



Evaluación de la confiabilidad de puentes de concreto reforzado mediante expresiones cerradas

Reliability assessment of reinforced concrete bridges through simplified closed-form expressions

Flores Ricardo B.

Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco

Posgrado en Ingeniería Estructural

Correo: al2182800042@azc.uam.mx

<https://orcid.org/0000-0002-1485-335X>

Tolentino Dante

Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco

Departamento de Materiales

Correo: dantetl@azc.uam.mx

<https://orcid.org/0000-0003-3930-3562>

Resumen

En el presente trabajo se propone un enfoque para estimar la confiabilidad estructural en términos de dos indicadores: 1) la tasa media anual de falla y 2) el factor de confianza. Los indicadores de confiabilidad se estiman con base en un índice, I_{DC} , que normaliza a la capacidad y demanda estructural. Con base en lo anterior, se llega a nuevas expresiones cerradas para estimar los indicadores de confiabilidad. Las expresiones cerradas consideran incertidumbres epistémicas y aleatorias. El enfoque propuesto se compara con la formulación original propuesta por Cornell *et al.* (2002) que considera a la capacidad y demanda como variables no normalizadas. Se estiman tasas de excedencia y factores de confianza para distintos estados límite que recomienda la normativa actual. Los indicadores de confiabilidad se estiman en un puente de concreto reforzado diseñado para desarrollar una distorsión de 0.002 y 0.004. Las estructuras se ubican en la Ciudad de México en terreno de transición. En la obtención de la confiabilidad estructural se consideran las incertidumbres mecánicas y geométricas. Con base en los resultados se dan recomendaciones sobre la viabilidad de diseñar puentes para que desarrollen cierta distorsión bajo la tipología estructural mostrada.

Descriptores: Expresiones cerradas, tasa de falla, factor de confianza, puentes de concreto reforzado.

Abstract

This paper proposes an approach to estimate the structural reliability in terms of two indicators: 1) the mean annual failure rate and 2) the confidence factor. Reliability indicators are estimated based on an index, I_{DC} , which normalizes the structural capacity and demand. Based on the above, new simplified closed-form expressions are developed to estimate the reliability indicators. The simplified closed-form expressions consider epistemic and aleatory uncertainties. The proposed approach is compared with the original formulation proposed by Cornell *et al.* (2002) which considers the capacity and demand as variables not normalized. Rates of failure and confidence factors are estimated for different limit states recommended by current regulations. Reliability indicators are estimated on a reinforced concrete bridge designed to perform a design drift threshold of 0.002 and 0.004. The structures are located in transition soil of Mexico City. The uncertainties related with the mechanical and geometric uncertainties are considered in the estimation of the structural reliability. Based on the results, some recommendations are given on the feasibility of designing bridges with the aim of develop a drift threshold under the presented structural typology.

Keywords: Simplified closed-form expressions, failure rate, confidence factor, reinforced concrete bridges.

INTRODUCCIÓN

El diseño estructural tiene como objetivo garantizar la integridad de la estructura después de alguna carga ambiental, si la carga en cuestión es similar a la carga de diseño considerada en el código en cuestión, es decir, una carga extraordinaria, se espera que la estructura desarrolle un desempeño aceptable. Sin embargo, existen incertidumbres en la ocurrencia de solicitaciones, propiedades geométricas, mecánicas, etc. Una manera de considerar dichas incertidumbres es mediante el uso y aplicación de conceptos en el marco de la probabilidad. Los códigos de diseño consideran cargas ambientales de diseño asociadas a periodos de retorno prestablecidos. Los principales indicadores que permiten la toma de decisiones para un diseño adecuado, rediseño, mantenimiento, inspección, etc., son los niveles de seguridad determinados mediante algún indicador de confiabilidad estructural (ej. índice beta, tasa media anual de falla, tasa de excedencia de demanda, factor de confianza, etc.). En el caso de la tasa de falla existen varias técnicas para su estimación, entre las que destacan: a) mediante solución numérica, b) expresiones cerradas y c) por medio del teorema de probabilidad total.

