

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth (Austria) mediante un modelo simplificado

Consuelo Gómez, Sergio Oller y Alex H. Barbat

Universidad Politécnica de Cataluña
Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Resistencia de Materiales en la Ingeniería
Jordi Girona 1-3, Edificio C1, Campus Norte
08034, Barcelona, España
Tel.: 34-93-401 64 85, Fax: 34-93-401 10 48
e-mail: soberon@cimne.upc.es

Resumen

En la actualidad existen muchos puentes, construidos hace veinte o treinta años, que han sido proyectados aplicando normativas que luego han sido actualizadas, tanto en lo referente a la peligrosidad como a los métodos de cálculo. Para estas estructuras son necesarias herramientas de evaluación confiables que permitan evaluar su futuro comportamiento sísmico. En busca de ese objetivo, en un trabajo previo los autores han propuesto un método de análisis basado en la determinación de la degradación máxima de las pilas del puente. En este artículo se aplica la metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Puente Warth, Austria, construido hace 30 años bajo requisitos de diseño ahora obsoletos. Para esta estructura se realizaron varias simulaciones por Monte Carlo, considerando las incertidumbres asociadas a los parámetros de definición de la peligrosidad sísmica y a las características estructurales. A través de los resultados obtenidos se define el comportamiento futuro de la estructura para un posible escenario sísmico y se comprueba la bondad y confiabilidad del modelo simplificado propuesto.

Palabras clave:

Vulnerabilidad sísmica, análisis dinámico de puentes, estimación del daño, curvas de fragilidad.

EVALUATION OF THE SEISMIC VULNERABILITY OF THE WARTH BRIDGE (AUSTRIA) USING A SIMPLIFIED MODEL

Summary

Actually, many of the existing bridges, built twenty or thirty years ago, have been designed by using codes which later have been updated in what concerns the seismic hazard and the analysis methods. For these structures, reliable evaluation tools that could be applied in the estimation of their future seismic behavior are necessary. Therefore, in a previous work the authors proposed a methodology of analysis, based on the determination of the maximum degradation of bridge piers. In this paper the application of this methodology to the evaluation of the seismic vulnerability of the Warth Bridge, built with now obsolete design requirements, is presented. For this structure Monte Carlo simulations were performed, considering uncertainties in the seismic hazard and in the structural characteristics. The obtained results allow to evaluate the future behavior of the structure for a possible seismic scenario and to demonstrate goodness and reliability of the proposed simplified model.

Keywords:

Seismic vulnerability, dynamic analysis of bridges, damage estimation, fragility curves.

INTRODUCCIÓN

Un gran número de los puentes de los actuales sistemas de transporte fue construido hace veinte o treinta años y las normativas actuales plantean requisitos de diseño más exigentes que los de aquel tiempo. Por una parte, en muchos casos han sido actualizados los mapas de peligrosidad sísmica incrementándose el nivel de la acción de diseño. En otros casos, los requisitos de las normativas son más exigentes en lo referente a la calidad de los materiales o en las exigencias de seguridad. Además, algunas de estas estructuras presentan ahora diferentes grados de deterioro. Por todo esto, es necesario evaluar su vulnerabilidad sísmica de manera adecuada para tomar decisiones sobre su futuro refuerzo y rehabilitación.¹

En la estimación del comportamiento actual de las estructuras existentes es ya común la determinación de su vulnerabilidad sísmica mediante curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño. En las investigaciones probabilistas, los análisis múltiples, que consideran las incertidumbres inherentes al problema, requieren el uso de métodos de cálculo confiables y económicos. En busca de este objetivo, en un artículo previo² se propuso una herramienta de caracterización del daño en puentes de hormigón armado de eje simple de pilas. Esta herramienta se basa en la definición del daño máximo de las pilas y del daño global de la estructura a través de la obtención de la inercia degradada en la sección transversal de pilas.

En este trabajo se presenta un estudio probabilista de la vulnerabilidad sísmica del Puente Warth (perteneciente a la tipología de estudio), situado sobre la autopista Viena–Graz, en Austria, mediante la metodología de análisis simplificada mencionada. Este puente, construido a principios de los años setenta, es una estructura de hormigón armado, formada por siete vanos y seis pilas de sección transversal tipo cajón. Conforme a las normas de diseño vigentes, el puente requiere estudios que indiquen su estado actual.

En este trabajo se mostrarán los pasos seguidos para definir la vulnerabilidad sísmica del puente estudiado, incluyendo la simulación de señales sísmicas representativas de un posible escenario sísmico y la realización de diferentes simulaciones por Monte Carlo. Los resultados obtenidos permitirán examinar la validez del modelo simplificado en el caso de análisis múltiples.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El Puente Warth, construido hace aproximadamente treinta años, fue diseñado para una aceleración sísmica horizontal de 0,04 g, usando un método de análisis cuasi-estático. Ahora, conforme al actual Código Sísmico Austríaco,³ es necesario considerar para la zona de ubicación de la estructura aceleraciones de diseño horizontales del orden de 0,1 g. El cambio en la aceleración sísmica de diseño motivó el estudio de la reciente actividad sísmica de la zona y la ocurrencia de sismos más severos que los correspondientes a la normativa de la época en la que se diseñó el Puente Warth. Además de la variación de las posibles cargas externas, la antigüedad de la estructura motiva el análisis de su estado actual con vista a su seguridad en el futuro.

El Puente Warth es una estructura de hormigón armado que tiene dos vanos de 62,0 m y cinco vanos de 67,0 m, lo que da lugar a una longitud total de 459,0 m. La estructura tiene seis pilas con alturas de 31,0 m, 39,0 m, 37,0 m, 36,0 m, 30,0 m y 17,6 m, tal como se puede observar en la Figura 1.

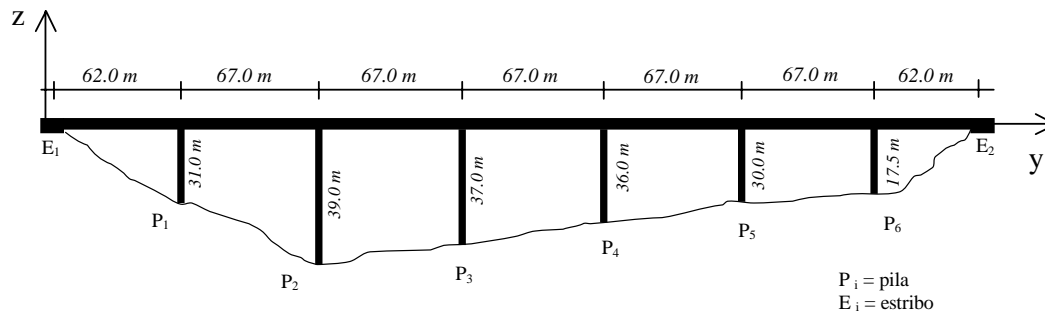


Figura 1. Estructura de estudio

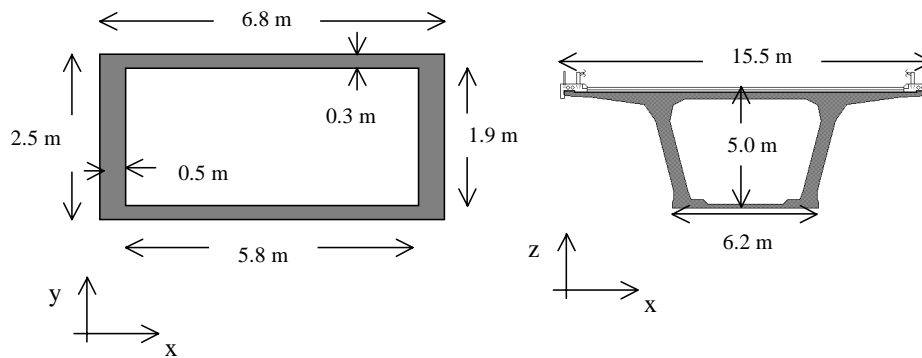


Figura 2. Sección transversal de las pilas (izquierda) y del tablero (derecha) del Puente Warth

El tablero del Puente Warth es de sección transversal tipo cajón, con alturas totales de 5,0 m y ancho máximo de calzada de 15,5 m. Por su parte, las pilas del puente tienen sección transversal cajón (tal como puede verse en la Figura 2) y los apoyos de sustento de los elementos del tablero son elastómeros de sección transversal circular. A través de los planos originales de la estructura,⁴ las dimensiones generales de los principales elementos estructurales son

$$\text{pilas} \begin{cases} A_c = 5,98 \text{ m}^2 \\ I_{yy_c} = 103,74 \text{ m}^4 \\ I_{xx_c} = 14,88 \text{ m}^2 \\ J_c = 27,45 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \text{vigas} \begin{cases} A_v = 10,5 \text{ m}^2 \\ I_{zz_v} = 136,65 \text{ m}^4 \\ I_{xx_v} = 129,29 \text{ m}^4 \\ J_v = 73,24 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \text{apoyos} \begin{cases} A_p = 1,33 \text{ m}^2 \\ a = 0,25 \text{ m} \end{cases}$$

A partir de los planos originales también se obtiene que la resistencia a compresión simple del hormigón armado es de $f'_c = 45,0$ MPa para el tablero y de $f'_c = 40,0$ MPa para las pilas. En ambos elementos, el peso específico y el módulo de Poisson del hormigón armado son $\gamma = 24,0$ kN/m³ y $\nu = 0,2$, respectivamente. Para considerar el peso específico de los componentes no estructurales del sistema de piso (como pavimentos y barandillas), el valor del peso específico de las vigas fue modificado hasta alcanzar el valor de $\gamma = 28,0$ kN/m³. Por su parte, para el acero de refuerzo se utilizó $\gamma = 78,5$ kN/m³ y $\nu = 0,3$.

