresponden a las estaciones Islas Agrarias (IAGS), Victoria (VICS) y Volcán Cerro Prieto (VCPS), registros que de acuerdo con la tabla 4 presentan las distancias epicentrales y profundidades focales más cortas, y cuyas estaciones se ubican en el Valle de Mexicali - Baja California Norte. Futuros trabajos deberán encaminarse a estudiar con detalle implicaciones en la respuesta dinámica del suelo y la estructura con registros similares, es decir, registros de sismos superficiales cercanos a la fuente.

Futuros trabajos deberán encaminarse a obtener, en forma directa y para algún sitio específico, el espectro elástico de diseño vertical, así como al estudio de algunos conceptos que aún no quedan bien definidos: diferencias en las características dinámicas estructurales para vibración horizontal y vertical (amortiguamiento, disipación por comportamiento inelástico), etc.

Por otro lado, también se estudió la influencia del componente sísmico vertical en la respuesta no lineal de vigas y marcos de concreto reforzado. Para los análisis dinámicos paso-a-paso se consideraron un conjunto de registros ligados a sismos originados en la zona de subducción de las Costas del Pacífico de México.

Adicionalmente, fueron expuestas ecuaciones generales para estimar el periodo fundamental vertical de vigas; asimismo, fueron propuestas ecuaciones generales para estimar el periodo fundamental vertical de vigas de marcos resistentes a momento. Estas ecuaciones son función de la rigidez elástica a flexión, la carga uniforme, el claro de la viga, y de un factor adimensional. La ecuación que se ajusta para obtener el último parámetro, el cual depende de la relación entre las rigideces a flexión de la viga y las columnas conectadas, es perfectamente congruente con sus condiciones de frontera.

En los análisis dinámicos de vigas con condiciones simples de apoyo, sometidas a demandas espectrales similares, se obtuvieron niveles similares de rotación plástica. Lo anterior muestra que el nivel de daño esperado depende de la intensidad espectral correspondiente. Este hecho contradice a los reglamentos que suponen que el daño se centrará en ciertos elementos estructurales vulnerables al componente sísmico vertical, como vigas presforzadas, vigas en voladizo, o vigas de gran claro.

Con base en los análisis dinámicos paso-a-paso de las estructuras en estudio, y con registros mexicanos de movimientos fuertes del terreno aplicados independiente y simultáneamente, se presentan las siguientes observaciones:

- A. Si el sistema permanece elástico ante la acción de la carga gravitacional y el componente sísmico vertical, las respuestas globales y locales con el componente horizontal independiente y simultáneamente con el vertical son prácticamente idénticas.
- B. Si el sistema incurre en el intervalo inelástico ante la acción de la carga gravitacional y el componente sísmico vertical, las respuestas globales y locales con el componente horizontal independiente y simultáneamente con el vertical son notablemente diferentes.

El caso de comportamiento inelástico en análisis dinámicos con el componente sísmico vertical no es el más común. Generalmente los registros de gran amplitud en el sentido vertical corresponden a movimientos sísmicos cerca del epicentro, en general con contenidos elevados de energía en altas frecuencias; por ello, las mayores ordenadas del espectro de pseudoaceleraciones para respuestas verticales corresponden a sistemas con periodos naturales bajos de vibración en la dirección vertical; en este caso, los desplazamientos espectrales son pequeños y la probabilidad de que ocurran articulaciones plásticas es baja. Para periodos muy largos la aceleración espectral decrece, y lo mismo ocurre con la probabilidad de que ocurran articulaciones plásticas. Las condiciones más desfavorables se dan para sistemas o elementos de periodos intermedios en la dirección vertical, entre los que están incluidas las vigas de baja rigidez transversal.

De los estudios de respuesta presentados se concluye que el componente vertical de registros correspondientes a sismos con distancia epicentral y profundidad focal pequeña, actuando independientemente, conduce a la plastificación de ciertas secciones de elementos estructurales y, por lo tanto, influye negativamente en el comportamiento estructural.

De acuerdo con los resultados mostrados, las máximas rotaciones plásticas en los elementos estructurales se obtuvieron con los registros de las mayores intensidades verticales, es decir, con los registros que presentan las mayores aceleraciones espectrales asociadas al periodo de vibración vertical de los modos correspondientes. Estos registros corresponden a los obtenidos en el valle de Mexicali, y cuya característica principal es que están relacionados con sismos superficiales y con estaciones cercanas al epicentro.

Finalmente, se concluye la necesidad de llevar a cabo estudios posteriores que consideren el componente vertical de movimientos del terreno, a fin de proponer recomendaciones cuantitativas de diseño sismorresistente en los reglamentos de construcciones, que consideren adecuadamente los efectos de las aceleraciones verticales del terreno en aquellos sitios en que puedan ser importantes.



## REFERENCIAS

- Abe, K y H Watanabe (1996), "A study on amplification factors of earthquake motions observed at a granite site and relationship between their vertical and horizontal motions", *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, CDROM.
- Ambraseys, N y J Liteheiser (1989), "Attenuation of vertical peak acceleration", *Bulletin of the Seismological Society of America*, No. 79, pp. 549-580.
- Anderson, J C y V V Bertero (1973), "Effects of gravity loads and vertical ground acceleration on the seismic response of multistory frames", *Memorias, V World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia.
- Bozorgnia, Y, M Niazi y K W Campbell (1996), "Relationship between vertical and horizontal response spectra for the Northridge earthquake", *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, CDROM.
- Bozorgnia, Y, K W Campbell y M Niazi (2000), "Observed spectral characteristics of vertical ground motion recorded during worldwide earthquake from 1957 to 1995", *Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo No. 2671, CDROM.
- Cheng, F Y y K B Oster (1974), "The effect of parametric earthquake motions on structural ultimate capacity", *Memorias, 3<sup>rd</sup> and 4<sup>th</sup> National Meeting of the Universities Council for Earthquake Engineering Research*, Pasadena, California.
- Chopra, A K (1995), *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, USA.
- Elnashai, A S (1997), "Seismic design with vertical earthquake motion", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Balkema, Rotherdam, pp. 91-100.
- Esteva, J A (1996), "Criterios de diseño sísmico tomando en cuenta el componente vertical del movimiento", *Tesis de Maestría*, DEPMI, UNAM, México.
- Goel, S C (1977), "Seismic behavior of multistory k-braced frames under combined horizontal and vertical ground motion", *Memorias, VI World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India.
- Hudson, M B, B D Skyers y L Marshall (1996), "Vertical strong ground motions characteristics of the Northridge earthquake", *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Artículo 728, CDROM.
- Iyengar, R N y M Shinozuka (1972), "Effect of self weight and vertical acceleration on the behavior of tall structures during earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, No. 1.
- Iyengar, R N y T K Saha (1977), "Effect of vertical ground motion on the response of cantilever structures", *Memorias, VI World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India.
- Jennings, P C y R Husid (1968), "Collapse of yielding structures during earthquakes", *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 94, No. EM5.

- Kawashima, K, K Aizawa y K Takahashi (1985), “Attenuation of peak ground motion and absolute acceleration response spectra of vertical ground motion”, *Memorias, Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 2, No. 2, pp. 169-176.
- Kehoe, B E y M R Atalla (2000), “Considerations of vertical acceleration on structural response”, *Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo No. 1065, CDROM.
- Kikuchi, K y K Yoshimura (1984), “Effect of vertical component of ground motions and axial deformation of columns on seismic behavior of R/C building structures”, *Memorias, VIII World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California.
- Kusunoki, K (1998), “Estudio sobre el efecto de las aceleraciones verticales en el comportamiento de estructuras a base de marcos”, *Tesis Doctoral* (documento escrito en Japonés, traducido por Óscar López Bátiz), Universidad de Tokio, Japón.
- López, O A y A K Chopra (1978), “Studies of structural response to earthquakes ground motion”, *Reporte No. UCB/EERC-78/07*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Mohammadioun, G y B Mohammadioun(1996), “Vertical / horizontal ratio for strong ground motion in the near field and soil non-linearity”, *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, CDROM.
- Newmark, N M (1973), “A Study of vertical and horizontal spectra”, *Reporte WASH-1255*, Washington, D.C., U.S. Atomic Energy Commission, Directorate of Licensing.
- Ohno, S, T Konno y K Abe (1996), “Method of evaluating horizontal and vertical earthquake ground motions for seismic design”, *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, CDROM.
- Papaleontiou, C y J M Roesset (1993), “Effect of vertical accelerations on seismic response of frames”, *Memorias, Structural Dynamics - Eurodyn '93*, Balkema, Rotterdam, pp. 19-26.
- Papazoglou, A J y A S Elnashai (1996), “Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 25, pp 1109-1137.
- Paz, M (1994), *International handbook of earthquake engineering: codes, programs and examples*, Mario Paz (editor), Chapman & Hall, Estados Unidos.
- Perea, T y L Esteva (1999), “Relación entre la componente vertical y la horizontal de movimientos sísmicos e influencia de la componente vertical en el comportamiento de un edificio de concreto reforzado”, *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, Vol. I, pp. 397-406.
- Perea, T, J Alamilla y L Esteva (2001), “Funciones de atenuación generalizadas para la simulación de acelerogramas de la componente vertical en roca”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, CDROM.
- Perea, T (2002), “Introducción al estudio de la componente vertical de movimientos sísmicos y su influencia en el comportamiento estructural”, *Tesis de Maestría*, DEPMI, UNAM, México.

Perea, T y L Esteva (2003a), “Análisis de la componente vertical de registros sísmicos en México”, *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, Guanajuato, Artículo I-06, CDROM.

Perea, T y L Esteva (2003b), “Efecto de la componente sísmica vertical en el análisis no lineal de vigas y marcos de concreto reforzado”, *Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, Guanajuato, Artículo VII-03, CDROM.

Reyes-Salazar, A y A Haldra (2000), “Consideration of vertical acceleration and flexibility of connections on seismic response of steel frames”, *Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo No. 1171, CDROM.

Rosenblueth, E (1975), “Efectos del componente sísmico vertical en edificios altos”, *Memorias, IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Oaxaca, México.

Saragoni, G R y G C Hart (1974), “Simulation of artificial earthquakes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 2, No. 3, pp. 249-267.

Sharma, M L (2000), “Attenuation relationship for estimation of peak ground vertical acceleration using data from strong motion arrays in India”, *Memorias, XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo No. 1964, CDROM.

Singh, J P (1995), “Seismic loading: code versus site specific”, *Portland Regional Seminar on Seismic Engineering Issues*.

Sovero, G (1986), “Un criterio de reducción por ductilidad del componente sísmico vertical”, *Tesis Doctoral*, DEPMI, UNAM, México.

Tani, S y S Soda (1977), “Vertical load effect on structural dynamics”, *Memorias, VI World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India.

Tani, S y S Soda (1980), “Dynamics of reinforced concrete frames subjected to horizontal and vertical ground motions”, *Memorias, VII World Conference on Earthquake Engineering*, Estambul, Turquía.

Yamanouchi, T y H Hasegawa (1996), “Seismic performance of model structures designed by old and new Japanese seismic codes, against the 1995 Kobe earthquake ground motions”, *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, CDROM.

Young, W C y R G Budynas (2002), *Roark's formulas for stress and strain*, Mc Graw Hill, séptima edición.