La tasa media anual de falla obtenida mediante expresiones cerradas fue propuesta por Cornell *et al.* (2002), donde los autores proponen una formulación cerrada que incluye las incertidumbres epistémicas asociadas a la capacidad y demanda. Adicionalmente, los autores proponen otro indicador de confiabilidad denominado factor de confianza, λ_{conf} y su correspondiente nivel de confianza k_x . El trabajo de Cornell *et al.* (2002) se toma como base para estimar la confiabilidad en edificios de acero (FEMA-350, 2000; FEMA-355F, 2000; Yun *et al.*, 2002). Posteriormente, Mackie & Stojadinović (2007) presentan una metodología de diseño con base en el factor de confianza y nivel de confianza en estructuras de puentes considerando incertidumbres en la demanda, daño y pérdidas. Dolšek & Fajfar (2007) muestran un enfoque de estimación de seguridad estructural a través de factores de confianza asociados a estructuras asimétricas mediante análisis estáticos no lineales. Vamvatsikos (2013) desarrolla expresiones de forma cerrada para estimar tasas de falla y factores de confianza considerando un ajuste de segundo orden en la curva de peligro sísmico. La formulación original se extiende para considerar la variación en el tiempo de la capacidad estructural (Torres & Ruiz, 2007; Celarec *et al.*, 2011; Vamvatsikos & Dolšek, 2011; Tolentino & Carrillo, 2018). Tomando en cuenta la variación de la demanda en el tiempo (Ruiz *et al.*, 2014) y considerando la variación de la capacidad y demanda en el tiempo (Tolentino *et al.*, 2012; Tolentino & Ruiz, 2015). Žižmond & Dolšek (2019) presentan una for-

mulación basada en el factor de confianza que tiene el objetivo de asociar el riesgo estructural y la aceleración espectral asociada al diseño estructural. Jalayer *et al.* (2020) estima la seguridad estructural en términos del factor de confianza añadiendo a la formulación original un estimador de daño estructural, además implementa un análisis dinámico no lineal llamado análisis de nube modificado.

A diferencia de los trabajos anteriores, en este trabajo se obtiene la tasa media anual de falla y factor de confianza considerando tanto a la capacidad como a la demanda como variables normalizadas. Como resultado de esta consideración, se obtienen nuevas expresiones cerradas. El enfoque propuesto se ilustra en un puente continuo de concreto reforzado diseñado para satisfacer cierto nivel de desempeño preestablecido. Se estiman los indicadores de confiabilidad para distintos estados límite de acuerdo con la normativa vigente.

TASA MEDIA ANUAL DE FALLA

El valor esperado de la tasa media anual de falla se estima como sigue (Cornell, 1968; Esteva, 1968):

$$E(v_f) = \int -dv_D(d) / dd (P(C \leq d)) dd \quad (1)$$

Donde:

d = la demanda

$dv_D(d) / dd$ = la derivada de la curva de peligro de demanda

$P(C \leq d)$ = la probabilidad de que la capacidad no sea excedida por la demanda d

La ecuación 1 se puede calcular de forma numérica, simplificada o por medio del teorema de probabilidad total. Considerando que la ecuación 1 se resuelve en forma simplificada, se hacen las siguientes hipótesis:

- La curva de peligro sísmico se ajusta en la región de interés de la forma $v(y) = k \cdot y^{\wedge}(-r)$
- La mediana de la demanda sigue una función lognormal (Cornell *et al.*, 2002) y se ajusta de la forma $\hat{D} = a \cdot y^{\wedge} b$
- La mediana de la capacidad, \hat{C} , sigue una función lognormal (Rosenblueth & Esteva 1972; Cornell *et al.*, 2002). Tomando en cuenta las hipótesis antes mencionadas e incluyendo las incertidumbres epistémicas, Cornell *et al.* (2002) estiman la tasa media anual a la falla como sigue:

$$E(vf) = k \left[\left(\frac{\hat{C}}{a} \right)^{\frac{-r}{b}} \right] \cdot \exp \left(\frac{r^2}{2b^2} \{ \sigma_{ln_D}^2 + \sigma_{ln_C}^2 + \sigma_{UD}^2 + \sigma_{UC}^2 \} \right) \quad (2)$$

Donde:

- k y r = parámetros de ajuste de la curva de peligro sísmico
- a y b = parámetros de ajuste de la mediana de la demanda
- \widehat{C} = mediana de la capacidad asociada a un estado límite
- σ_{lnD} y σ_{lnC} = desviaciones estándar de las incertidumbres aleatorias asociadas a la demanda y la capacidad, respectivamente
- σ_{UD} y σ_{UC} = desviaciones estándar de las incertidumbres epistémicas asociadas a la demanda y capacidad, respectivamente

Cornell *et al.* (2002) asocian la tasa media anual de falla con valor de tasa de falla permisible. A partir de esta consideración y haciendo algunos arreglos algebraicos los autores llegan al factor de confianza, λ_{conf} , como sigue:

$$\lambda_{conf} = \phi \widehat{C} / \gamma \widehat{D}^{v_0} \tag{3}$$

Donde:

- ϕ = factor asociado a la capacidad
- $\phi = \exp(-\{r/2b\} \cdot \{\sigma_{lnC}^2 + \sigma_{UC}^2\})$
- γ = factor asociado a la demanda
- $\gamma = \exp(\{r/2b\} \cdot \{\sigma_{lnD}^2 + \sigma_{UC}^2\})$
- \widehat{D}^{v_0} = mediana de la demanda asociada a una intensidad Y^{v_0}

El factor de confianza, λ_{conf} tiene un nivel de confianza, k_x , que representa un nivel de certeza como sigue:

$$k_x = \frac{\ln(\lambda_{conf})}{\sqrt{(\sigma_{UD}^2 + \sigma_{UC}^2)}} + \frac{k \sqrt{(\sigma_{UD}^2 + \sigma_{UC}^2)}}{2b} \tag{4}$$

TASA MEDIA ANUAL DE FALLA CON BASE EN I_{DC}

Con la finalidad de estimar la tasa media anual de falla normalizando a la capacidad y demanda, se hacen las siguientes hipótesis:

- d) La capacidad, C , y demanda, D , se normalizan mediante un índice $I_{DC} = D/C$
- e) La mediana de \widehat{I}_{DC} sigue una función de distribución lognormal y se ajusta mediante $\widehat{I}_{DC} = \alpha \cdot y^\beta$. La tasa media anual de falla en términos de I_{DC} para variables continuas se expresa como sigue:

$$v_{IDC} = \int_0^\infty P[I_{DC} > i_{dc} | Y = y] \cdot dv(y) / dy \tag{5}$$

donde $P[I_{DC} > i_{dc} | Y = y]$ es la probabilidad de que I_{DC} exceda un valor preestablecido i_{dc} ; $|dv(y) / dy|$ es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico. Si I_{DC} se afecta por una variable ε_A se tiene que $I_{DC} = \widehat{I}_{DC} \cdot \varepsilon_A$, donde ε_A representa a las variables aleatorias. Si las variables aleatorias siguen una función de distribución lognormal con media y desviación estándar $\sigma_{ln(\varepsilon_A)} = \sigma_{lnIDC|y}$ y considerando las hipótesis a, d y e, la ecuación (5) resulta como sigue:

$$v_{IDC}(i_{dc}) = \int_0^\infty \left\{ 1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{i_{dc}}{\alpha \cdot y^\beta} \right)}{\sigma_{lnIDC|y}} \right) \right\} \cdot \left| \frac{d(k \cdot y^{-r})}{dy} \right| dy \tag{6}$$

Resolviendo la expresión anterior se tiene:

$$v_{IDC} = k \cdot \left(\frac{i_{dc}}{\alpha} \right)^{-\frac{r}{\beta}} \cdot e^{\frac{r^2}{2\beta^2} \sigma_{lnIDC|y}^2} \tag{7}$$

Si en la ecuación 7 se consideran las variables epistémicas relacionadas con la respuesta estructural y el peligro ambiental, la variable I_{DC} es afectada por las variables aleatorias, ε_A , y epistémicas, ε_E . Por lo tanto, $I_{DC} = \widehat{I}_{DC} \cdot \varepsilon_A \cdot \varepsilon_E$, donde ε_E es una variable con media uno y desviación estándar $\sigma_{ln(\varepsilon_E)} = \sigma_{EIDC}$, la cual sigue una función de distribución lognormal. El modelo probabilista asociado a las incertidumbres epistémicas en el peligro ambiental o curva de peligro sísmico (CPS) se determinan como el producto de $v_y(y)$ con ε_{EH} . Por lo tanto, $v_y |_{\varepsilon_{EH}}(y) = v_y(y) \cdot \varepsilon_{EH}$, donde ε_{EH} es un parámetro que sigue una función de distribución lognormal con media uno y desviación estándar $\sigma_{ln(\varepsilon_{EH})} = \sigma_{EH}$. En la Figura 1 se muestra el modelo probabilista alrededor de I_{DC} que considera las incertidumbres epistémicas y aleatorias asociadas a la respuesta estructural y al peligro ambiental.

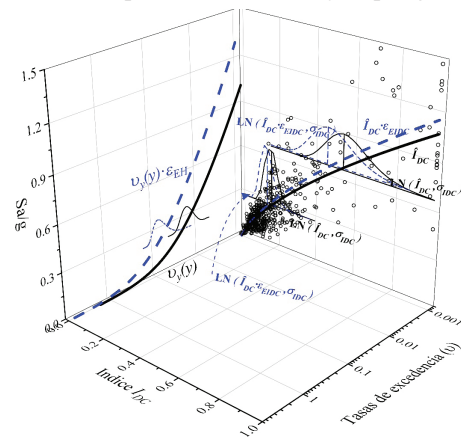


Figura 1. Incertidumbres aleatorias y epistémicas en la solución cerrada

En la Figura 1 se muestra en línea negra los elementos que toman en cuenta las incertidumbres en la respuesta estructural y la línea azul punteada muestra los elementos que toman en cuenta las incertidumbres aleatorias y epistémicas tanto en la respuesta estructural como en el peligro ambiental. Considerando las hipótesis a, d, e, incertidumbres aleatorias y epistémicas, la ecuación 5 resulta como sigue:

$$E(v_{I_{DC}}) = k \cdot \left(\frac{i_{dc}}{\alpha}\right)^{-\frac{r}{\beta}} \cdot e^{\frac{r^2}{2\beta^2} \cdot (\sigma_{I_{DC}|y}^2 + \sigma_{EH_{I_{DC}}}^2)} \tag{8}$$

donde $\sigma_{EH_{I_{DC}}}$ es la fracción de desviación estándar correspondiente a las incertidumbres epistémicas como sigue:

$$\sigma_{EH_{I_{DC}}} = \sqrt{\sigma_{EH}^2 + \frac{r^2 \sigma_{EI_{DC}}^2}{b_2}} \tag{9}$$

donde σ_{EH} y $\sigma_{EI_{DC}}$ son las incertidumbres epistémicas asociadas a la CPS y la respuesta estructural, respectivamente.

FACTOR DE CONFIANZA BASADO EN I_{DC}

Asumiendo que la tasa de excedencia asociada a un estado límite, $v_{I_{DC}}^*$, es menor o igual a una tasa de excedencia permitida, v_0 , se tiene que:

$$v_{I_{DC}}^* \leq v_0 \tag{10}$$

Donde:

$v_{I_{DC}}^* = k(\hat{I}_{DC=1} / \alpha)^{-r/\beta} \exp\left(\frac{r^2}{2\beta^2} (\sigma_{I_{DC}|y}^2 + K_{x_{I_{DC}}} \sigma_{EH_{I_{DC}}}^2)\right)$; $\sigma_{EH_{I_{DC}}}$ representa la dispersión de las incertidumbres epistémicas asociadas a I_{DC} . Después de un procedimiento matemático, la ecuación 10 resulta como sigue:

$$\lambda_{I_{DC}} = \frac{\hat{I}_{DC=1}}{\hat{I}_{DC|y}^{v_0}} \cdot \Psi \tag{11}$$

Donde:

- $\lambda_{I_{DC}}$ = factor de confianza asociado a I_{DC}
- $\hat{I}_{DC=1}$ = índice I_{DC} asociado a un estado límite en estudio
- $\hat{I}_{DC|y}^{v_0}$ = índice de normalización I_{DC} asociado a una tasa de excedencia preestablecida
- Ψ = un parámetro asociado a las incertidumbres epistémicas y aleatorias relacionadas con I_{DC} como sigue:

$$\Psi = \exp(-\{r / 2\beta\} \cdot \{\sigma_{I_{DC}|y}^2 + \sigma_{EH_{I_{DC}}}^2\}) \tag{12}$$

El nivel de confianza en términos de I_{DC} es como sigue:

$$K_{x_{I_{DC}}} = \frac{\ln \lambda_{I_{DC}}}{\sigma_{EI_{DC}}} + \frac{r}{2\beta} \cdot \sigma_{EI_{DC}} \tag{13}$$

donde x es una función gaussiana $x_{I_{DC}} = \Phi(K_{x_{I_{DC}}})$.

MOVIMIENTOS SÍSMICOS

Los movimientos sísmicos ocurridos en México han dejado una gran cantidad de estructuras con cierto daño y hasta casos de colapso. Por lo anterior, este tipo de sollicitaciones se han convertido en una de las principales cargas en el diseño de estructuras. Para evaluar la confiabilidad estructural ante cargas sísmicas se cuenta con una red estaciones acelerométricas en la Ciudad de México. Si los registros sísmicos no son suficientes para caracterizar el peligro sísmico del sitio, se recurre a la simulación de movimientos sísmicos sintéticos a partir de la información disponible del sitio de estudio y lugares cercanos. Para la generación de sismos sintéticos existen distintas técnicas como la que propone Grigoriu *et al.* (1988) quienes plantean un modelo que divide en segmentos el movimiento del suelo y utilizan procesos unidimensionales con amplitud y frecuencia moduladas. Ordaz *et al.* (1995) presentan una metodología de estimación de movimientos sísmicos con base en la función de Green. Alamilla *et al.* (2001) consideran al movimiento sísmico como un proceso estocástico gaussiano no estacionario, con parámetros estadísticos que dependen de la magnitud y la distancia entre la fuente y el sitio. De acuerdo con lo anterior, en este trabajo se simulan 1000 sismos sintéticos utilizando el enfoque propuesto por Alamilla *et al.* (2001). Los movimientos sintéticos corresponden al suelo de transición en la Ciudad de México. En la Figura 2 se muestran solo 200 espectros de respuesta lineal de los sismos simulados.

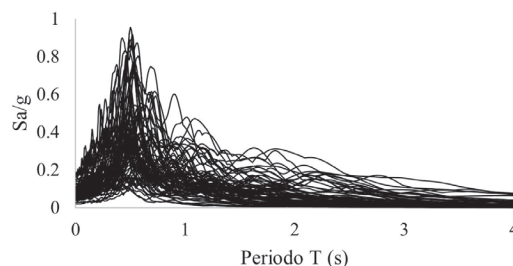


Figura 2. Espectros de respuesta asociados a 200 sismos simulados

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se estiman tasas de falla y el factor de confianza con el enfoque propuesto y alternativamente, con el trabajo de Cornell *et al.* (2002) en un puente continuo de concreto reforzado ubicado en suelo de transición Ciudad de México. El puente cuenta con una longitud de 110 m y tiene dos claros centrales de 30 m y un claro de 25 m en cada extremo (Figura 3). La estructura cuenta con cinco columnas circulares de 7.0 m de altura con cuatro carriles y un ancho de 18.2 m (Figura 4). Se considera un esfuerzo a la compresión del concreto, f'_c , de 400 kg/cm² en las vigas tipo AASHTO, f'_c de 250 kg/cm² en losa y f'_c de 300 kg/cm² en columnas y cabezales. El puente se diseña para desarrollar distorsiones iguales a 0.002 y 0.004. Los casos de estudio se diseñan para un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$. La estructura se ubica en la colonia San Rafael alcaldía Cuauhtémoc. Los casos de estudio resultan con un periodo fundamental T igual a 0.37 y 0.44 s para la distorsión de diseño de 0.002 y 0.004, respectivamente.

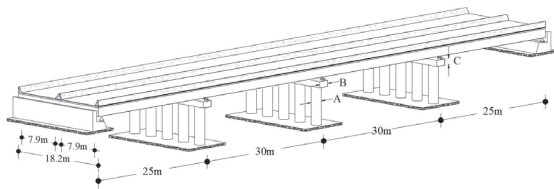


Figura 3. Dimensiones generales del puente de estudio

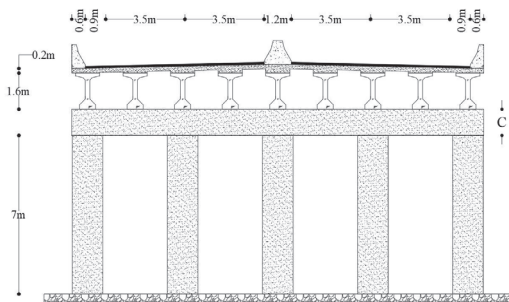


Figura 4. Vista frontal del puente

Para el diseño del puente se toma en consideración el camión de diseño IMT 66.5 de la norma N-PRY-CAR-6-01-006/03 (SCT, 2001a), las combinaciones de carga de la norma N-PRY-CAR-6-01-006/01 (SCT, 2001b) y las Normas Técnicas Complementarias vigentes (NTC, 2017) para las solicitaciones sísmicas y diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado. El armado de refuerzo se muestra en la Figura 5.

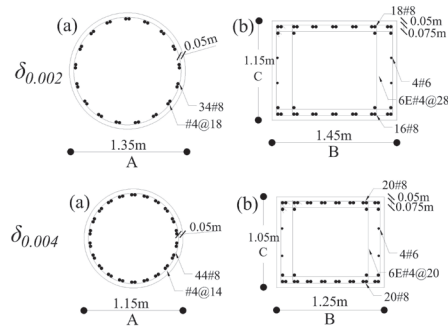


Figura 5. Secciones geométricas y acero de refuerzo, a) columnas y b) cabezales

CARACTERIZACIÓN NO LINEAL E INCERTIDUMBRES

La respuesta inelástica se estima mediante el programa Ruaumoko 3D (Carr, 2007) y se modela la no linealidad mediante la filosofía de plasticidad concentrada. Se considera que el tablero solo transmite carga muerta mientras que la rigidez lateral provee las columnas y cabezales. La falla estructural se encuentra cuando aparecen articulaciones plásticas en los extremos de todas las columnas, o bien, cuando ocurren articulaciones plásticas en la base de todas las columnas. Ruaumoko 3D caracteriza las articulaciones plásticas mediante la relación momento-curvatura. Esta relación se estima mediante la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo (Rodríguez & Botero, 1995) y concreto reforzado (Mander *et al.*, 1988). Para modelar el comportamiento no lineal en los elementos estructurales se usa el modelo de histéresis de Takeda Modificado. El modelo no lineal de la estructura se construye considerando las incertidumbres relacionadas con las propiedades mecánicas y geométricas. En la Tabla 1 se muestran las incertidumbres asociadas a las propiedades geométricas y en la Tabla 2 se muestran las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Se estima capacidad estructural mediante análisis dinámicos incrementales (IDAs) (Vamvatsikos & Cornell 2002), se consideran 100 sismos simulados y estos se asocian a 100 modelos con propiedades simuladas. Un IDA es un análisis paramétrico que permite estimar el desempeño estructural ante eventos sísmicos, escalados gradualmente hasta que la falla estructural aparece. Las Figuras 6 y 7 muestran los IDAs expresados tanto en distorsión máxima global como en I_{DC} para los casos de estudio de 0.002 y 0.004, respectivamente.

Tabla 1. Incertidumbres geométricas

Elemento	Valor nominal (VN)	Factor Bias $\lambda=\mu/VN$	Coefficiente de variación Cv	Ref.		
Distorsión de diseño δ	0.002	0.004				
Base de cabezales (m)	1.45	1.25	1.010	0.040	Nowak <i>et al.</i> (2012)	
Altura de cabezales (m)	1.15	1.05	0.990	0.040	Nowak <i>et al.</i> (2012)	
Ancho de columna (m)	1.35	1.15	1.005	0.040	Nowak <i>et al.</i> (2012)	
Ancho de Losa (m)	0.2	0.2	1.027	0.032	Ellingwood <i>et al.</i> (1980)	
Área de acero de refuerzo (m ²)	#4	1.27E-04	1.27E-04	1.00	0.015	
	#6	2.85E-04	2.85E-04	1.00	0.015	Rodríguez & Botero (1995)
	#8	5.07E-04	5.07E-04	1.00	0.015	

Tabla 2. Caracterización de incertidumbres mecánicas

Variable	Elemento	Valor nominal (VN)	Factor Bias $\lambda=\mu/VN$	Coefficiente de variación Cv	Ref.
$f'c$	Columna y cabezal	300	1.22	0.12	Nowak <i>et al.</i> (2012)
(Kg/cm ²)	Trabes AASHTO	400	1.16	0.11	Nowak <i>et al.</i> (2012)
	Losa	250	1.24	0.12	Nowak <i>et al.</i> (2012)
f_y	$\phi \leq 1/2''$	4200	1.10	0.08	Rodríguez & Botero (1995)
(Kg/cm ²)	$\phi > 1/2''$	4200	1.07	0.04	Rodríguez & Botero (1995)
f_u	$\phi \leq 1/2''$	5500	1.35	0.04	Rodríguez & Botero (1995)
(Kg/cm ²)	$\phi > 1/2''$	5500	1.32	0.02	Rodríguez & Botero (1995)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero, f_u = esfuerzo último del acero

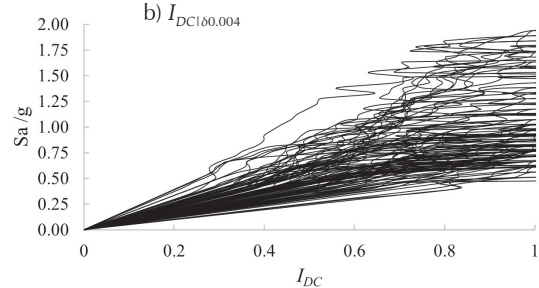
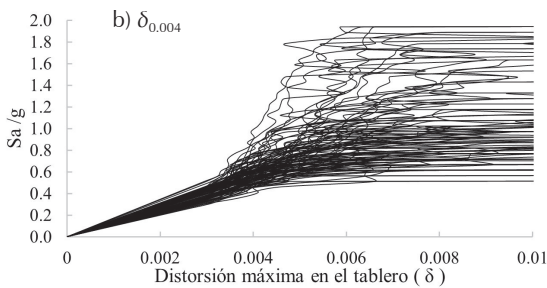
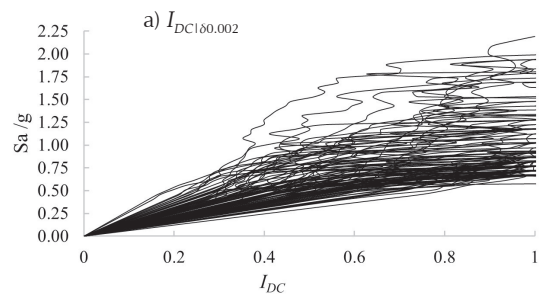
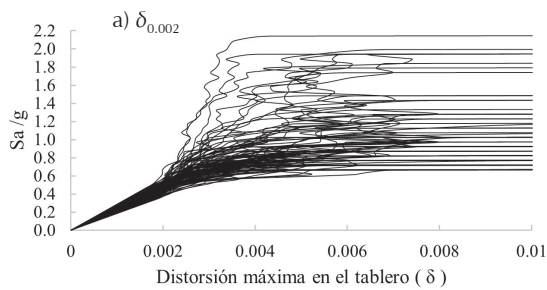


Figura 6. IDAs en términos de la distorsión máxima en el tablero

Figura 7. IDAs en términos de I_{DC}

En la Figura 6a se hace notar que la distorsión de fluencia toma valores de 0.0018 a 0.0026. La distorsión que precede a la falla estructural toma valores entre 0.0036 y 0.0078. La Figura 6b muestra que la distorsión de fluencia se encuentra entre 0.0034 y 0.0052, mientras que la distorsión que precede a la falla presenta valores de 0.0060 hasta 0.0096. En la Figura 7a se obtienen valores de fluencia entre 0.194 y 0.732 mientras que en la Figura 7b se tienen valores de entre 0.262 y 0.837. Debido a la normalización en términos de I_{DC} , la falla estructural toma el valor de la unidad. El caso de estudio asociado a 0.002 (Figuras 6a y 7a) presenta la última falla a una intensidad de 2.194 Sa/g mientras que el caso que se diseña para desarrollar 0.004, presenta la última falla a una intensidad igual a 1.939 Sa/g (Figuras 6b y 7b).

DEMANDA ESTRUCTURAL

La demanda estructural se obtiene mediante análisis dinámicos no lineales, la respuesta de la estructura se obtiene escalando gradualmente al sistema hasta que se presenta el colapso, se consideran 100 sismos simulados asociados a 100 modelos con propiedades simuladas. En la Figura 8a y b se muestran las medianas de la demanda en términos de la distorsión máxima en el tablero y el indicador I_{DC} . En ambas figuras se hace notar que es necesario una mayor intensidad sísmica para desarrollar la misma demanda cuando se comparan los casos de estudio 0.002 y 0.004. Al normalizar la respuesta mediante I_{DC} se visualiza una reducción de la diferencia en los casos de estudio debido a la normalización entre demanda y capacidad. Las desviaciones estándar en términos de distorsiones máximas en el tablero son iguales a $\sigma_{mD} = 0.349 \cdot y^{1.9741}$ y $\sigma_{mD} = 0.502 \cdot y^{1.731}$ para el caso de 0.002 y 0.004, respectivamente. