

## ANÁLISIS ESTOCÁSTICO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN PUENTE MEDIANTE SIMULACIÓN DE MONTECARLO

### STOCHASTIC SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS OF A BRIDGE BY MONTECARLO SIMULATION

Alejandro A. Lopaczek<sup>a</sup>, José A. Inaudi<sup>a</sup> and Guillermo M. Gerbaudo<sup>a</sup>

<sup>a</sup>Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de  
Córdoba, Córdoba, Argentina,

*alejandrolopaczek@hotmail.com, inaudijose@gmail.com, ggerbaudo@unc.edu.ar*

**Palabras clave:** Fragilidad, Análisis probabilístico, Evaluación sísmica, Vulnerabilidad.

**Resumen.** La segunda generación del método de diseño por desempeño requiere técnicas robustas para efectuar análisis de confiabilidad. En ese contexto, se presenta una metodología de evaluación de vulnerabilidad sísmica a través de funciones de fragilidad obtenidas por simulación de Monte Carlo. El caso de un puente de hormigón es planteado como ejemplo. Los resultados de múltiples análisis dinámicos no lineales se vinculan con los costos y plazos de ejecución relacionados a la pérdida de funcionalidad en cada estado de daño. Para la simulación de acelerogramas se utiliza una técnica novedosa que se considera una opción para situaciones en las que sólo el espectro de diseño del sitio está disponible. La metodología permite identificar los componentes del puente que poseen mayor contribución a los daños, permitiendo modificar el diseño o considerar la introducción de aisladores sísmicos y/o dispositivos de disipación de energía. La incorporación de estos sistemas de protección reduce el grado de incertidumbre con el que puede pronosticarse el daño y el comportamiento inelástico. El contexto de este trabajo es útil para la cuantificación de consecuencias entre alternativas con y sin los mencionados sistemas reductores de vibración.

**Keywords:** Fragility, Probabilistic framework, Seismic assessment, Vulnerability.

**Abstract.** The Performance-based earthquake engineering requires, in their second generation, robust analytical tools for reliability analysis. In this context, a probabilistic seismic vulnerability framework is presented by means of fragility functions computed using Monte Carlo simulation. The methodology is applied to a concrete bridge case study. Results of multiple non-linear dynamic analyses are related, via damage levels, with construction costs, timetables, and functionality loss. A novel method for synthesis of accelerograms is proposed, as an alternative, when only the site-design spectrum is available. The assessment can be used to prioritise damaged bridge assemblies, to improve their design, or to evaluate seismic isolation and energy-dissipating systems. These protection systems mentioned reduces both, uncertainty on damage prediction, and the inelastic response. The suggested framework can be used to compare consequences among diverse alternatives between considering or not the vibration-dissipating systems.

## 1 INTRODUCCIÓN

La toma de decisiones implica una optimización restringida, el cual requiere un factor de compromiso entre la seguridad y la inversión necesaria. Sin embargo, al tomar una acción, interviene la probabilidad que ocurra algún escenario (E), condicionado a la ocurrencia de un evento perturbador (usualmente desconocido). En consecuencia, cuando estas probabilidades han sido evaluadas *antes* de tomar la decisión, se trata un caso de decisión bajo *riesgo*; mientras que si son desconocidas, es un caso bajo *incertidumbre*. El método que este trabajo presenta está relacionado a un proceso de decisión bajo *riesgo*.

Se pretende poner de manifiesto un procedimiento cuantitativo y transparente, tal que permita hallar resultados consistentes entre distintos evaluadores. Por ello, el enfoque se considera ideal para asistir al método de evaluación y diseño por Desempeño probabilístico en su segunda generación (ASCE/SEI 41-13, 2014) y (FEMA P-58, 2012).

## 2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El presente trabajo realiza una síntesis de los conceptos más relevantes a medida que son aplicados a un caso de estudio. Contempla la simulación estocástica de la variabilidad e incertidumbre de la acción sísmica, el tratamiento estadístico de la demanda en los componentes considerados vulnerables del puente, hasta los criterios de cómo se desarrollan funciones de fragilidad. Paralelamente, se resume cómo considerar los costos de reparación y la pérdida de lucro asociados a los estados de daño. Por último se explica cómo se construye y qué significa una función de vulnerabilidad; la cual constituye la función objetivo en un análisis de confiabilidad estructural (a priori, desconocida).

Este tipo de estudio reviste gran importancia como herramienta de análisis y verificación en estructuras nuevas y existentes. Así, puede ser aplicado para: identificar la incidencia que diversas opciones técnicas poseen sobre los costos de inversión; análisis de proyectos complejos; o dar mayor flexibilidad arquitectónica posibilitando diseños no contemplados en los códigos y normas. De igual modo, puede aplicarse para evaluar propuestas con o sin dispositivos reductores de vibración, disipadores, masas sintonizadas, etc.

## 3 VULNERABILIDAD BASADA EN COMPONENTES

En primera instancia es confeccionado un modelo numérico de la estructura; el cual puede ser determinístico con propiedades constitutivas medias; o bien, probabilístico variando aleatoriamente en cada ejecución los parámetros más relevantes. Luego, se seleccionan diversos acelerogramas apropiados a la sismicidad, o se generan artificialmente.

La demanda estructural por tipo de componente y modo de rotura prevaleciente, es obtenida por cada acelerograma, tal como indica la [Figura 1](#). Posteriormente, se construyen las funciones de fragilidad según estados límites de falla (ver [Figura 2](#)). Las mismas son establecidas mediante análisis auxiliares, relevamientos post-terremoto o ensayos.

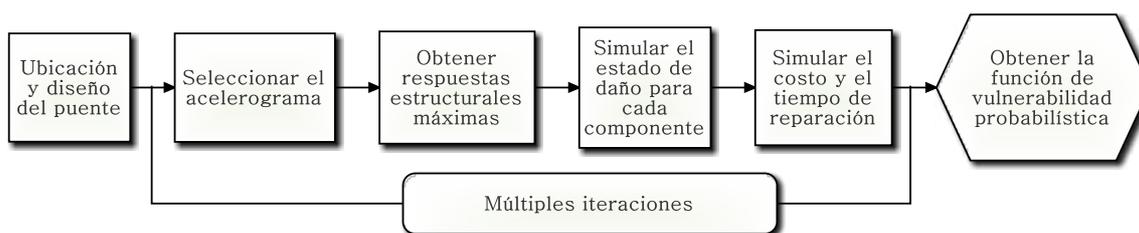


Figura 1: Etapas del análisis de vulnerabilidad en una estructura

A partir de distribuciones acumuladas de probabilidades de falla (fragilidad), en la siguiente etapa es factible simular el estado discreto de daño por clase de componente, condicionada a la demanda impuesta sobre ellos. Cabe contemplar que la posibilidad que suceda uno u otro nivel de daño, para una misma intensidad sísmica, es un hecho aleatorio.

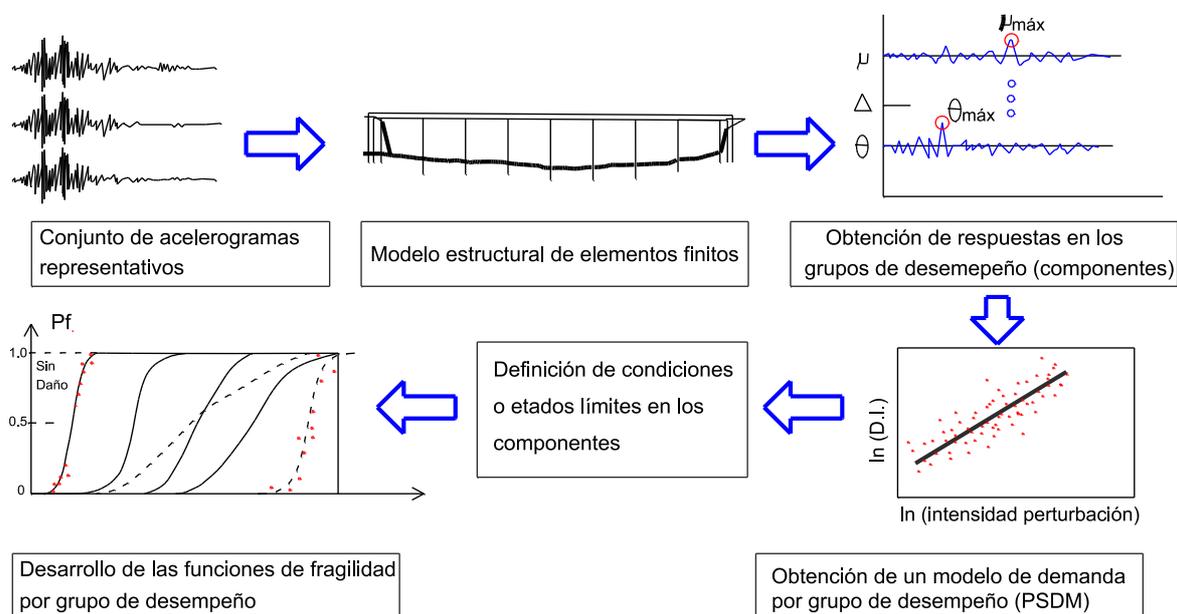


Figura 2: Funciones de fragilidad mediante análisis dinámicos no lineales y límites de capacidad pre-analizados.

En el paso siguiente se simula el costo directo e indirecto por reparación en cada componente evaluado, condicionado a la ocurrencia de un incierto nivel discreto de daño. Finalmente, al repetir numerosas veces este esquema para un rango de intensidades de perturbación, se obtiene la función de vulnerabilidad. La misma considera explícitamente diversas fuentes de variabilidad e incertidumbre. Representa en ordenadas el costo ( $Y$ ) normalizado respecto al reemplazo de una estructura nueva (ver Figura 3).

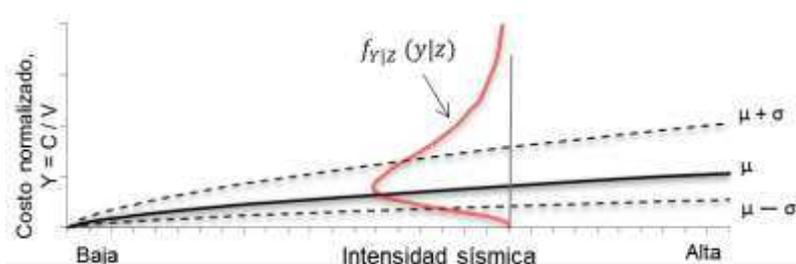


Figura 3: Función de vulnerabilidad junto a la densidad de probabilidad dado un escenario de peligrosidad.

#### 4 EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DEL CASO DE ESTUDIO

El análisis descrito puede ser extendido para cuantificar el riesgo sísmico conforme a la Figura 4 y la Ec. (1). En síntesis, se definen distribuciones condicionadas de probabilidad para las siguientes variables: parámetro de intensidad sísmica (IM), demanda estructural (EDP), cuantificación del daño (DM) y de consecuencias (DV), acorde al caso. Notar que las mismas son todas medidas de desempeño, pero con diferente lenguaje.

El resultado hallado en cada etapa es vinculado sucesivamente en base al teorema de probabilidad total. Para la resolución se asumen variables independientes y que la estructura

es restaurada luego de haber sufrido daño (Moehle y Deierlein, 2004), (Krawinkler y Miranda, 2004), (Hamburger et al., 2014), (Porter, 2003), entre otros.

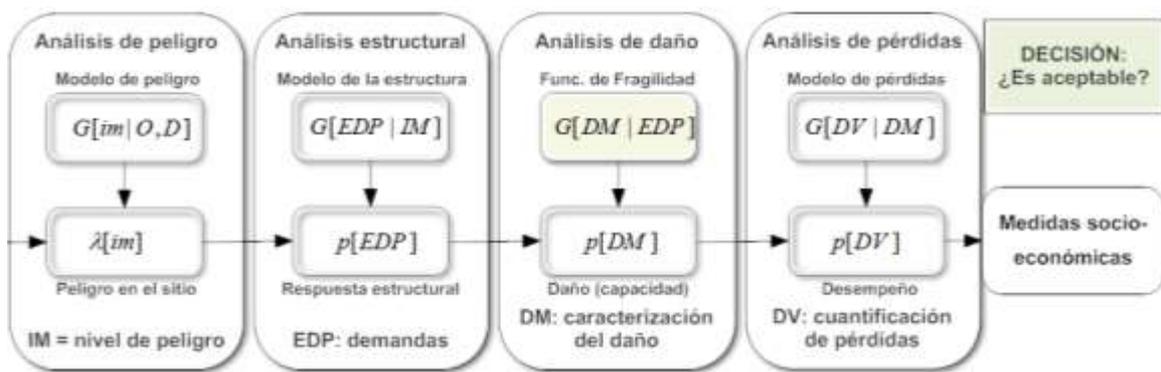


Figura 4: Evaluación basada en el desempeño probabilístico (PBEE-2)

Si se desea considerar amenazas simultáneas, la Ec. (1) puede separarse en términos y aplicarse factores binarios de peso (Kiremidjian et al., 2006). Por otro lado, cabe apreciar que  $dG(e)$  implica densidad de probabilidad  $f_E(e)$  de la variable (E).

$$\underbrace{p[DV]}_{\text{riesgo según consecuencias DV}} = \int_{im} \int_{dm} \int_{edp} \underbrace{G(dv|dm)}_{\text{análisis de pérdidas}} \underbrace{dG(dm|edp)}_{\text{análisis de daño}} \underbrace{dG(edp|im)}_{\text{análisis de la respuesta}} \left| \frac{d \lambda(im)}{d im} \right| \quad (1)$$

La Ec. (1) es útil para exhibir los conceptos. Así, la función de peligrosidad sísmica en el sitio,  $\lambda(im)$ ; define la tasa media anual de excedencias de un parámetro (IM), respecto a un umbral particular de intensidad ( $im^*$ ), estudiado por sismólogos (Kramer, 1996). Luego, mediante un modelo estructural, la función de probabilidad de la demanda (EDP), condicionada a la peligrosidad,  $G(edp|im)=1-F(edp|im)$  es obtenida. A continuación, la función de fragilidad,  $G(dm|edp)$ , permite simular el estado de daño (DM), dada la demanda. Finalmente, con  $G(dv|dm)$  se expresan consecuencias económicas o sociales (DV), condicionadas al nivel de daño alcanzado. Cabe notar que la función de vulnerabilidad constituye un resultado intermedio entre estas dos últimas etapas nombradas.

#### 4.1 Grupos de desempeño

Conviene agrupar aquellos elementos con comportamientos análogamente afectados por un tipo de respuesta estructural. La caracterización según *Grupos de Desempeño* (GD) implica la descripción cuantitativa de niveles de daño según capacidades límite, junto a los respectivos costos y plazos de reparación. Dichos parámetros pueden estudiarse ad hoc, o bien almacenarse en base de datos para su posterior consulta.

En el puente de la Figura 5, se distinguen 24 (GD), según seis categorías:

- 1) Columnas I: implica la más desfavorable de las pilas P1, P2, P3 y P7.
- 2) Columnas II: engloba la más comprometida de las pilas P4, P5 y P6.
- 3) Tableros y aparatos de apoyo: corresponde un grupo de desempeño por cada vano.
- 4) Estribos: un grupo para cada uno. Agrupa losa de aproximación, fundación, topes de hormigón, aparatos de apoyo, los muretes, muros de ala y el relleno posterior de suelo.
- 5) Topes antisísmicos: conviene establecer un grupo para cada una de las pilas del puente.
- 6) Fundaciones: implica un grupo de desempeño por cada pila del puente.



Figura 5: Vista longitudinal del puente bajo estudio

Las características del puente pueden consultarse en (Gerbaudo, Lopaczek y Rubira, 2012). Por razones prácticas, el presente trabajo presenta la vulnerabilidad del viaducto en base al daño en las Columnas I y II. No obstante, un análisis tridimensional y con el aporte de todos los (GD) del puente, constituye una somera extensión de los conceptos que aquí se vierten.

#### 4.2 Simulación de la acción sísmica

Comúnmente la aceleración basal horizontal máxima (PGA) esperada es el parámetro de intensidad escogido en puentes; es decir,  $IM=E[PGA]$  (Padgett, Nielson y Desroches, 2008), (Shinozuka, Banerjee y Kim, 2007), entre otros. Así, según el reglamento aplicado, el (PGA) para el suelo del sitio, es  $0,29g$  ( $g=9,8 \text{ m/s}^2$ ). Sin embargo, no se dispone de ninguna función de peligrosidad,  $\lambda(im)$  específica para el proyecto.

Cuando únicamente se conoce el espectro de diseño, la simulación de una familia de señales cuyo espectro de respuesta *promedio* guarde similitud estocástica con un espectro objetivo, resulta una opción. El método aplicado en este trabajo itera con el espectro de varianzas inherente al proceso aleatorio de las señales creadas, mediante ajuste numérico en base a simulación de Monte Carlo de respuestas extremas de osciladores lineales (Gialis y Spanos, 2012).

Con dicha técnica, los acelerogramas resultan no estacionarios con variación de amplitud a lo largo de su duración, pero con contenido de frecuencias de tiempo invariante. Sin embargo, se considera una metodología conveniente desde el punto de vista práctico. Se desprecian los procesos físicos involucrados en la generación del movimiento.

En su aplicación al puente, primero se simularon treinta acelerogramas estadísticamente compatibles con el espectro de diseño ( $T_R = 475$  años). Sin embargo, la tendencia actual para evaluación del desempeño es considerar diversos escenarios de proyecto y niveles de servicio. Por lo tanto, los valores medio de PGA de esta treintena simulada, luego fueron escalados en diez grupos, según distintos niveles de severidad; obteniéndose así trescientas señales que representan variabilidad sísmica en el rango medio de  $0,07g$  a  $0,83g$  (ver la Figura 6).

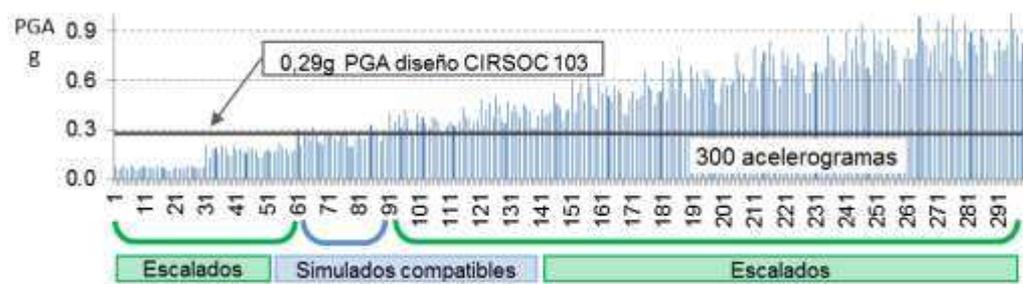


Figura 6: Aceleraciones máximas de las señales utilizadas en los análisis dinámicos

La idea subyacente es la evaluación estructural hasta niveles de perturbación tales que representen daño con importante repercusión económica. En este caso, no hubo necesidad de considerar efectos de segundo orden durante análisis dinámico ni mecanismos de colapso.

### 4.3 Análisis estructural, modelos probabilísticos de demanda y límites de capacidad

La respuesta estructural es obtenida mediante análisis dinámico no lineal de respuestas en el tiempo, ejecutado bidimensionalmente en sentido longitudinal del viaducto. El modelo numérico del puente considera no linealidad material elastoplástica dispuesta en regiones discretas en extremos de columnas y vigas de las pilas, junto a una implementación que representa ciclos de histéresis con la regla de endurecimiento cinemático en las barras de acero longitudinales. Fuera de dichas zonas se disponen elementos con propiedades efectivas de hormigón. Los tableros del puente, simplemente apoyados, permanecen en rango elástico.

En este trabajo, la demanda (EDP) según intensidades crecientes de perturbación se evalúa conforme al *análisis dinámico incremental* (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Con dicha técnica se registraron las máximas rotaciones relativas en las secciones inelásticas de las secciones.

La distribución complementaria,  $G_{EDP|IM}(edp|im)$  se construye con las respuestas (EDP) mediante la Ec. (2), transformación de variables y ajuste por regresión lineal.

$$\begin{aligned} E\tilde{D}P &= S_{EDP|IM} = a IM^b \\ E[\ln(EDP|IM = im)] &= \ln(E\tilde{D}P) = \ln(a) + b \ln(im) \end{aligned} \quad (2)$$

Si  $\ln(EDP|IM)$  se asume Gaussiano; la probabilidad que la demanda supere un umbral ( $x$ ) de capacidad, condicionada a la particular severidad sísmica ( $IM = im$ ); implica la Ec. (3):

$$G_{EDP|IM}(x|im) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(x) - [\ln a + b \ln im]}{\beta_{EDP|IM}}\right) \equiv \Phi\left(\frac{\ln(im) - \frac{\ln(x) - \ln(a)}{b}}{\frac{\beta_{EDP|IM}}{b}}\right) \quad (3)$$

El término  $\Phi(\cdot)$  es la función acumulativa Normal estándar. Vale notar que la regresión lineal es válida en un rango acotado, y que comete mayor error a medida que la demanda se acerca al colapso o inestabilidad, tanto por bloqueo numérico como por razones físicas.

En el caso de Columnas I, y en base a trescientos valores de rotaciones ( $EDP=\theta$ ) en la Pila1, se halla correlación positiva y casi lineal entre  $\ln(\theta)$  y  $\ln(E[PGA])$  para el rango de perturbación estudiado. Se obtiene:  $\ln(a) = -8.02$  y  $b = 1.68$ ; con dispersión  $\beta_{EDP|PGA} = 0.44$ .

Para las Columnas II, se acude a una alternativa empírica con posterior ajuste a una distribución probabilística. Es decir, se computan frecuencias relativas de respuestas mayores a una condición límite de capacidad ( $x$ ), según el cociente de la Ec. (4):

$$G_{EDP|IM}(x|im) = \frac{n^\circ \text{ de respuestas} | im > x}{n^\circ \text{ total de respuestas} | im} \quad (4)$$

La Figura 7 exhibe las máximas rotaciones en la rótula inferior de Pila P6,  $\{|\theta_{R33\_P6}|\}$ , junto a tres límites determinísticos de capacidad. Allí, cada faja representa diez niveles esperados de severidad sísmica, que respectivamente agrupan treinta respuestas de la estructura.

A diferencia del ajuste por regresión, el cálculo mediante frecuencias relativas requiere un número mucho mayor de solicitaciones por cada faja de intensidad ( $im = pga$ ). Además, encuentra dificultad cuando urge estimar probabilidades de excedencia para perturbaciones extremas, tal como ocurre en las dos últimas fajas de la derecha.

En este trabajo, los límites de resistencia en las secciones inferiores de columnas se expresan según rotaciones, conforme a relaciones entre momento flector, curvatura y carga axial (ver Tabla 1). Las distintas definiciones y criterios para escoger indicadores cuantitativos de daño pueden consultarse en diversas fuentes bibliográficas; por lo que su desarrollo y explicación no forman parte de este artículo.

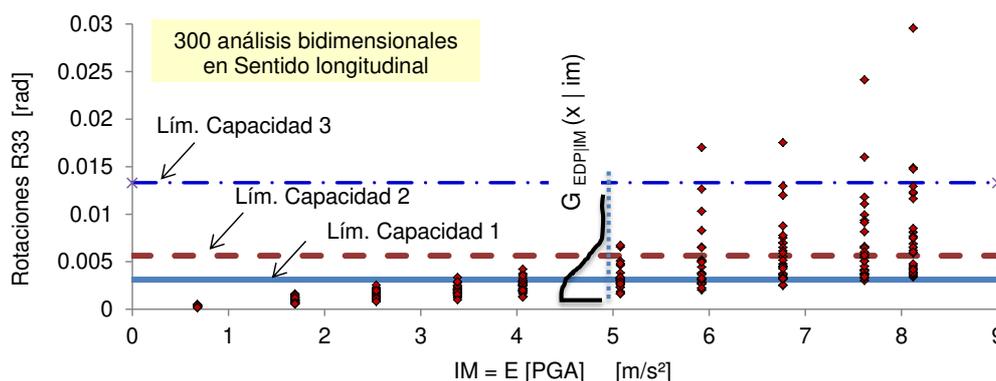


Figura 7: Análisis de la demanda (EDP) según rotaciones máximas en la Pila 6 (Columnas II)

Capacidad a rotación en (GD) Columnas I					Capacidad a rotación en (GD) Columnas II	
Pilas P 1, 2, 3 y 7					Pilas P 4, 5 y 6	
Seervicio	LS 1	$S_{c1} =$	0.00257 [rad]	$\beta_{c1} = 0,15$	0.00313 [rad]	$\beta_{c1} = 0,15$
Reparable	LS 2	$S_{c2} =$	0.00604 [rad]	$\beta_{c2} = 0,15$	0.00563 [rad]	$\beta_{c2} = 0,15$
Muy costoso	LS 3	$S_{c3} =$	0.01512 [rad]	$\beta_{c3} = 0,40$	0.01330 [rad]	$\beta_{c3} = 0,40$

Tabla 1: Límites de capacidad en la rótula plástica inferior (sentido longitudinal del puente)

#### 4.4 Simulación de estados de daño a partir de funciones de fragilidad

Cuando las variables que definen demanda (D) y capacidad (C) se asumen distribuidas log normalmente, el planteo analítico se expresa con la Ec. (5). En consecuencia, la Figura 8 expone las funciones de fragilidad que describen a los (GD) analizados en el puente. Las mismas indican, en ordenadas la probabilidad con la cual se *inicia* determinada condición límite, condicionado a la demanda (D=EDP) impuesta, indicada en abscisas. Luego, la diferencia entre dos funciones implica la probabilidad,  $p_{DM|EDP}$ , que dicho componente *pertenezca* a un estado de daño,  $DM = \{d_{m0}: \text{nulo}, d_{m1} \text{ leve}, d_{m2} \text{ grave}, \dots, n\}$ .

$$G_{EDP|IM}(x|im) = P[DM > dm|EDP] = P[D \geq C|IM] = \Phi \left( \frac{\ln(S_{EDP|IM}/S_c)}{\sqrt{\hat{\beta}_{EDP|IM}^2 + \hat{\beta}_c^2}} \right) \quad (5)$$

Si se asumen eventos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, tales como  $d_{m1}, d_{m2}, \dots, d_{mN}$ . Entonces, la probabilidad que al menos uno de tales eventos ocurra, implica la suma de las probabilidades individuales:  $P[d_{m1} \cup d_{m2} \dots \cup d_{mk}] = \sum_{i=1}^k P[d_{mi}]$ ,

Usualmente, la función de desempeño estructural está asociada a estados de daño *progresivos y ordenados* de menor a mayor. Además, cada umbral de daño (dm) posee unívocamente una variable que representa su límite de capacidad:  $LS1_{dm=1}, LS2_{dm=2}, LS3_{dm=3}$ . En consecuencia, resulta válida la Ec. (6), donde el parámetro (DM) resulta caracterizado con la función de probabilidad de masa (discreta), condicionada a la demanda,  $p_{DM|EDP}(dm|edp)$ , junto a su respectiva distribución acumulativa,  $F_{DM|EDP}(dm|edp)$ .

Ocurrida una demanda particular (EDP = edp), la posibilidad que suceda el nivel de daño (dm o superior) es un hecho aleatorio, el cual puede simularse con el método de la transformada inversa de la distribución descrita en la Ec. (6); junto a una variable auxiliar con distribución uniforme ( $0 < U \leq 1$ ).

En relación a las funciones de fragilidad del puente, un resultado con múltiples simulaciones de estados de daño se ilustra en la Figura 9. Allí puede observarse que a mayor intensidad sísmica, crecen las chances de pertenencia al estado de daño más severo. Conviene generar desde mil muestras a decenas de miles para obtener estadígrafos creíbles.

$$F_{DM|EDP}(dm|edp) = \sum_{\delta=0}^d p_{DM|EDP}(\delta|edp) \quad 0 \leq dm \leq N_D \tag{6}$$

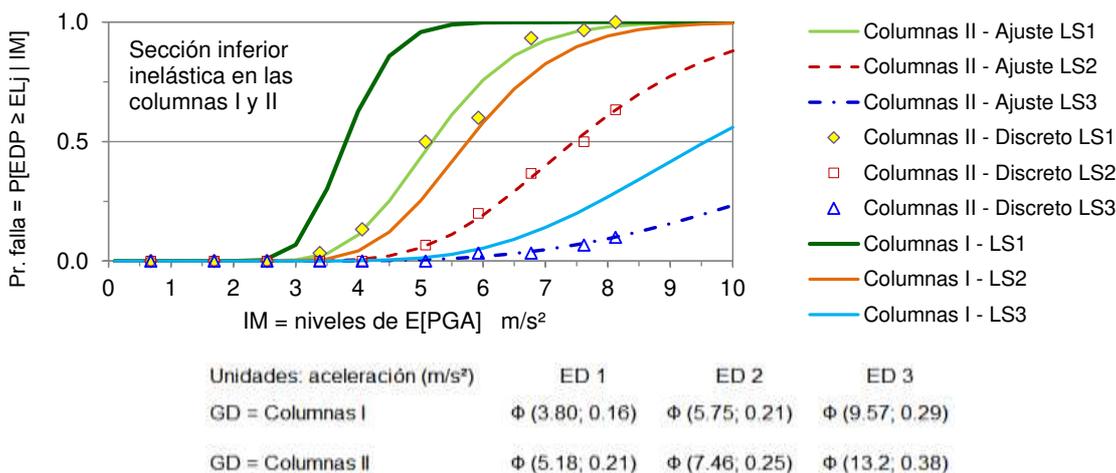


Figura 8: Parámetros y representación de las funciones fragilidad para Columnas I y II

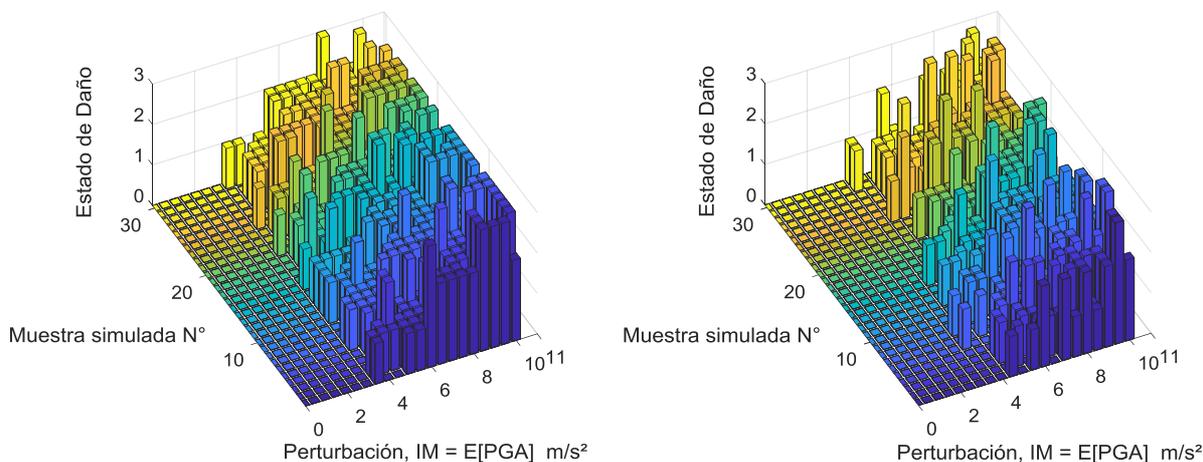


Figura 9: Simulación de estados de daño (DM) en las Columnas I (izquierda) y Columnas II (derecha)

En oposición a elementos de hormigón, cuando existen elementos de protección sísmica, por ejemplo disipadores; menor resulta la incertidumbre con que se definen sus capacidades límite, y también su respuesta. Ello es de esperar porque responden a diseños ad hoc para su función específica, su fabricación en serie es controlada y su montaje supervisado.

#### 4.5 Simulación de costos directos e indirectos y de los plazos de ejecución

El costo directo involucra la reparación o reemplazo de elementos estructurales y no estructurales. Luego, si el monto vinculado a un componente tipo (j), dañado en el estado (dm), se representa con la variable aleatoria ( $C_{j,dm}$ ); la distribución acumulativa del mismo se

representa con  $F_{c_j, dm}(c)$ . A continuación, con el método de la distribución inversa y una variable uniforme auxiliar ( $u$ ), se pueden simular valores de dinero ( $c$ ). Así, cuando el costo se asume con distribución Normal (media  $\mu$ ; varianza  $\sigma$ ), resulta la Ec. (7):

$$c = F_{c_j, dm}^{-1}(u) = \mu + \sigma \Phi^{-1}(u) \quad [\$] \quad (7)$$

El costo directo total implica la sumatoria del aporte de los diversos grupos de desempeño ( $N_{j, dm}$ ) con componentes tipo ( $j$ ), que se encuentran dañados en el estado ( $dm$ ).

Los costos indirectos también pueden simularse y están supeditados al plazo para efectuar refacciones (pérdida de lucro y alteración de servicios, según el contexto). Por lo tanto, se puede definir su respectiva distribución acumulativa según duraciones del cronograma.

Finalmente, la suma de los costos directos e indirectos de los componentes que pertenecen a un mismo nivel de daño, conforma el costo total. Si es necesario, el flujo de dinero puede expresarse según el valor presente neto (VPN). Lógicamente, los costos pueden considerarse determinísticos en su valor medio. No obstante, la credibilidad del análisis podría perderse.

#### 4.6 Función de vulnerabilidad

Para el caso con mil muestras generadas de niveles de daño ( $dm$ ), según las funciones de fragilidad de las Columnas I y II; en conjunto con mil valores de costos directos, parametrizados según cómputos propios; y otras mil de costos indirectos (asumido 1000 us\$ diarios), resulta la función de vulnerabilidad de la Figura 10. Posteriormente, sobre la misma puede efectuarse el ajuste a una función mediana continua y las desviaciones estándar.

A partir de los factores de costo puede evaluarse la densidad de probabilidad,  $f_{Y|IM}(y|pga)$ , para diversos escenarios de peligrosidad ( $im$ ); tal como se indica en la Figura 3. Por ejemplo, en el escenario correspondiente al diseño ( $im = 0.29g$ ); no se observan daños económicos.

Las funciones de vulnerabilidad interesan para la posterior aplicación al *análisis de riesgo*; es decir, para evaluación del desempeño con definiciones ajenas a ingeniería, mediante las funciones  $G_{DV|IM}(dv|im)$ , cuya aplicación no forma parte de este artículo.

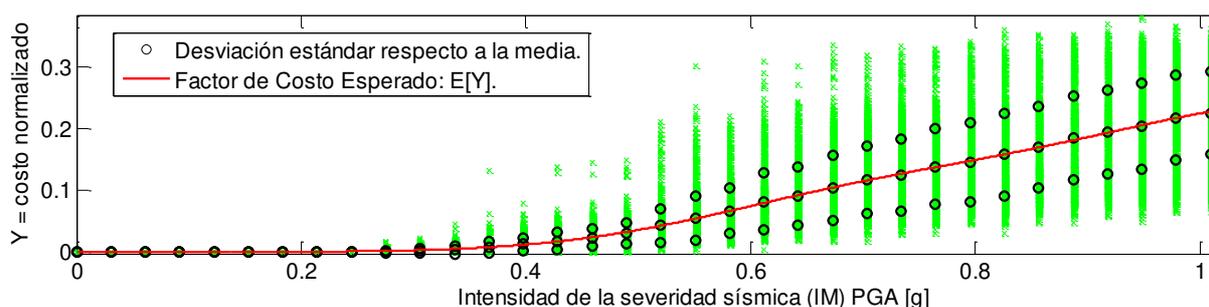


Figura 10: Simulación de la función de vulnerabilidad para el puente de ejemplo

En un contexto de *verificación prescriptivo del diseño*, cabe señalar que no es necesario evaluar el rango completo de severidad sísmica, como se ha hecho aquí; sino sólo los escenarios particulares del proyecto. El esquema de simulación, no obstante; es el mismo.

El concepto expuesto puede adaptarse al análisis de inestabilidad de taludes, tornados, liberación de radioisótopos y otros.

## 5 CONCLUSIONES

Se ha descrito cómo vincular sucesivas etapas independientes de estudio, de modo que distintas fuentes de incertidumbre se incorporen explícitamente al análisis de vulnerabilidad.

Durante el análisis de daño resulta evidente la necesidad de compilar funciones de fragilidad para componentes típicos de puentes de Vialidad Nacional, como así también la confección de una base de datos con costos y plazos, según tipo y nivel de degradación.

Las distribuciones probabilísticas ayudan a tener una visión de respaldo con niveles diversos de confianza, frente a opciones de diseño o la colocación de dispositivos de protección sísmica. De ese modo, la vulnerabilidad constituye una herramienta que ayuda a tomar decisiones de diversa índole; tanto técnica, económica y del financiamiento ante catástrofes, según el contexto. Finalmente, no deben olvidarse las oportunidades, que son conformadas por aquellos eventos u alternativas que pueden beneficiar un proyecto.

## REFERENCIAS

- ASCE 41, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-13, 2013.
- FEMA, P. 58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings, Applied Technology Council and Federal Emergency Management Agency, Report No. P-58-1, 2012.
- Gerbaudo, G.M., Lopaczek, A.A. y Rubira, A., Estimación de Daños Probables en un Puente con Pilas Esbeltas Debido a Efectos Sísmicos, *Mecánica Computacional*, vol. XXXI, no. 8, pp. 1189-1206, 2012.
- Giaralis, A. y Spanos, P.D., Derivation of Response Spectrum Compatible Non-Stationary Stochastic Processes Relying on Monte Carlo-Based Peak Factor Estimation, *Earthquakes and Structures*, vol. 3, no. 3, pp. 581-609, 2012.
- Hamburger, R., Rojahn, C., Heintz, J. y Mahoney, M., FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- Kiremidjian, A., Moore, J., Fan, Y.Y., Williams, M., Basoz, N. y Yazali, M. PEER Report 2006/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, pp. 191, 2006.
- Kramer, S. L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New York, 1996.
- Krawinkler, H. y Miranda, E., Performance-Based Earthquake Engineering, CRC Press, Boca Raton, Florida, 2004
- Moehle, J. y Deierlein, G.G., A framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 3812-3814, 2004
- Padgett, J.E., Nielson, B.G. y Desroches, R., Selection of Optimal Intensity Measures in Probabilistic Seismic Demand Models of Highway Bridge Portfolios, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 37, no. 5, pp. 711-725, 2008.
- Porter, K.A., An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, *9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, pp. 973-980, 2003.
- Shinozuka, M., Banerjee, S. y Kim, S., Fragility Considerations in Highway Bridge Design, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research; MCEER-07-0023, 2007.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, A., Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 491-514, 2002.