En el presente trabajo se obtiene el módulo de elasticidad del hormigón armado, E_c , mediante la Teoría de Mezclas,⁵ la cual determina las propiedades de los elementos compuestos por más de un material. Concretamente, el módulo de elasticidad de las pilas de hormigón armado es

$$E_c = k_h E_h + k_a E_a \quad (1)$$

donde

$$k_h = \frac{A_h}{A} \quad k_a = \frac{A_a}{A} \quad (2)$$

y E_h , E_a y E_c son el módulo de Young del hormigón, del acero longitudinal de refuerzo y del material compuesto, respectivamente, A_h , A_a y A_c son las áreas asociadas a éstos. Para obtener el módulo de elasticidad compuesto se consideró que los módulos de elasticidad del hormigón y del acero son de $E_h = 2,8 \times 10^4$ MPa y $E_a = 2,0 \times 10^5$ MPa, respectivamente.

CALIBRACIÓN DEL MODELO

El modelo simplificado propuesto² se calibró utilizando los resultados obtenidos durante las campañas experimentales realizadas al puente por el Instituto ÖFPZ-ARSENAL.^{4,6} Durante dichas campañas se determinaron el amortiguamiento, las formas modales y las frecuencias de vibración. En la columna dos de la Tabla I se muestran los valores de los seis primeros periodos experimentales.

Las características del modelo simplificado del Puente Warth también fueron calibradas mediante un modelo de elementos finitos (modelo EF en las Tablas I y II), con el objetivo de comparar las respuestas máximas elásticas obtenidas mediante este modelo y el método simplificado propuesto. El modelo EF se desarrolló mediante el programa ABAQUS,⁷ considerando ocho elementos viga de Timoshenko para pilas y segmentos del tablero. Además, en el modelo EF se consideraron elementos viga de sección cajón equivalente para el tablero, fijación de desplazamientos en los estribos y en la unión tablero-pila y compatibilidad de traslaciones en la unión tablero-pila. En la columna tres de la Tabla I se indican los seis primeros periodos de vibración del modelo EF, que también ha sido calibrado con los resultados experimentales.

Modo	Periodos T (s)		
	Experimental	EF	Modelo simplificado
1	1,25 (t)	1,18 (t)	1,17
2	0,91 (t)	0,93 (t)	0,94
3	0,62 (t)	0,67 (t)	0,78
4	0,45 (t)	0,52 (t)	0,71
5	0,34 (t)	0,39 (t)	0,60
6	0,27 (t)	0,33 (t)	0,33
$t = \text{transversal}$			

Tabla I. periodos obtenidos experimentalmente y mediante diferentes modelos de análisis

Finalmente, definiendo las características dinámicas del Puente Warth mediante el modelo simplificado de análisis propuesto por Gómez *et al.*,⁵ se obtuvieron las frecuencias y periodos de la estructura. En este cálculo fue utilizado como variable de calibración el módulo de cortante, G , de los apoyos. Los principales resultados obtenidos mediante el modelo simplificado se muestran en la columna cuatro de la Tabla I.

Comparando todos los valores de la Tabla I, se observa que existe una buena concordancia entre ellos, excepto para las últimas dos filas cuyos valores divergen ligeramente. Este último aspecto no es esencial, ya que tal como se verá en los resultados obtenidos tanto mediante el modelo de EF como utilizando el procedimiento simplificado, los primeros modos de vibración gobiernan la respuesta de la estructura.

Número de pila	Respuestas máximas en la cabeza de pilas. Modelo EF			Respuestas máximas en la cabeza de pilas. Modelo simplificado		
	Desp. (cm)	Vel. (cm/s)	Acel. (cm/s ²)	Desp. (cm)	Vel. (cm/s)	Acel. (cm/s ²)
1	3,52	17,79	17,79	2,16	11,41	61,39
2	7,24	36,64	36,64	6,94	35,85	188,79
3	8,51	42,00	42,00	7,71	39,91	209,11
4	6,22	31,20	31,20	5,62	29,30	154,06
5	2,61	13,11	13,11	1,86	9,42	55,02
6	0,37	1,87	1,87	0,25	1,21	9,93

Tabla II. Valores máximos obtenidos mediante los modelos de elementos finitos y simplificado

Mediante el modelo de EF y el modelo simplificado propuesto se determinó la respuesta de la estructura realizando un análisis elástico. En este análisis se empleó como aceleración externa una función senoidal de frecuencia concordante con la frecuencia fundamental de la estructura (Tabla I) y de 10 s de duración.

Del análisis elástico se obtuvieron los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas para cada grado de libertad en la cabeza de las pilas. Dichas respuestas, generadas con ambos modelos, se muestran en la Tabla II. Comparando los valores de esta tabla se concluye que el modelo simplificado captura de manera razonable la respuesta máxima de la estructura.

PELIGROSIDAD SÍSMICA EN LA ZONA DE UBICACIÓN DEL PUENTE

El Puente Warth se encuentra localizado en Austria, en la denominada cuarta región sísmica, es decir de sismicidad moderada según la normativa de dicho país. Dicha zona está caracterizada en la actual normativa de diseño sísmico³ por una aceleración horizontal máxima de 0,1 g. Históricamente, las magnitudes máximas registradas (en la escala de Richter) para esta región son próximas al valor de 5,5, aunque algunas investigaciones deducen que la magnitud máxima probable podría ser de 6,0.⁸

Para la definición de la peligrosidad en la zona de ubicación del Puente Warth se utilizaron registros sísmicos simulados, ya que los registros reales disponibles eran escasos para obtener conclusiones estadísticas confiables. Dentro del campo de la simulación de sismos, se utilizaron modelos no estacionarios para la generación de señales artificiales,^{9,10} basados en la compatibilidad entre los espectros de velocidad de las señales artificiales y de los registros reales. Se utilizaron procesos estacionarios del tipo

$$z(t) = \sum_{j=1}^n A_j \sin(\omega_j t + \varphi_j) \quad (3)$$

es decir, suma de funciones senoidales de amplitud A , frecuencia ω y ángulo de fase aleatorio, φ , de distribución uniforme entre 0 y 2π . En este proceso, el carácter no estacionario de la excitación sísmica se obtuvo multiplicando las señales estacionarias determinadas mediante la ecuación (3) por una función envolvente que considera la variación en amplitud y contenido de frecuencia de la señal original.

En la determinación de señales no estacionarias artificiales se partió de seis acelerogramas, uno para cada ubicación de pilas. Estos seis acelerogramas originales fueron generados por Panza *et al.*¹¹ mediante modelos sismológicos deterministas, considerando un escenario sísmico probable de magnitud 5,5, una distancia a la fuente de 8 km y una duración total

de 20 s. Entonces, para cada uno de estos seis acelerogramas originales obtenidos por Panza *et al.* se simularon familias 20 registros artificiales, similares en su aspecto, pero diferentes en el detalle. En estas familias, la naturaleza evolutiva de los sismos fue definida mediante la función de modulación base, en amplitudes, del modelo de Shinozuka y Sato.¹²

VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE WARTH

La predicción de daño sísmico que una estructura puede sufrir durante su vida útil es un problema probabilista, debido a las incertidumbres inherentes en las características de la futura acción externa y del modelo estructural. Así, por ejemplo, no es posible predecir con antelación el momento exacto de la ocurrencia de un sismo y tampoco se puede estimar con precisión su amplitud, contenido de frecuencias o duración. Además, las propiedades geométricas y mecánicas de los modelos estructurales, tales como resistencia, rigidez, energía de fractura o amortiguamiento están afectadas por incertidumbres.¹³ Todas estas consideraciones obligan a que el estudio de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras se realice mediante simulación probabilista.

La herramienta habitual para realizar análisis estadísticos es la simulación por Monte Carlo que considera que la respuesta y del sistema depende de un grupo de variables de entrada x aleatorias, cuya descripción probabilística marginal es conocida de antemano.¹⁴ A través de la aplicación de algoritmos estadísticos se generan muestras con un gran número de elementos de las variables de entrada, cuyos histogramas se aproximan a la distribución marginal de las poblaciones asociadas. A partir de éstas se generan poblaciones grandes de las variables de salida, mediante el uso repetido de un programa de cálculo determinista del puente basado en el modelo simplificado.

De esta manera se evalúa el daño estructural esperado y se generan curvas de fragilidad aplicando el programa STAC,¹⁵ el cual es una herramienta avanzada para resolver problemas de análisis estocásticos de sistemas físicos generales. Las curvas de fragilidad son relaciones gráficas o funcionales que expresan en forma continua la vulnerabilidad de las estructuras en función del tamaño del sismo o del nivel de daño. Es decir, son representaciones continuas de las probabilidades condicionales $P[D = j/i]$, las cuales se entienden como la probabilidad de obtener un daño igual a j , dado una acción externa o nivel de daño de tamaño igual a i .

En este trabajo se seleccionaron las variables aleatorias de las Tablas III y IV, que describen las características del modelo simplificado. Todas tienen distribución lognormal, según las referencias consultadas.

Como variables de respuesta estructural se consideraron al daño máximo de cada pila, utilizando dos índices de daño, y al daño máximo del puente, mediante tres índices de daño global, generados estos últimos a partir de los primeros. Los índices de daño de pilas aplicados, D y DP (este último propuesto por DiPasquale y Cakmak²), se expresan como

$$D = \frac{M_e - M_{\text{int}}}{M_e} \quad (4)$$

$$DP = 1 - \frac{(T_0)^2}{(T_f)^2} \quad (5)$$

donde M_e y M_{int} son los momentos máximos externos e internos en cada pila, T_0 es el periodo elástico de cada pila al inicio del análisis y T_f es el periodo registrado al final de éste. A partir de las ecuaciones (4) y (5), el daño global del puente se representa mediante:

- *Índice global medio*, D_m , determinado como el valor medio de los índices de daño de pilas expresados por la ecuación (4)

$$D_m = \frac{\sum_i D_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad (6)$$

donde n_p es el número de pilas del puente.

- *Índice global funcional*, D_p , entendido como un indicador del estado de servicio del puente

$$D_p = 1 - [\prod_i (1 - D_i)] \quad i = 1, \dots, n_p \quad (7)$$

- *Índice medio de periodos*, D_a , calculado como el valor medio de los índices de daño de periodos de las pilas de la ec. (5)

$$D_a = \frac{\sum_i DP_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad (8)$$

Variable	Descripción	Media	Coefficiente de variación
f'_c (MPa)	resistencia a compresión simple ^{16,17}	40,0	0,18
f_t (MPa)	resistencia a tensión simple ¹⁸	4,0	0,05
E_c (MPa)	módulo de elasticidad del hormigón ¹⁹	2,8E04	0,077
E_a (MPa)	módulo de elasticidad del acero de refuerzo ²⁰	2,1E05	0,08
G_f (KJ/m ²)	energía de fractura ^{21,22}	1,0	0,003
A_a (m ²)	área del acero de refuerzo en pilas ^{23,24}	variable	0,1
γ_c (kN/m ³)	densidad en pilas ²⁵	24,5	0,05
E_v (MPa)	módulo de elasticidad en vigas ^{17,18}	3,18E04	0,077
γ_v (kN/m ³)	densidad en vigas ²⁵	28,2	0,05
G (MPa)	módulo de corte ^{17,18}	variable	0,077

Tabla III. Características de las variables aleatorias mecánicas

Variable	Descripción	Media	Coefficiente de variación
b (m)	base de la sección cajón de pilas ^{17,24}	2,50	0,021
h (m)	altura de la sección cajón de pilas ^{17,25}	6,80	0,027
t_1 (m)	espesor de la sección de pilas ²⁴	0,30	0,06
t_2 (m)	espesor de la sección de pilas ²⁴	0,30	0,06
t_3 (m)	espesor de la sección de pilas ²⁴	0,50	0,06
t_4 (m)	espesor de la sección de pilas ²⁴	0,50	0,06
L_p (m)	altura de pilas ^{16,24}	variable	0,045
A_v (m ²)	área de las secciones del tablero ^{23,24}	10,141	0,0095
L_v (m ²)	longitud de las secciones del tablero ^{16,24}	62,0; 67,0	0,045
A_p (m ²)	área de la sección de apoyos ^{24,26}	0,005	0,0095
a (m)	altura de los apoyos ²⁷	0,25	0,027
h_a (m)	distancia en planta entre apoyos ^{16,24}	4,50	0,045

Tabla IV. Características de las variables aleatorias geométricas

CURVAS DE FRAGILIDAD

Para cada variable de salida se realizaron análisis estadísticos, de los cuales se determinaron los momentos estadísticos principales, tales como media (\bar{x}), intervalo de confianza de la media ($(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$), varianza (Var), desviación estándar (σ), intervalo de confianza de la desviación estándar ($(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$) y coeficiente de variación (COV). Además, se obtuvieron los histogramas y las curvas de frecuencias acumuladas en función del daño.

Para cada curva de frecuencias acumuladas empírica se ajustaron modelos de probabilidad teóricos mediante pruebas estadísticas de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov–Smirnov. En dichas pruebas se busca la función teórica que menores diferencias presente con las distribuciones empíricas, bajo niveles de significancia de 0,1; 0,05 ó 0,01.

Se realizaron diferentes simulaciones por Monte Carlo para el Puente Warth, considerando todas o parte de las variables aleatorias definidas en las Tablas III y IV. El principal objetivo de la incorporación o no de una variable aleatoria es verificar su influencia en el comportamiento estadístico de la estructura. Para todos los ejemplos se utilizaron muestras aleatorias de 500 elementos, valor que es considerado suficiente para obtener conclusiones estadísticas. En los siguientes apartados se discutirán los principales resultados obtenidos.

Ejemplo 1

Influencia de los parámetros estructurales aleatorios ante acción sísmica determinista

En este ejemplo fueron consideradas como aleatorias todas las variables de entrada de las Tablas III y IV. La acción externa se asumió determinista, descrita por los seis registros originales, simulados por Panza *et al.*¹¹, de magnitud de 5,5 y distancia a la fuente de 8 km. Además, se despreció el efecto de interacción suelo–estructura, de acuerdo con los resultados obtenidos durante las campañas experimentales.

Los momentos estadísticos del daño de pilas y globale del puente obtenidos en esta primera simulación se muestran en las Tablas V a VII. En estas tablas se muestran dos valores en las casillas de los intervalos de confianza de la media y la desviación estándar, los cuales representan los límites menor y mayor para un nivel de confianza del 95 %. El significado de las variables estadísticas mostradas en estas tablas se puede consultar en el anexo.

Momento	Daño						
	D_m	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6
\bar{x}	2,57E-02	3,16E-02	3,17E-02	4,07E-02	3,61E-02	1,40E-02	1,35E-16
$((\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%})$	2,40E-02	2,72E-02	2,69E-02	3,52E-02	3,06E-02	1,03E-02	1,20E-16
	2,74E-02	3,61E-02	3,65E-02	4,62E-02	4,17E-02	1,78E-02	1,49E-16
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	1,41E-02	3,72E-02	4,03E-02	4,62E-02	4,63E-02	3,16E-02	1,18E-16
$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	1,32E-02	3,41E-02	3,69E-02	4,23E-02	4,24E-02	2,89E-02	1,08E-16
	1,56E-02	4,04E-01	4,38E-02	5,01E-02	5,02E-01	3,42E-02	1,29E-16
$Var(x_1, \dots, x_N)$	2,07E-04	1,39E-03	1,63E-03	2,13E-03	2,14E-03	9,96E-04	1,40E-32
COV	56,0	117,6	127,2	113,5	128,1	224,7	88,1
x_{\max}	0,08	0,24	0,21	0,22	0,19	0,22	0

Tabla V. Momentos estadísticos para índices de daño medio global y de pilas. Ejemplo 1

En la Tabla VI se observa que la media del daño medio global de la estructura es del 2,6 %, mientras que la media de los daños de pilas cae entre el 1,5 % y el 4,0 %, excepto para la pila más corta que permanece en el rango elástico. Cuando se aplica como índice de daño global el propuesto por DiPasquale y Cakmak (ec. (5)), la media del daño de pilas se encuentra entre el 1,15 % y el 3,0 %, con un promedio del 1,4 %. Finalmente, en este ejemplo se obtuvo una media del índice de daño funcional de 14,6 % (Tabla VII), valor que representa el límite superior del daño de la estructura.

Momento	Daño						
	D_a	DP_1	DP_2	DP_3	DP_4	DP_5	DP_6
\bar{x}	1,44E-02	2,98E-02	1,83E-02	1,37E-02	1,30E-02	1,15E-02	7,78E-06
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	1,34E-02 1,54E-02	2,73E-02 3,22E-02	1,65E-02 2,01E-02	1,25E-02 1,50E-02	1,14E-02 1,46E-02	9,87E-03 1,31E-02	5,61E+06 9,94E-06
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	8,49E-03	2,01E-02	1,50E-02	1,05E-02	1,35E-02	1,34E-02	1,81E-05
$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	7,77E-03 9,21E-03	1,84E-02 2,18E-02	1,38E-02 1,63E-02	9,63E-03 1,14E-02	1,23E-02 1,46E-01	1,23E-02 1,46E-02	1,65E-05 1,96E-05
$Var(x_1, \dots, x_N)$	7,20E-05	4,05E-04	2,26E-04	1,11E-04	1,82E-04	1,80E-04	3,26E-10
COV	59,0	67,7	82,1	76,6	103,9	117,0	232,2
x_{\max}	0,047	0,12	0,085	0,0599	0,10	0,16	1,4E-04

Tabla VI. Momentos estadísticos para índices de daño medio global y de pilas de DiPasquale. Ejemplo 1

Daño							
Momento	D_m	D_p	D_a	Momento	D_m	D_p	D_a
\bar{x}	2,57E-02	1,46E-01	1,44E-02	$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	1,32E-02 1,56E-02	7,05E-02 8,35E-02	7,77E-03 9,21E-03
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	2,40E-02 2,74E-02	1,36E-01 1,55E-01	1,34E-02 1,54E-02	$Var(x_1, \dots, x_N)$	2,07E-04	5,93E-03	7,20E-05
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	1,41E-02	7,70E-02	8,49E-03	COV	56,0	52,9	59,0
–	–	–	–	x_{\max}	0,08	0,41	0,047

Tabla VII. Momentos estadísticos para índices de daño global, Ejemplo 1

Mediante las simulaciones por Monte Carlo se generaron histogramas y distribuciones de frecuencias acumuladas empíricas de las variables de salida. Para determinar los histogramas se asumieron 22 clases de daño, considerando los valores mínimo y máximo que cada variable tomaba en la muestra estadística, los cuales se indican en las últimas filas de las tablas de resultados asociadas. En las Figuras 3 y 4 se presentan los histogramas de los índices de daño de pilas y globales, respectivamente.

Para cada una de las curvas empíricas de distribución acumulada de frecuencias se ajustaron modelos teóricos, considerando las pruebas de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov–Smirnov. Como se observa en los histogramas de la Figura 3, la frecuencia de la primera clase de daño es mucho mayor que las restantes, debido a que los acelerogramas utilizados no producen daños en algunas de las variaciones de la simulación. Por esta razón

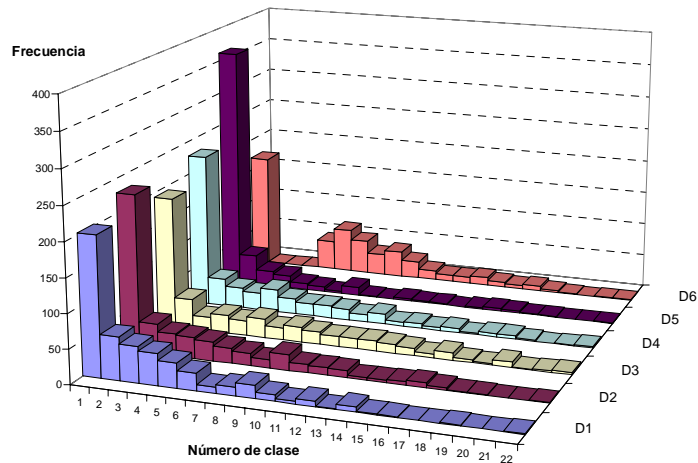


Figura 3, Histogramas de índices de daño de pilas. Ejemplo 1

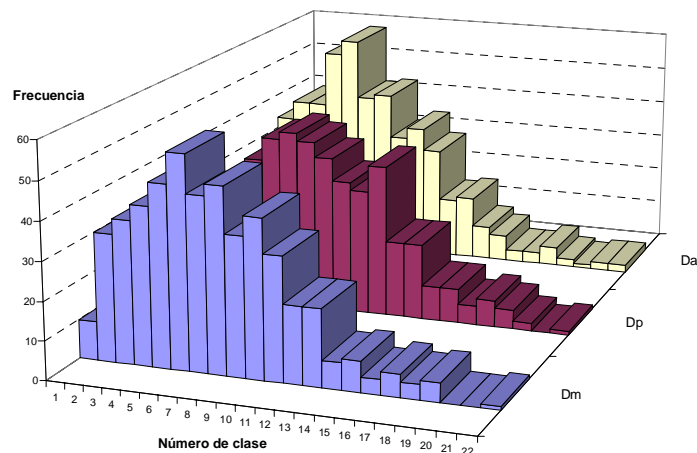


Figura 4. Histogramas de los índices de daño global. Ejemplo 1

el proceso de ajuste no pasa las pruebas estadísticas mencionadas. Por lo que, en algunos casos, los valores de índices de daño nulo (menores a $1,0 \times 10^{-6}$) fueron eliminados de la muestra y los ajustes se realizaron con los valores restantes. Puede afirmarse que en estas condiciones que las curvas teóricas así ajustadas son curvas condicionadas a la ocurrencia del daño.

Las curvas de fragilidad ajustadas a los resultados del primer ejemplo se muestran en las Figuras 5, 6 y 7. En estas Figuras se muestra, en el recuadro interno, la función de distribución teórica ajustada y el número de elementos de la muestra utilizados en el ajuste. Por ejemplo, en la Figura 7 D_m , *Weibull*, 500 significa que el daño global medio se ajustó a una distribución de probabilidad tipo Weibull usando 500 elementos. A partir de las curvas de fragilidad se puede deducir, por ejemplo, que el daño medio global (D_m en la Figura 7) será menor que 0,1 con una probabilidad aproximada de 0,35, cuando la excitación externa sea similar a la aquí empleada.

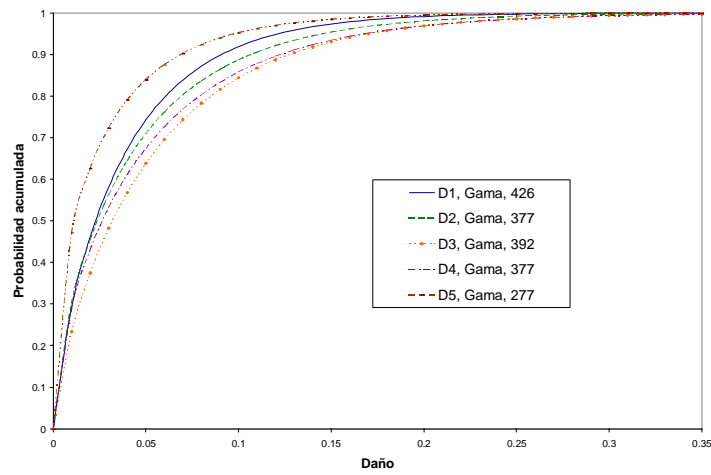


Figura 5. Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Ejemplo 1

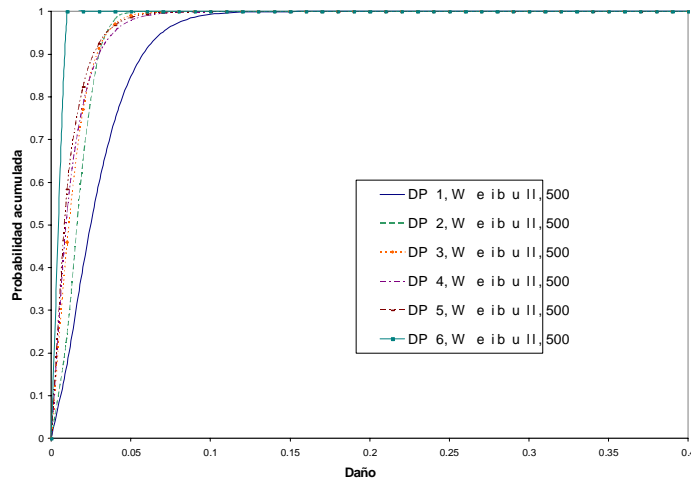


Figura 6. Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas de DiPasquale. Ejemplo 1

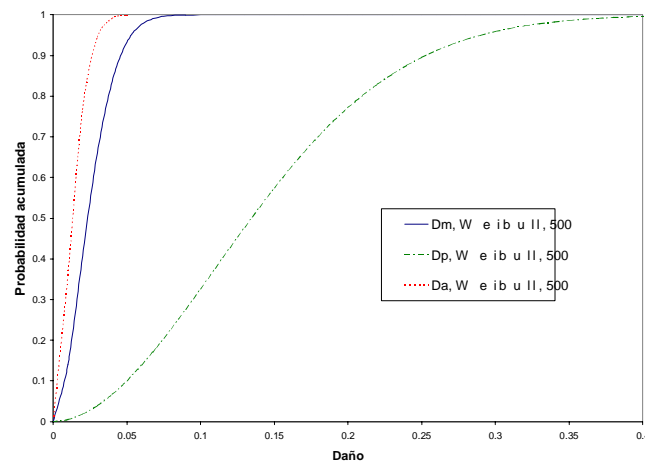


Figura 7. Curvas de fragilidad de los índices de daño global. Ejemplo 1

Ejemplo 2

Influencia de la aleatoriedad de la acción sísmica

En esta simulación se consideraron como aleatorias las mismas variables estructurales del ejemplo anterior (Tablas III y IV). En este caso, sin embargo, la excitación externa en cada pila se definió mediante familias de 20 acelerogramas artificiales. A cada variación de la simulación por Monte Carlo y a cada pila del puente se le asignó un elemento diferente de estas familias de sismos, considerando para el número asociado a esta señal una distribución de probabilidad uniforme entre 1 y 20.

Para la segunda simulación, en las Tablas VIII y IX se presentan los momentos estadísticos de los índices de daño de pilas y global. Los resultados de los índices de daño de DiPasquale en las pilas no se muestran, debido a que sus valores siguen un comportamiento similar a los del ejemplo anterior. En las Tablas VIII y IX se observa que los valores medios de los índices de daño global son $D_m = 3,6 \%$, $D_p = 19,4 \%$ y $D_a = 2,1 \%$. Esto indica que el considerar la excitación sísmica como un proceso aleatorio produce incrementos del daño global del orden del 40 %. Para esta simulación, la media de los daños en pilas, D , está entre el 0,3 % y el 7,6 %.

Momento	Daño						
	D_m	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6
\bar{x}	3,59E-02	4,52E-02	1,98E-02	2,17E-02	4,97E-02	7,60E-02	2,94E-03
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	3,13E-02	3,15E-02	1,45E-02	1,63E-02	3,73E-02	6,32E-02	0,00E+00
	4,05E-02	5,89E-02	2,52E-02	2,72E-02	6,21E-02	8,88E-02	8,30E-03
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	3,78E-02	1,13E-01	4,40E-02	4,52E-02	1,03E-01	1,06E-01	4,40E-02
$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	3,46E-02	1,01E-01	4,02E-02	4,13E-02	9,39E-02	9,70E-02	4,06E-02
	4,10E-02	1,23E-01	4,78E-02	4,90E-02	1,11E-01	1,15E-01	4,82E-02
$Var(x_1, \dots, x_N)$	1,43E-03	1,28E-03	1,93E-03	2,04E-02	1,05E-02	1,13E-03	1,97E-03
COV	105,3	250,8	221,8	208,4	206,7	139,6	151,2
x_{\max}	0,36	0,87	0,30	0,31	0,50	0,58	0,14

Tabla VIII. Momentos estadísticos para índices de daño medio global y de pilas. Ejemplo 2

Daño							
Momento	D_m	D_p	D_a	Momento	D_m	D_p	D_a
\bar{x}	3,59E-02	1,94E-01	2,07E-02	$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	2,28E-02	1,58E-01	2,28E-02
					2,71E-02	1,88E-01	2,71E-02
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	3,13E-02	1,73E-01	1,17E-02	$Var(x_1, \dots, x_N)$	6,22E-04	2,99E-02	6,22E-04
	4,05E-02	2,15E-01	2,37E-02				
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	3,78E-02	1,73E-01	2,49E-02	COV	120,5	89,1	120,5
—	—	—	—	x_{\max}	0,36	0,99	0,24

Tabla IX. Momentos estadísticos de los índices de daño global. Ejemplo 2

Los histogramas de los índices de daño global obtenidos en esta segunda simulación se muestran en la Figura 8, mientras que en las Figuras 9 y 10 se muestran las curvas de distribución ajustadas para los índices de daño de pilas y global, respectivamente.

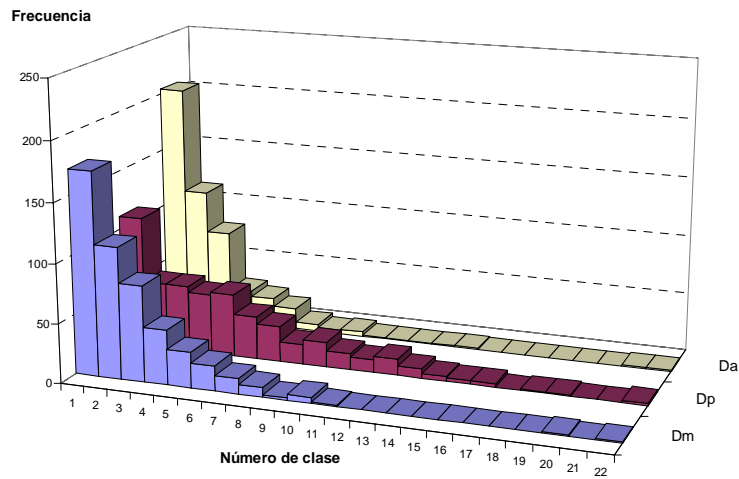


Figura 8. Histogramas de los índices de daño global. Ejemplo 2

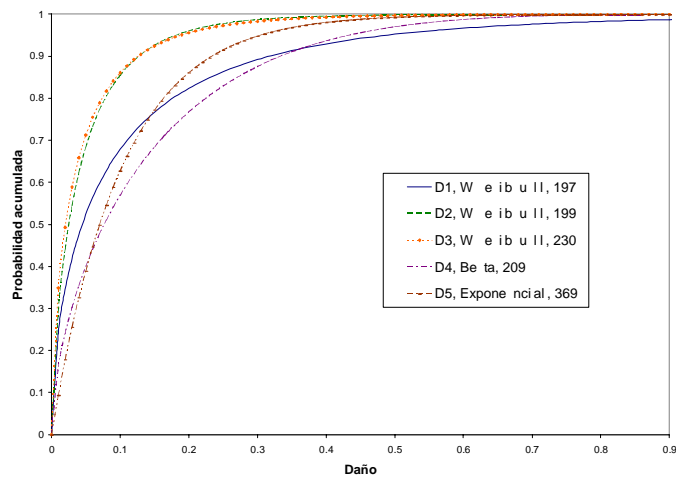


Figura 9. Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Ejemplo 2

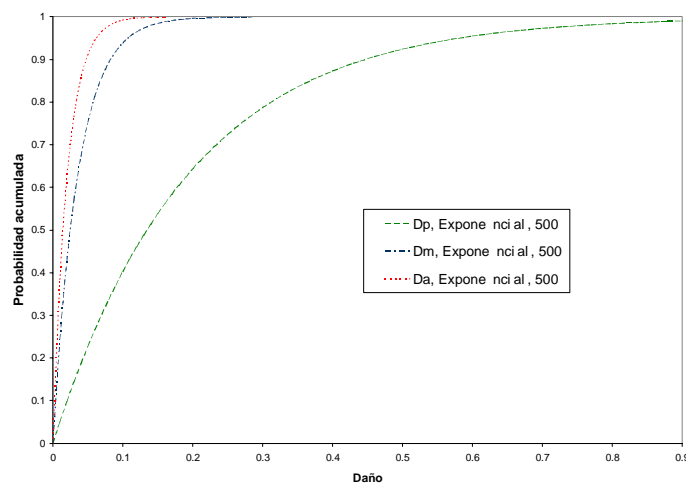


Figura 10. Curvas de fragilidad de los índices de daño global. Ejemplo 2

Ejemplo 3

Influencia de la aleatoriedad sólo de las características mecánicas

Para esta simulación se consideraron, al igual que en el Ejemplo 2, familias de acelerogramas artificiales, aunque solo se estimaron como variables aleatorias estructurales los parámetros mecánicos: f'_c , f_t , E_c , E_a , A_a , G_f , G , γ_c y γ_v (Tabla III). Esto es, las variables representativas de la geometría de los elementos (Tabla IV) fueron supuestas como parámetros deterministas, puesto que es poco probable que éstas mostraran variaciones importantes en un caso real.

Los momentos estadísticos de las variables de salida de este ejemplo se muestran en las Tablas X y XI. Como se observa en estas tablas, las medias de los índices de daño global son de $D_m = 3,35\%$, $D_p = 18,6\%$ y $D_a = 1,89\%$. La comparación de estos valores con sus similares del Ejemplo 2 (Tabla X), hace evidente la pequeña influencia que la variación de los parámetros dimensionales tiene en la respuesta estructural. Para esta simulación los valores medios de los daños en pilas están entre $3,0 \times 10^{-5}$ y $7,9\%$.

Momento	Daño						
	D_m	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6
\bar{x}	3,35E-02	4,14E-02	1,71E-02	2,15E-02	4,20E-02	7,91E-02	2,98E-05
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	2,99E-02	3,00E-02	1,27E-02	1,64E-02	3,06E-02	6,69E-02	0,00E+00
	3,71E-02	5,27E-02	2,15E-02	2,66E-02	5,34E-02	9,13E-02	1,10E-03
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	3,04E-02	9,47E-02	3,64E-02	4,23E-02	9,54E-01	1,02E-01	6,66E-04
$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	2,78E-02	8,66E-02	3,31E-02	3,87E-02	8,73E-02	9,32E-02	6,09E-04
	3,30E-02	1,03E-01	3,95E-02	4,59E-02	1,03E-01	1,11E-01	7,22E-04
$Var(x_1, \dots, x_N)$	9,26E-04	8,96E-03	1,32E-03	1,79E-03	9,09E-03	1,04E-03	4,43E-07
COV	90,8	228,9	212,8	196,7	227,0	128,8	2233,8
x_{\max}	0,18	0,83	0,21	0,25	0,49	0,54	0,15

Tabla X. Momentos estadísticos para índices de daño medio global y de pilas. Ejemplo 3

Daño							
Momento	D_m	D_p	D_a	Momento	D_m	D_p	D_a
\bar{x}	3,35E-02	1,86E-01	1,89E-02	$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	2,78E-02	1,428E-01	1,72E-02
					3,30E-02	1,69E-01	2,04E-02
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	2,99E-02	1,67E-01	1,66E-02	$Var(x_1, \dots, x_N)$	9,26E-04	2,42E-02	3,54E-04
	3,71E-02	2,04E-01	2,11E-02				
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	3,04E-02	1,56E-01	1,88E-02	COV	90,8	83,7	99,7
x_{\min}		0		x_{\max}		0,87	

Tabla XI. Momentos estadísticos para índices de daño global. Ejemplo 3

Los histogramas de este ejemplo son similares a los del Ejemplo 3, por lo que no se presentan. En las Figuras 11 y 12 se representan las curvas de fragilidad ajustadas para los índices de daño de pilas, D , y los índices de daño global. El comportamiento de estas curvas es similar al de las Figuras 9 y 10, reiterando la poca importancia de la aleatoriedad de las variables dimensionales.

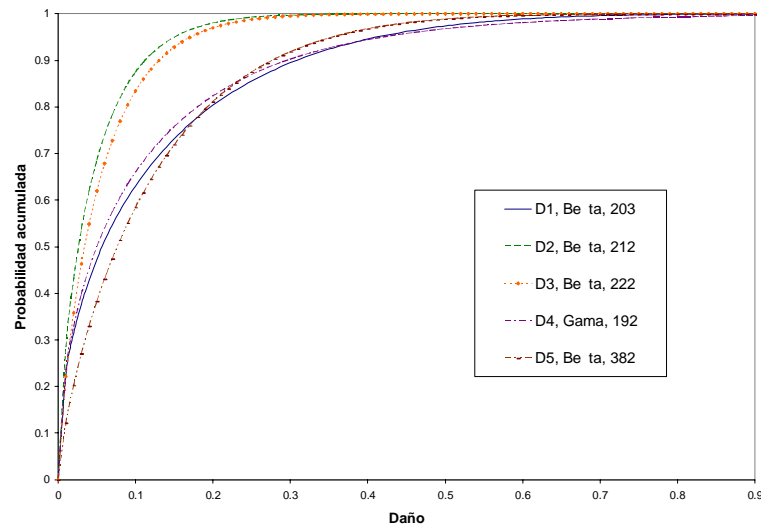


Figura 11. Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Ejemplo 3

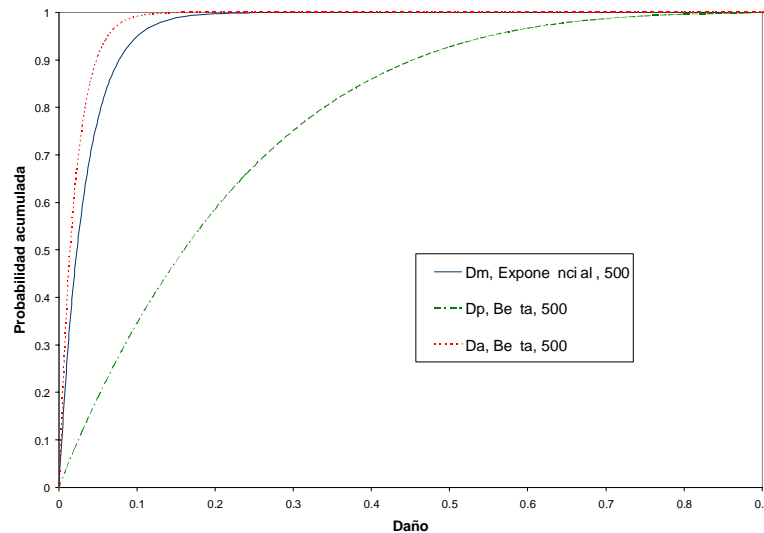


Figura 12. Curvas de fragilidad de los índices de daño global. Ejemplo 3

Ejemplo 4

Influencia de la amplitud de la acción sísmica

La cuarta simulación del comportamiento del Puente Warth fue realizada con el objetivo de estudiar la influencia de un incremento del 10 % en las amplitudes de las familias de sismos artificiales. Los momentos estadísticos principales de esta simulación se indican en las Tablas XII y XIII, donde se observa que las medias de los índices de daño global son $D_m = 6,52\%$, $D_p = 33,1\%$ y $D_a = 3,8\%$. Así, un incremento del 10 % en las amplitudes de la carga sísmica produce incrementos de casi el 80 % en la respuesta media global de la estructura. En este ejemplo la media de los daños de las pilas P_1 a P_5 se encuentra entre 3,4 % y 13,7 %. Para la pila P_5 , el intervalo de confianza del 95% de la media está entre el 12,1 % y el 15,3 %.

Momento	Daño						
	D_m	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6
\bar{x}	6,52E-02	8,79E-02	3,86E-02	5,27E-02	7,34E-02	1,37E-01	2,32E-03
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	5,94E-02 7,11E-02	6,87E-02 1,07E-01	3,16E-02 4,56E-02	4,34E-02 6,21E-02	5,87E-02 8,81E-02	1,21E-01 1,53E-01	0,00E+00 7,62E-03
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	4,92E-02	1,60E-01	5,84E-02	7,82E-02	1,23E-01	1,34E-01	4,42E-02
$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	4,50E-02 5,33E-02	1,47E-01 1,74E-01	5,35E-02 6,34E-02	7,16E-02 8,49E-02	1,12E-01 1,33E-01	1,22E-01 1,45E-01	4,05E-02 4,79E-02
$Var(x_1, \dots, x_N)$	2,42E-03	2,57E-02	3,41E-03	6,12E-03	1,50E-02	1,79E-02	1,95E-03
COV	75,4	182,2	151,5	148,3	167,1	97,9	1950,8
x_{\max}	0,46	0,86	0,35	0,59	0,54	0,59	0,98

Tabla XII. Momentos estadísticos para índices de daño medio global y de pilas. Ejemplo 4

Daño							
Momento	D_m	D_p	D_a	Momento	D_m	D_p	D_a
\bar{x}	6,52E-02	3,31E-01	3,76E-02	$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	4,50E-02 5,33E-02	1,788E-01 2,11E-01	3,05E-02 3,62E-02
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	5,94E-02 7,11E-02	3,08E-01 3,55E-01	3,36E-02 4,16E-02	$Var(x_1, \dots, x_N)$	2,42E-03	3,79E-02	1,11E-03
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	4,92E-02	1,95E-01	3,33E-02	COV	75,4	58,7	88,8
—	—	—	—	x_{\max}	0,46	0,99	0,36

Tabla XIII. Momentos estadísticos para índices de daño global. Ejemplo 4

Los histogramas y las curvas de fragilidad de los índices de daño se muestran en las Figuras 13 a 15. Los histogramas de los índices de daño global (Figura 13) muestran una mayor distribución de frecuencias en las 22 clases de daño consideradas, en comparación con los ejemplos anteriores. Esto se debe a que mayores amplitudes sísmicas producen mayor variación en los valores obtenidos del daño. Esta condición también se refleja en las curvas de fragilidad de las variables de salida, las cuales muestran variaciones más suavizadas. Por ejemplo, la pila P_1 alcanza una probabilidad acumulada de 0,9 para niveles de daño de 0,45 (Figura 15), mientras que este valor de daño para la misma variable de la tercera simulación es de 0,3, tal como se observa en la Figura 12.

Por propósitos comparativos, en la Tabla XIV se muestran las medias de los índices de daño global obtenidas en las cuatro simulaciones por Monte Carlo propuestas. Resumiendo los resultados obtenidos, en esta tabla se observa que considerar o no la aleatoriedad de la excitación sísmica puede modificar el daño medio casi un 40 % (Ejemplos 1 y 2). Además, se concluye que cuando no se consideran las posibles variaciones de los parámetros geométricos los índices de daño global no sufren modificaciones de consideración. El incremento de las amplitudes de las señales sísmicas en un 10 % puede generar medias de los índices de daño global casi 1,8 veces mayores que las obtenidas con las aceleraciones originales. El estudio de las respuestas determinadas de los cuatro ejemplos muestra que, ante excitaciones sísmicas similares a las aquí propuestas, el posible daño que sufriría la estructura sería menor.

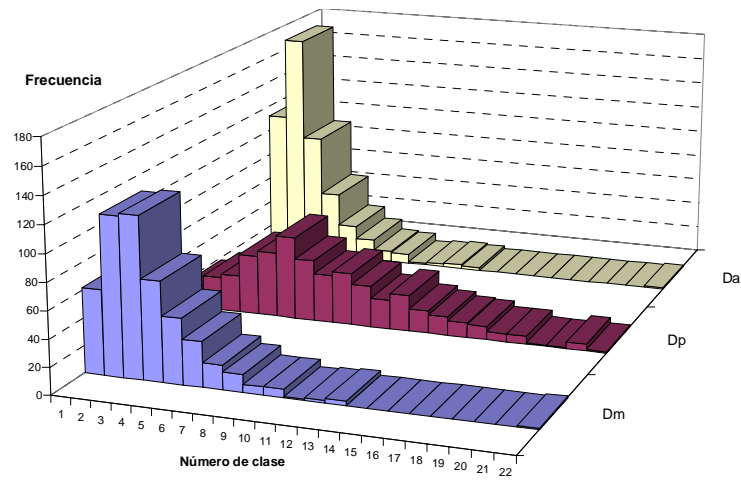


Figura 13. Histogramas de los índices de daño global. Ejemplo 4

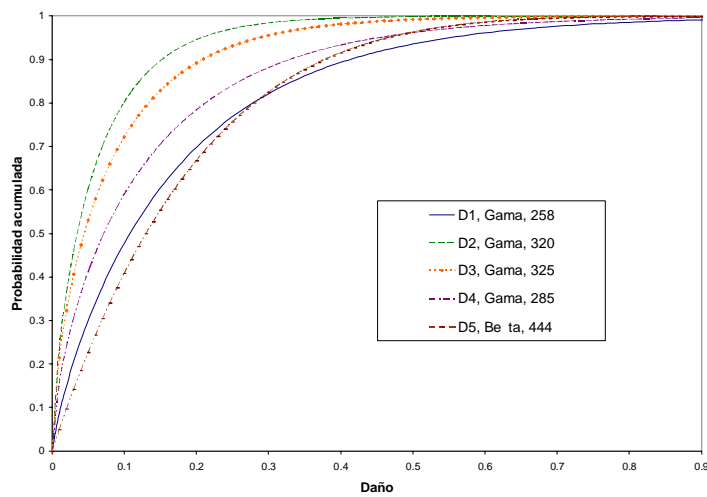


Figura 14. Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas. Ejemplo 4

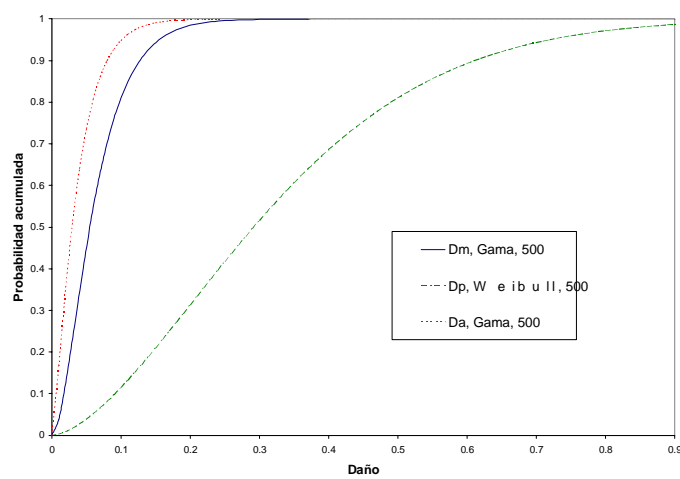


Figura 15. Curvas de fragilidad de los índices de daño global. Ejemplo 4

Descripción de la simulación	Media del daño global (%)		
	D_m	D_p	D_a
1. Variables aleatorias geométricas y mecánicas, acelerogramas deterministas	2,57	14,6	1,44
2. Variables aleatorias geométricas y mecánicas, familias de acelerogramas artificiales	3,59	19,4	2,07
3. Variables aleatorias mecánicas, variables geométricas deterministas, familias de acelerogramas artificiales	3,35	18,6	1,89
4. Variables aleatorias mecánicas, variables geométricas deterministas, familias de acelerogramas artificiales $\times 1,1$	6,52	33,1	3,76

Tabla XIV. Resumen de las medias de los índices de daño global de las cuatro simulaciones

CONCLUSIONES

En este artículo se presenta la aplicación de una metodología simplificada de análisis para la caracterización de la vulnerabilidad sísmica de un puente de autopista de hormigón armado. Esta estructura, de longitud total de 459 m, fue construida hace más de 30 años y para evitar daños futuros, se debe estudiar su comportamiento conforme a los actuales códigos de diseño sísmico de la zona de su ubicación.

El procedimiento de caracterización del daño que se utilizó como herramienta de análisis se presentó en un trabajo previo.² Dicha herramienta se basa en la definición de las propiedades dinámicas de la estructura, mediante un modelo que considera como grados de libertad a los desplazamientos transversales en la cabeza de las pilas. A través del modelo de análisis se obtiene el daño máximo en las pilas de la estructura, considerando diferentes índices de daño basados en la definición de la inercia degradada de los elementos y del periodo final de cada grado de libertad. El daño general del puente es determinado a partir de la evaluación de tres índices de daño global.

Previo al estudio del comportamiento del puente, se calibró la metodología simplificada de análisis a través de la comparación de las frecuencias fundamentales obtenidas en campañas experimentales y generadas con el modelo. Como variables de calibración se consideraron a los módulos cortantes de los elementos de apoyo equivalentes. Del proceso de calibración se concluye que un modelo tan simple como el propuesto captura adecuadamente las respuestas máximas de la estructura.

Para definir la vulnerabilidad sísmica del puente de estudio, con la metodología simplificada propuesta, se realizaron diferentes simulaciones por Monte Carlo. En estas simulaciones se consideraron las incertidumbres asociadas a los parámetros estructurales y a la carga sísmica; esta última a partir de familias de sismos artificiales en la base de cada pila, generadas mediante sismos deterministas de magnitud 5,5 y distancia a la fuente de 8 km.

Han sido establecidas las siguientes simulaciones: 1) variables estructurales aleatorias y señales sísmicas deterministas, 2) variables estructurales aleatorias y familias de señales sísmicas artificiales, 3) variables mecánicas aleatorias, dimensiones deterministas y señales sísmicas artificiales y 4) ejemplo tres pero incrementando las aceleraciones sísmicas un 10 %. Entre los resultados obtenidos en estas cuatro simulaciones se resume:

- Para las tres primeras simulaciones la media del daño global medio está entre el 2,6 % y el 3,6 %, mientras que la media del daño funcional cae en el rango 14,6 % a 19,4 % .
- La consideración o no de la incertidumbre en la señal sísmica puede modificar el daño medio global en casi un 40 %.
- Si no se consideran las posibles variaciones en las dimensiones de los elementos estructurales, las respuestas de la estructura no muestran variaciones importantes.

- Si se incrementan las amplitudes de las señales artificiales un 10 %, la media de los índices de daño globales de la estructura es aproximadamente 1,8 veces mayor que si se usan las aceleraciones originales.
- En cuanto a las diferencias entre los índices de daño global aquí empleados poco se puede decir; sólo, que el índice medio de periodos (D_a) es siempre menor que el índice medio global (D_m) y que el índice de daño funcional (D_p) es una representación del grado de interrupción del servicio del puente.

El análisis de todos los resultados obtenidos muestra que el posible daño que sufriría la estructura sería menor, reparable con técnicas comunes que sólo ocasionarían la parcial interrupción del funcionamiento de la estructura. Si el análisis de la vulnerabilidad de este puente se realizará como parte del estudio de rehabilitación de puentes de un sistema de transporte, la conclusión de su daño menor es un dato primordial para deducir sobre las acciones futuras en la estructura. Consecuentemente, las curvas de fragilidad obtenidas son de gran aplicación en los procesos de toma de decisiones sobre el mantenimiento y rehabilitación de las estructuras.

Todas las conclusiones destacadas se basan en la consideración de que la futura excitación externa tiene características similares a la aquí considerada. Excitaciones sísmicas diferentes en magnitud, distancia a la fuente o contenido de frecuencias pueden producir variaciones en la respuesta de la estructura, lo que acrecienta la importancia de realizar más análisis considerando diferentes escenarios sísmicos. Finalmente, el ejemplo de análisis aquí desarrollado muestra que la metodología de análisis simplificado de caracterización del daño en puentes de hormigón armado es adecuada en el caso de análisis múltiples, como en las simulaciones por Monte Carlo.

Un ejemplo de simulación de 500 análisis con el programa STAC y en una máquina Silicon Graphics Origin 2000 con ocho procesadores de 300 MHz se obtiene en un tiempo aproximado de tres horas y media. El análisis de la misma estructura con el modelo de elementos finitos (EF) de ABAQUS,⁷ comentado al principio de este trabajo, en la misma máquina requeriría más de 166 horas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue parcialmente patrocinado por la Comunidad Europea mediante el proyecto ENV4-CT-97-0574 “Advanced methodologies to assessment the seismic vulnerability of highway bridges” y a través del programa de becas de doctorado para la formación del personal investigador (FI) de la Generalitat de Catalunya. Los autores quieren agradecer a Jorge Hurtado por su colaboración y comentarios en la generación de señales sísmicas artificiales.

Apéndice: notación

γ_c, γ_v : densidad en elementos viga y pila

φ : ángulo de fase aleatorio

ω : frecuencia de las funciones senoidales

$\sigma(x_1, \dots, x_N)$: desviación estándar de una muestra estadística

$(\sigma_{\text{low}}, \sigma_{\text{up}})_{95\%}$: intervalo de confianza del 95 % de la desviación estándar de una muestra

a, G, A_p, h_a : altura, módulo cortante, área y distancia en planta de apoyos

A : amplitud de los registros estacionarios

A_c, A_h, A_a : áreas total, del hormigón armado y del acero de refuerzo en pilas

A_v : área de la sección transversal de vigas

b, h : base y altura de la sección transversal de pilas

COV : coeficiente de variación de una muestra estadística

DP_i, D_i : índices de daño de DiPasquale y Cakmak y de pilas
 D_m, D_p, D_a : índices de daño global medio, funcional y medio de periodos
 E_c, E_h, E_a : módulo de Young del hormigón armado, del hormigón y del acero de refuerzo
 f : frecuencia cíclica de un sistema dinámico
 f'_c, f'_t : resistencia a compresión y tensión uniaxial simple del hormigón
 G_f : energía de fractura en un punto
 I_{xx_c}, I_{yy_c} : momentos de inercia de la sección transversal de pilas
 I_{zz_c}, I_{xx_v} : momentos de inercia de la sección transversal de vigas
 J_c, J_v : momentos polares de pilas y vigas
 k_h, k_a : proporción de hormigón y acero de la sección transversal de pilas
 L : longitud de vigas o longitud total del puente
 L_p : longitud de pilas
 n_p : número de pilas en un puente de eje simple de pilas
 N : número de elementos en una muestra estadística
 P_i : nombre asociado a cada pila del puente de estudio
 t : tiempo
 t_1, t_2, t_3, t_4 : espesores de la sección transversal de pilas
 T : periodo fundamental del sistema
 $Var(x_1, \dots, x_N)$: varianza de una muestra estadística
 \bar{x} : media estadística de una variable x
 x_{\min}, x_{\max} : mínimo y máximo de los elementos de una variable aleatoria
 $(\bar{x}_{\text{low}}, \bar{x}_{\text{up}})_{95\%}$: intervalo de confianza del 95 % del valor medio de una muestra estadística
 $z(t)$: registro estacionario

REFERENCIAS

- 1 C. Gómez Soberón, A.H. Barbat y S. Oller, "Vulnerabilidad de puentes de autopista: un estado del arte", Monografía de Ingeniería Sísmica, CIMNE IS-41, (1999).
- 2 C. Gómez Soberón, S. Oller y A.H. Barbat, "Evaluación del daño sísmico en puentes de hormigón armado", *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol. 18, N° 2, pp. 309–329, (2002).
- 3 ÖNORM B4015-2, "Aussergewöhnliche Erdbebeneinwirkungen. Grundlagen", Código de diseño sísmico austríaco, (1998).
- 4 R.G. Flesch, P.H. Kirkegaard, C. Kramer, M. Brughmans, G. P. Roberts y M. Gorozzo "Dynamic in situ test of bridge WARTH/Austria", Reporte técnico, TU-Graz, TUG TA 99/0125, (1999).
- 5 D. Hull, "*Materiales compuestos*", Editorial Reverté, España, (1987).
- 6 G. Duma y S. Seren, "Determination of basic seismological parameters for the Warth bridge site", Technical report CIMG, Department of Geophysics, Austria, (1998).
- 7 "ABAQUS. User's Manual", Hibbit Karlsson and Sorensen, HKS, Versión 5.8, (1999).
- 8 W.A. Lenhard, "Regional earthquake hazard in Austria", *10th European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, pp. 57–62, (1994).
- 9 A.H. Barbat, L. Orosco, J. E. Hurtado y M. Galindo, "Definición de la acción sísmica", Monografías de ingeniería sísmica, CIMNE IS-10, (1994).
- 10 J.E. Hurtado, "Stochastic dynamics of hysteretic structures", Monograph series in earthquake engineering, CIMNE IS-25, (1998).

- 11 G.F. Panza, F. Romanelli y F. Vaccari, “Effects on bridge seismic response of asynchronous motion at the base of the bridge piers”, International Center of Theoretical Physics (ICTP), Report 5/1,2,3F, Trieste, Italia, (2001).
- 12 M. Shinozuka y Y. Sato, “Simulation of nonstationary random processes”, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. **93**, pp. 11–40, (1967).
- 13 H.H. Hwang y J.W. Jaw, “Probabilistic damage analysis of structures”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **116**, N° 7, pp. 1992–2007, (1990).
- 14 J.E. Hurtado y A. Barbat, “Monte Carlo techniques in computational stochastic mechanics”, *Archives of Computational Methods in Engineering*, State of the art reviews, Vol. **5**, N° 1, pp. 3–30, (1998).
- 15 STAC, “Análisis estocástico por ordenador manual de usuario”, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, (2001).
- 16 S.A. Mirza, “Reliability-based design of reinforced concrete columns”, *Structural Safety*, Vol. **18**, N° 2/3, pp. 179–194, (1996).
- 17 A.S. Nowak, A.S. Yamani y S.W. Tabsh, “Probabilistic models for resistance of concrete bridge”, *ACI Structural Journal*, Vol. **91**, N° 3, pp. 269–276, (1994).
- 18 N.A. Shadi, M. Saiidi y D. Sanders, “Seismic response of reinforced concrete bridge pier wall in the weak directions”, Multidisciplinary Center on Earthquake Engineering, Reporte técnico MCEER-00-0006, (2000).
- 19 S.M.C. Diniz y D.M. Frangopol, “Reliability bases for high-strength concrete columns”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **123**, N° 10, pp. 1375–1381, (1990).
- 20 A.M. Alvaredo y F.H. Wittmann, “Shrinkage as influenced by strain softening and crack formation”, *RILEM Creep and Shrinkage of Concrete*, (13), Z.P. Bažant e I. Carol (Eds.), Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, (1998).
- 21 Z.P. Bažant y K.L. Liu, “Random creep and shrinkage in structures: sampling”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **111**, N° 5, pp. 1113–1134, (1985).
- 22 Y.K. Luo, A. Durrani y J. Conte, “Seismic reliability assessment of casting R/C flat-slab buildings”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **121**, N° 10, pp. 1522–1530, (1996).
- 23 E.P. Steinberg, “Reliability of structural steel haunch connections to prestressed concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **123**, N° 10, pp. 1382–1389, (1997).
- 24 J.M. O’Connor y B. Ellingwood, “Reliability of nonlinear structures with seismic loading”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **113**, N° 5, pp. 1011–1028.
- 25 F.F. Udoeyo y P.I. Ugbem, “Dimensional variations in reinforced concrete members”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **121**, N° 12, pp. 1865–1867, (1995).
- 26 B. Ellingwood y T.A. Reinhold, “Reliability analysis of steel beam-columns”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. **106**, N° ST12, pp. 2560–2564, (1980).
- 27 M.P. Enright y D.M. Frangopol, “Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced-concrete bridge beams under corrosion”, *Journal of Engineering Structures*, (1998).