

Análisis de prestaciones en base a variables de impacto de un puente carretero bajo acciones sísmicas considerando incertidumbres

Performance analysis based on impact variables of a highway bridge under seismic actions considering uncertainties

Oscar Möller^a, Mauro Poliotti^b, Juan P. Ascheri^c, Guido Valentini^d, Sergio Grossman^e, Jesús M. Bairán García^f

^aDr. Ing. Civil. Profesor Titular. Universidad Nacional de Rosario, Argentina

^bM.Sc. Ing. Civil. Doctorando. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España

^cIng. Civil. Profesor Titular. Universidad Nacional de Rosario, Argentina

^dIng. Civil. Auxiliar 1era. Universidad Nacional de Rosario, Argentina

^eDr. Ing. Civil. Profesor Titular. Universidad Nacional de Rosario, Argentina

^fDr. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Profesor Agregado. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España

RESUMEN

Los puentes son sistemas de conexión de gran importancia socio-económica. Se presenta la evaluación del desempeño de un puente de vigas de hormigón pretensado existente ubicado en zona de alta sismicidad, donde los objetivos se expresan como el riesgo aceptable de pérdidas económicas por daños a la estructura, a las personas, y especialmente por interrupción de servicio, en función de la peligrosidad sísmica. Debido a la existencia de incertidumbres, la evaluación se realiza en términos probabilísticos utilizando técnicas de simulación numérica de Monte Carlo. Se obtienen conclusiones de interés práctico

ABSTRACT

Bridges are connection systems of great socio-economic importance. The performance evaluation of an existing structural concrete beam and slab bridge located in a zone of high seismicity is presented, where the objectives are expressed as the acceptable risk of economic losses due to damage to the structure, to people, and especially due to interruption of service, depending on the seismic hazard. Due to the existence of uncertainties, the evaluation is carried out in probabilistic terms using Monte Carlo numerical simulation techniques. Conclusions of practical interest are obtained.

PALABRAS CLAVE: Diseño sísmico basado en el desempeño, Dinámica no lineal, Incertidumbres, Fragilidad.

KEYWORDS: Performance based seismic design, Nonlinear dynamics, Uncertainties, Fragility.

1. Introducción

Actualmente, en los procedimientos de diseño sísmico basado en el desempeño, los objetivos se expresan como el riesgo aceptable de daños a las personas (damnificados) y daños a la construcción con sus pérdidas económicas, en función de la peligrosidad sísmica. El desempeño se representa en términos que sean significativos para la toma de decisiones, denominadas “variables de impacto”, como por

ejemplo: damnificados (heridos y muertos), costo de reparación o costo de reemplazo, tiempo de reparación, costo de interrupción del servicio luego del sismo, etc. (FEMA 349 [1]; FEMA 445 [2]; FEMA P-58 [3]).

Debido a la existencia de incertidumbres, la evaluación del desempeño se realiza en términos probabilísticos utilizando técnicas de simulación numérica de Monte Carlo. Se

consideran incertidumbres en la acción sísmica, en los parámetros materiales, en el modelo estructural, en la evaluación de daños, en la utilización del puente luego del terremoto, y en el tiempo de reparación. Se obtienen curvas de probabilidad de no excedencia en función de la variable de impacto analizada.

La aplicación de esta metodología a puentes se justifica por la gran importancia socio-económica de la interrupción del servicio de comunicación si estas estructuras son dañadas severamente o colapsan durante la ocurrencia de un terremoto. Algunas aplicaciones pueden consultarse en Nicknam et al. [4], Tehrani and Mitchell [5], Ptilakis et al. [6], Danna y Perez [7] y Lopaczek et al. [8].

En este trabajo se presenta la evaluación de un puente vigas de hormigón pretensado, ver Figura 1, compuesto por dos tramos simétricos de 30m, diseñado con códigos anteriores en zona sísmica 2, pero supuesto ubicado en la intersección sobre la RN 40 con la RP 16, a la altura de la localidad de Ugarteche en la provincia de Mendoza, 24 kilómetros al norte del Arroyo de las Tierras Blancas, en el departamento Luján de Cuyo, zona de mayor sismicidad según INPRES-CIRSOC 103 Parte I [9].

2. Metodología de evaluación

La metodología se organiza en los siguientes pasos, adaptada de los criterios generales de FEMA P-58 [3], ver además Möller et al. [10]:

a) Modelo de desempeño del puente: incluye el modelo de comportamiento no lineal y la información necesaria para definir los elementos en riesgo. Para dichos elementos se especifica la relación entre el parámetro de demanda y la probabilidad de daño con sus consecuencias en costos, denominadas curvas de fragilidad. Además se evalúan los costos económicos por interrupción de servicio y otros costos sociales.

b) Definición de la peligrosidad sísmica: se parte de un espectro de diseño y se buscan acelerogramas registrados que acuerden con la forma del espectro en los periodos de interés. Luego son escalados a la aceleración del suelo que resulte de la probabilidad de excedencia anual que se esté analizando. La cantidad de acelerogramas depende del grado de acuerdo con el espectro, con valores típicos entre 7 y 11.

c) Análisis de la respuesta del puente: con análisis dinámico no lineal para cada acelerograma se obtienen los parámetros de respuesta de interés en la evaluación del desempeño, y se calculan los valores medios y dispersión de cada uno de ellos.

d) Desarrollo de fragilidad a colapso: utilizando análisis dinámico incremental se genera la curva de probabilidad de colapso condicionada al nivel de intensidad sísmica.

e) Cálculo del desempeño: con técnicas de Monte Carlo se generan vectores de parámetros de demanda basada en la estadística del punto c). Para cada realización se evalúa si hay o no colapso y sus consecuencias en damnificados,

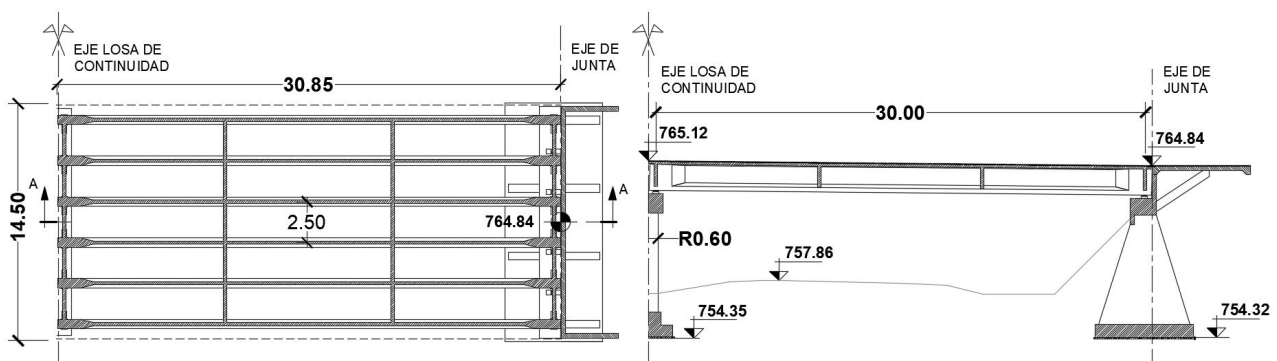


Figura 1. Vista general del puente

costos de reparación y costos sociales.

3. Modelo del puente

El análisis dinámico no lineal del puente se realiza mediante un modelo tridimensional de elementos finitos utilizando el software OpenSees (Mazzoni et al. [11]; McKenna et al. [12]). Como resultados del análisis se obtienen las máximas respuestas de la estructura para establecer los estados límite

3.1 Discretización

Debido a las características y tipología del puente se utilizan elementos tipo barra. Se excluyen del modelo los estribos los cuales serán representados por vínculos adecuados. Las losas tampoco son simuladas, sino que son representadas por un diafragma rígido en el plano de la losa. En la Figura 2 puede verse la geometría del modelo utilizado.

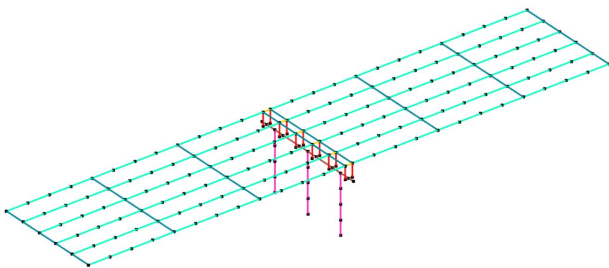


Figura 2. Modelo discreto.

La no-linealidad de la estructura es esperable que se concentre en las columnas de la pila, es por esto que las vigas longitudinales, las vigas transversales y la viga bancada son modeladas con elementos elásticos cuyas propiedades se determinan en función de la geometría. También se incluyen elementos elásticos que representan la losa de continuidad entre ambos vanos.

Las columnas de la pila son modeladas según el esquema que se presenta en la Figura 3. En ambos extremos hay elementos de longitud nula que poseen resortes rotacionales en cada grado de libertad de giro a flexión a fin de representar la mayor flexibilidad que ocasiona el

deslizamiento concentrado de las barras. La constante de dichos resortes se determina según la expresión propuesta por Elwood y Eberhard [13]. Para tener en cuenta la degradación debido al esfuerzo de corte se coloca en el extremo superior un resorte no lineal con una curva envolvente que se determinan según Sezen y Moehle [14].

La columna se modela utilizando 4 elementos de barra basados en fuerza, con 5 puntos de integración de Gauss-Lobato en cada elemento. Cada punto de integración obtiene su respuesta de un modelo de fibras. Cada fibra posee una ecuación constitutiva uniaxial no lineal. En el caso de fibras de hormigón se utilizó el modelo cíclico de Mohd [15] el cual posee un ablandamiento lineal en tracción. El confinamiento de la sección se tiene en cuenta al definir dos áreas con distintas propiedades, la zona confinada del núcleo de la sección y la zona no confinada del recubrimiento. Para las fibras de acero se utilizó el modelo de Giuffre-Menegotto-Pinto con endurecimiento isotrópico desarrollado por Fillipou et al. [16].

El vínculo entre los elementos de viga longitudinal y la viga de la bancada se realiza mediante elementos tipo link donde puede definirse una respuesta uniaxial en cada dirección de forma desacoplada de las otras. En la dirección axial del elemento se coloca un resorte elástico cuya constante es igual a la constante vertical del apoyo de neopreno. Luego para la vinculación en dirección transversal se coloca un resorte elástico no-lineal en el cual se tiene en principio la rigidez horizontal del apoyo de neopreno y luego, al cerrarse el gap que existe entre la viga y el tope antisísmico, se tiene la rigidez en paralelo del neopreno y del tope antisísmico. Las rotaciones de los nodos permanecen independientes a fin de simular la vinculación. De manera similar se representa el apoyo en los estribos. La rigidez longitudinal del estribo y el suelo se determina siguiendo los lineamientos de CalTrans [17]. El nodo inferior de cada columna perteneciente a la pila se considera empotrado en la base.

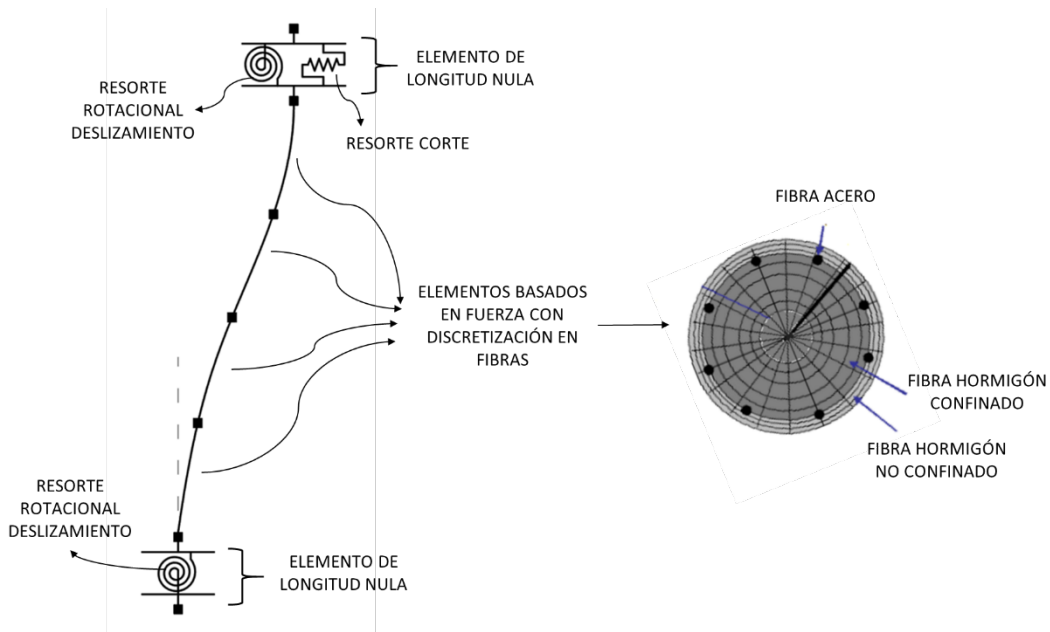


Figura 3. Modelo de columna

3.2 Masa y amortiguamiento

La masa es considerada distribuida en los elementos lineales. Se utiliza una formulación de masa consistente en todos los elementos de barra. Como masa activa se considera el peso propio de la estructura más un 25% de la sobrecarga. La masa de las losas se coloca como densidad de masa adicional en los elementos de viga longitudinal. Se utiliza un modelo de amortiguamiento de tipo Rayleigh con factor 5% para los modos longitudinal y transversal.

3.3 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal se realiza utilizando integración temporal de Newmark. El método de solución no lineal utilizado es el de Krylov-Newton desarrollado por Scott et al. [18]. Se comienza con un análisis estático donde se aplica la carga gravitatoria.

4. Peligrosidad sísmica

En este trabajo se aplica el tipo de evaluación basada en tiempo. Para el espectro objetivo se utiliza el espectro de diseño de pseudoaceleración del INPRES-CIRSOC 103 Parte I [9] para la zona 4 y tipo espectral 1. Se supone que la

aceleración efectiva para dicha zona y tipo espectral $a_s = 0.35g$ tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, luego, siguiendo el procedimiento de FEMA 356, ver Méndez [19], se evalúan las aceleraciones para otras probabilidades de excedencia, ver Figura 4.

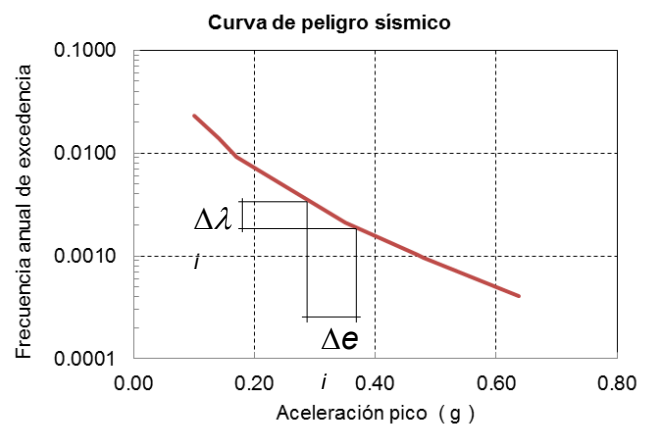


Figura 4. Probabilidad anual de excedencia de la aceleración del suelo compatible con IC 103.

Se asume que la forma del espectro es la misma para las diferentes aceleraciones del suelo a_s que varía de acuerdo a la probabilidad de excedencia anual, representada en la curva de peligro sísmico de Figura 4. Para la evaluación basada en tiempo, la intensidad del terremoto se divide en intervalos Δe_i . A cada intervalo le corresponde una probabilidad $\Delta \lambda_i$ que se utiliza luego para ponderar los resultados obtenidos en

cada valor de intensidad. En este trabajo se utilizó una discretización en 6 intervalos desde 0.1 g hasta 0.64 g.

Para el análisis no lineal de la estructura se debe seleccionar un conjunto de acelerogramas cuyas formas de los espectros de respuesta se aproximen al espectro objetivo para cada intervalo de la discretización de la curva de peligro sísmico. Luego los acelerogramas se escalan para que el espectro promedio coincida con el espectro objetivo en la frecuencia fundamental de vibración de la estructura

En este trabajo se utilizaron 12 acelerogramas generados artificialmente y escalados para que el espectro medio coincida con $T = 0.76$ seg, que es el promedio entre los primeros periodos longitudinal y transversal del puente, ver Figura 5.

5. Respuesta del sistema

Para cada valor medio del intervalo de discretización de la aceleración del suelo, y cada uno de los 12 acelerogramas, aplicados primero en dirección longitudinal y 30% transversal, y luego en dirección transversal con 30% longitudinal, del análisis dinámico no lineal se obtienen resultados máximos de esfuerzos internos y deformaciones en las columnas, y desplazamientos relativos entre el tablero y vigas bancada.

Con procesamiento numérico se obtienen los parámetros de respuesta: (1) DILOM: índice de daño (Park y Ang) local máximo en la sección inferior de columnas; (2) URXME: desplazamiento relativo máximo en dirección longitudinal entre tablero y estribo; (3) URYME: ídem anterior pero en dirección transversal; (4) URXMP: desplazamiento relativo máximo en dirección longitudinal entre tablero y pila; (5) URYMP: ídem anterior pero en dirección transversal.

Sobre los 12 acelerogramas se calculan los valores medios y desvíos estándar de cada parámetro de respuesta, y la matriz de coeficientes de correlación. De esta manera se tiene en cuenta la incertidumbre en el contenido de frecuencias de los acelerogramas sobre la respuesta de la estructura, ya que todos están escalados a la misma aceleración máxima.

6. Grupos de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la distribución estadística de la probabilidad condicional de daño para un valor de demanda dado. Se definen grupos de fragilidad a elementos con similar potencial de daño y consecuencias de dichos daños. En este trabajo, simplificada, se definen 3 grupos: (a) Elementos de columnas; (b) Apoyos longitudinales; (c) Apoyos transversales.

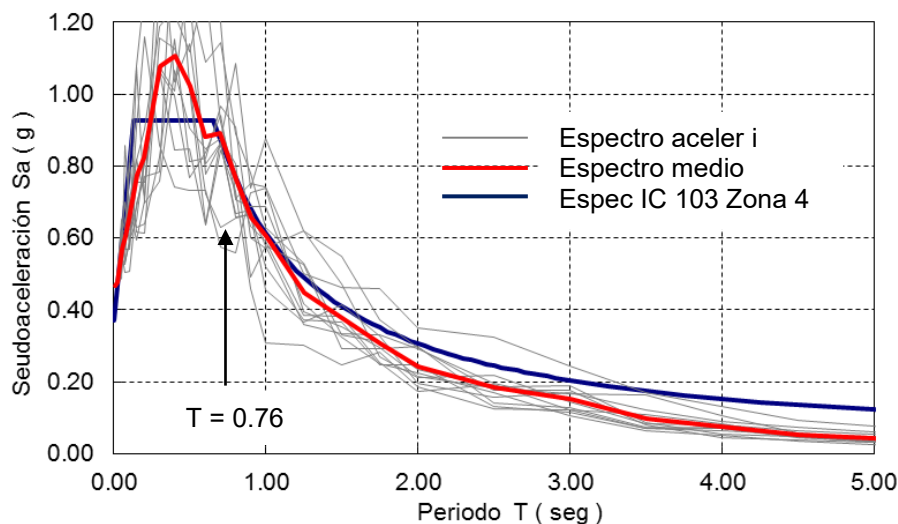


Figura 5. Espectros de los acelerogramas para $a_s = 0.35g$ y $T = 0.76s$

En forma discreta se definen “estados de daños” para cada grupo de fragilidad: bajo, medio, alto y colapso. Se asume distribución lognormal para cada estado de daño i , función de un parámetro de demanda D y caracterizada por la mediana θ_i y el desvío estándar del logaritmo β_i . Esta dispersión considera las incertidumbres en las propiedades físicas de los elementos estructurales (rigidez, resistencia, ductilidad). En la Figura 6 se muestran curvas de fragilidad genéricas, y los parámetros de demanda para cada grupo de fragilidad con los valores de mediana y desvío estándar logarítmico de cada distribución.

7. Evaluación de costos

La consecuencia del nivel de daños debido a la fragilidad de los componentes es que origina costos de reparación y costos sociales principalmente por interrupción de servicio.

Los costos de reparación por daños se consideran función del costo inicial del puente que está compuesto por: (a) Fundaciones de pilas y estribos, $C_{01} = 162030$ USD; (b) Estribos, $C_{02} = 239756$ USD; (c) Pilas, $C_{03} = 85529$ USD; (d) Tableros, $C_{04} = 806513$ USD; (e) Apoyos de neopreno, $C_{05} = 10196$ USD. Total de costo inicial $\Sigma C_{0i} = 1304024$ USD.

Para colapso, el costo de reposición del puente, considerando que la fundación y parte de estribos se conserva, resulta $C_{\text{colap}} = 0.6 C_{02} + 1.20 (C_{03} + C_{04} + C_{05})$, con el factor 1.20 que tiene en cuenta el retiro de restos y limpieza del terreno. En la situación que el puente no colapse cuando ocurre un terremoto, los costos de reparación de cada grupo de fragilidad y cada estado de daño, son: Columnas: daño bajo $CR_{\text{bajo}} = 0.2 C_{03}$, daño medio $CR_{\text{medio}} = 0.10 C_{02} + 0.50 C_{03} + 0.10 C_{04}$, $CR_{\text{alto}} = 0.20 C_{02} + 0.80 C_{03} + 0.20 C_{04}$. Apoyos de neopreno: daño bajo $CR_{\text{bajo}} = 0.2 C_{05}$, daño medio $CR_{\text{medio}} = 0.05 C_{04} + 0.50 C_{05}$, $CR_{\text{alto}} = 0.10 C_{04} + 0.80 C_{05}$.

Para los costos sociales Se consideran 3 escenarios de daños sin colapso para el análisis de costos, y otro cuando hay colapso. Se tiene en cuenta la cantidad de personas, 20, que pueden estar transitando el puente si el terremoto ocurre durante el día, y sólo un porcentaje de personas (PPER), 20%, si ocurre durante la noche (21hs a 7hs).

Además, se tiene en cuenta el costo económico por interrupción de servicio. Se considera: (i) Daño bajo: reducción a 50% tránsito (media calzada) durante 3 días para inspección y reparaciones menores; (ii) Daño medio: reducción a 50% tránsito (media calzada) durante 1 mes para reemplazo parcial de apoyos

Grupo Parámetro	Mediana θ_i	Desvío β_i
Columnas DILOM	0.10	0.35
	0.40	0.35
	0.80	0.40
	1.00	0.40
Apoyos (long) URXM (cm)	4.00	0.35
	6.00	0.35
	8.00	0.35
	10.00	0.35
Apoyos (transv) URYM (cm)	4.00	0.35
	6.00	0.35
	8.00	0.35
	13.00	0.35

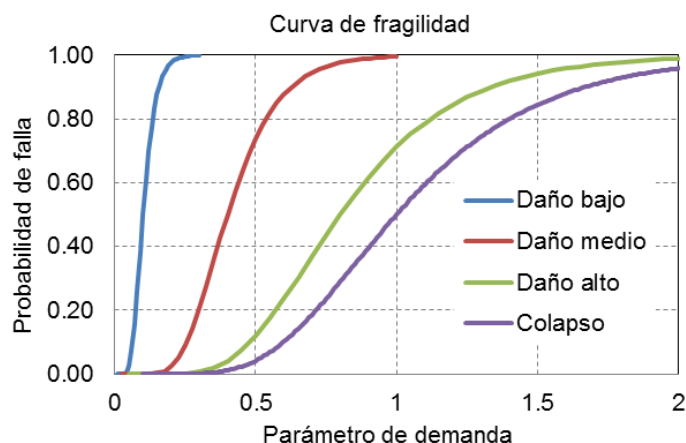


Figura 6. Curvas de fragilidad genéricas y sus parámetros

de neopreno y reparaciones intermedias; (iii) Daño severo: puente cerrado durante 2 meses para reparaciones significativas; (iv) Colapso: cerrado 4 meses para reconstrucción.

El desvío del tránsito tiene impacto en: Mayor consumo de combustible y lubricantes; Mayor desgaste de vehículos; Horas hombres perdidas; Deterioro prematuro de las calzadas por recibir mayor volumen de tránsito; En caso de colapso también se considera la remoción de estructura del puente siniestrado, resultando

Costo social para índice de daño bajo: 8736 PPER/100 + 421055 USD.

Costo social para índice de daño medio: 57578 PPER/100 + 1092480 USD.

Costo social para índice de daño alto, sin colapso: 78356 PPER/100 + 10544360 USD.

Costo social para colapso: 651594 PPER/100 + 19536920 USD.

8. Evaluación del desempeño: Resultados numéricos

Se realiza una evaluación basada en tiempo que significa obtener una curva de probabilidad de excedencia anual de costo de reparación + social para cada uno de los seis intervalos en que se discretizó la peligrosidad sísmica, numerados con NINT de 1 a 6.

Para cada intervalo se generan aleatoriamente $R = 1000$ vectores de demanda (parámetros de respuesta) a partir de la estadística obtenida del análisis estructural con los 12 acelerogramas, según lo explicado en la sección 5.

Para cada una de las 1000 realizaciones se sigue el proceso de evaluación del costo descrito en el diagrama de flujo de la Figura 7. Con el parámetro de demanda para cada grupo de fragilidad se define el estado de daño y su correspondiente costo de acuerdo con lo explicado en las secciones 6 y 7. Para establecer el nivel de daño se genera aleatoriamente un número con distribución uniforme (0,1). Si este

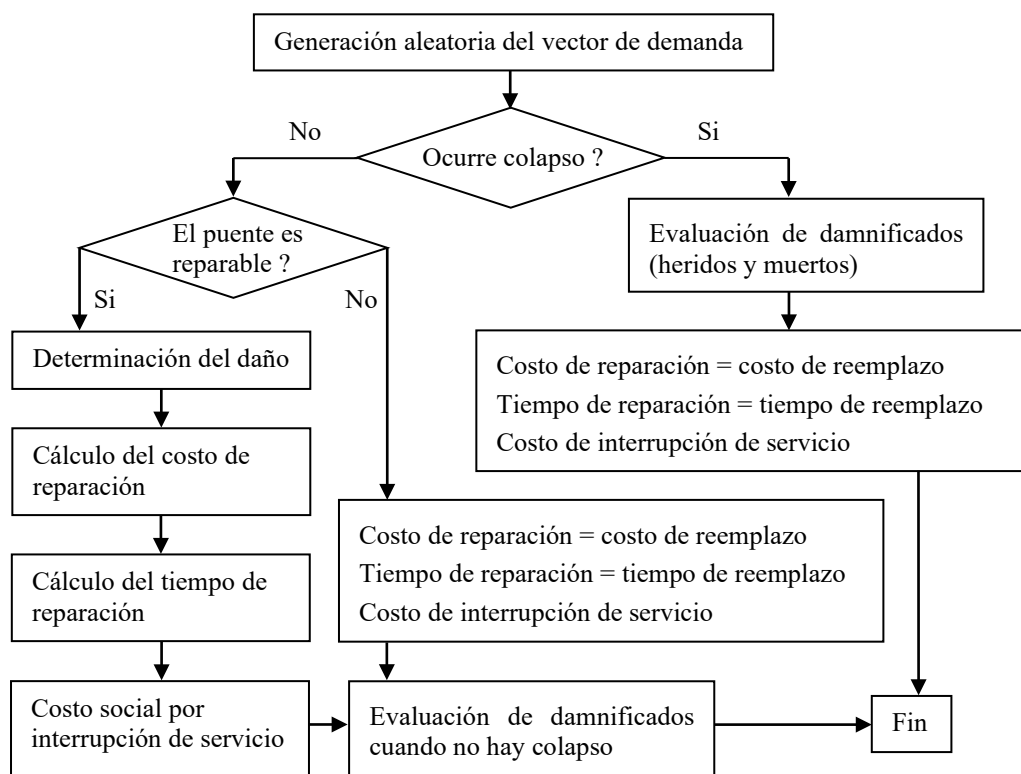


Figura 7. Diagrama de flujo para evaluar el desempeño en cada realización

número está en el intervalo entre $F(D)_i$ y $F(D)_{i+1}$ significa que para esa realización y ese grupo de fragilidad, el nivel de daño será el i . También se genera aleatoriamente la hora de ocurrencia del terremoto para obtener el porcentaje de personas en el puente PPER según el modelo de ocupación.

Los resultados se ordenan de menor a mayor para construir la curva de probabilidad de no excedencia del costo de reparación + social, separando los casos de colapso de los no colapso.

En la Figura 8, para acción sísmica en dirección longitudinal, los resultados de las realizaciones se indican con ■ y la aproximación con distribución lognormal se representa en línea continua. Debido a la importancia de los costos por interrupción de servicio, es necesario separar la aproximación lognormal para los casos de colapso de los casos de no colapso. Así se observa un aceptable acuerdo para todos los casos.

También se muestra la coherencia del proceso numérico implementado, en cuanto a que a mayor aceleración máxima del suelo, resultan mayores costos de reparación más costos sociales.

En la evaluación basada en tiempo, cada curva de probabilidad de no excedencia de costo se pondera con la frecuencia de ocurrencia del intervalo en que se discretizó la peligrosidad sísmica, ver Figura 4. Llamando L la variable aleatoria costo, l un valor particular de dicha

variable, y e la intensidad del terremoto dado por la aceleración pico del suelo a_s , resulta

$$\Pr(L > l) = \int_{\lambda} \Pr(L > l | E = e) d\lambda(e) \tag{1}$$

$$\cong \sum [\Pr(L > l | E = e_i)_{col} \Pr(col | E = e_i) + \Pr(L > l | E = e_i)_{no\ col} \Pr(no\ col | E = e_i)] \Delta\lambda(e_i)$$

donde la probabilidad $\Pr(L > l | E = e_i)$ es la curva de costo para cada intervalo, Figura 8, y $\Delta\lambda(e_i)$ es la probabilidad de ocurrencia del intervalo representado por e_i , Figura 4.

Los resultados numéricos obtenidos para cada dirección analizada se presentan en la Figura 9. Se observa mayor probabilidad para sismo longitudinal que transversal porque hay más daño en las columnas de la pila al trabajar como ménsulas en lugar de aporticadas transversalmente.

Estas curvas de probabilidad anual de excedencia de costo de reparación más costo social permiten decidir si la condición del puente es aceptable o no, y adoptar las medidas que sean necesarias.

9. Conclusiones

En este trabajo se presenta un procedimiento de evaluación del desempeño sísmico de un puente existente. Dicho desempeño se mide en costo de reparación y costos sociales, incluyendo el costo por interrupción de tránsito, cuando ocurre un terremoto. Se tienen en cuenta las incertidumbres presentes en la acción sísmica a

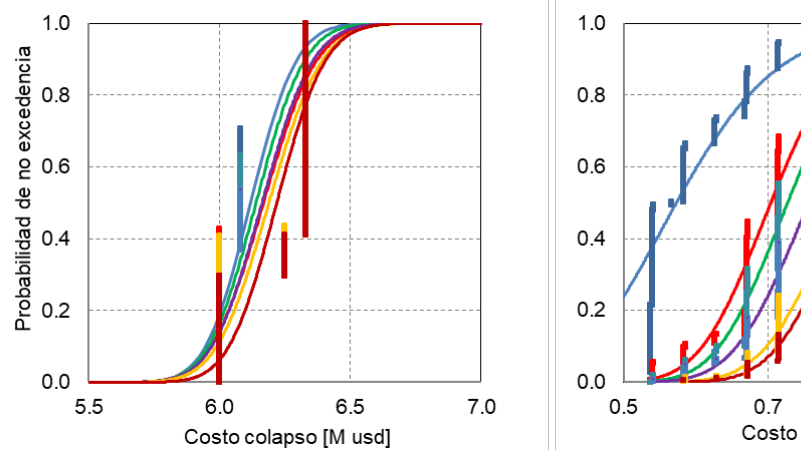


Figura 8. Costos [M USD] con sismo longitudinal para cada intervalo de peligrosidad sísmica

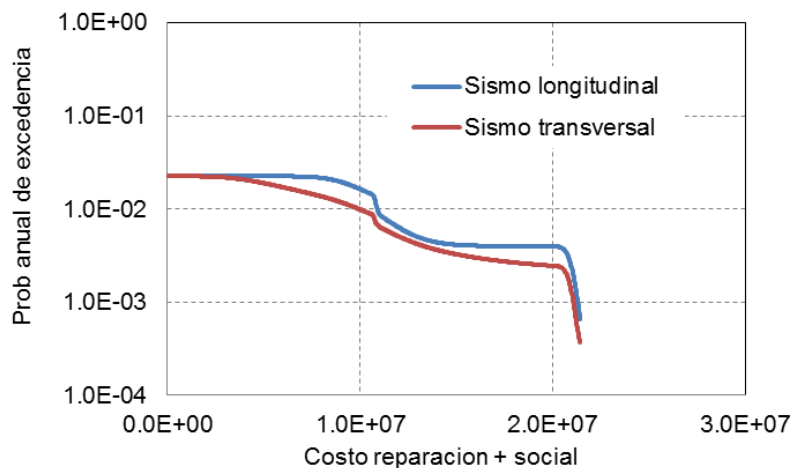


Figura 9. Costos [USD] integrados para toda la curva de peligrosidad sísmica

través de la curva de peligrosidad sísmica del sitio, y las incertidumbres de la capacidad de los elementos estructurales mediante las curvas de fragilidad.

Las principales conclusiones a destacar son:

- Es de gran importancia considerar todas las incertidumbres presentes en el proceso de evaluación, tanto en la acción a través de peligrosidad sísmica como en la capacidad mediante las curvas de fragilidad.
- Es significativa la inclusión de costos sociales, especialmente por interrupción del servicio de comunicación que provee el puente.
- La representación de los resultados numéricos de las realizaciones mediante distribución lognormal, separando los casos de colapso de no colapso, es adecuada para el caso analizado.
- Los resultados obtenidos muestran la coherencia del proceso numérico implementado.
- La evaluación basada en tiempo es muy conveniente porque se calcula la curva de probabilidad anual de excedencia de costo de reparación más costo social, la que permite decidir si la estructura existente o proyecto nuevo es aceptable o no, y además permite adoptar las medidas correctivas basadas en el análisis de costos.

Referencias

[1] FEMA 349, Action plan for performance based seismic design. Federal Emergency

Management Agency, 2000.

- [2] FEMA 445, Next-generation Performance-based Seismic design guidelines. Federal Emergency Management Agency, 2006.
- [3] FEMA P-58, Seismic performance assessment of buildings. Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [4] Nicknam, A., Mosleh, A. and Hamidi Jamnani, H. Seismic Performance Evaluation of Urban Bridge using Static Nonlinear Procedure, Case Study: Hafez Bridge. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering 14: 2350–2357, 2011.
- [5] Tehrani, P. and Mitchell, D. Seismic Performance Assessment of Bridges in Montreal Using Incremental Dynamic Analysis. 15th World Conference on Earthquake Engineering 15WCEE, ID 3096, Lisboa, 2012.
- [6] Pitilakis, K., Crowley, H. and Kaynia, A.M. (Ed.) SYNER-G: Typology, Definition and Fragility, Functions for Physical Elements at Seismic Risk, Springer, 2014.
- [7] Danna, J.A., Pérez, G.A. Niveles de daño e intervalos de validez de columnas de puentes. Mecánica Computacional, 36: 143-152, 2018.
- [8] Lopaczek, A.A., Inaudi, J.A., Gerbaudo,

- G.M. Análisis estocástico de vulnerabilidad sísmica de un puente mediante simulación de Montecarlo. *Mecánica Computacional*, 36: 741-750, 2018.
- [18] INPRES-CIRSOC 103 Parte 1 Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes, INTI, 2013.
- [10] Möller, O., Foschi, R., Ascheri, J.P., Poliotti, M., Sierra, P., Grossman, S. Evaluación numérica del desempeño sísmico considerando incertidumbres. *Mecánica Computacional*, 35: 619-635, 2017.
- [11] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2005.
- [12] McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition, *Journal of Computing in Civil Engineering* 24: 95-107, 2010.
- [13] Elwood, K.J., Eberhard, M.O. Effective stiffness of reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal* 106, 2009.
- [14] Sezen, H., Moehle, J.P. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns, *Journal of Structural Engineering* 130: 1692-1703, 2004.
- [15] Mohd, Y.M. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, 1995.
- [16] Filippou, F.C., Bertero, V.V., Popov, E.P. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, EERC, 1983.
- [17] Caltrans, Seismic Design Criteria, California Department of Transportation, Sacramento, California, USA, 1.3 edition, 2014.
- [18] Scott, M.H. and G.L. Fenves. A Krylov Subspace Accelerated Newton Algorithm: Application to Dynamic Progressive Collapse Simulation of Frames. *Journal of Structural Engineering*, 136 (5), 2010.
- [19] Mendez, J. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes de hormigón armado. Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán, 2012.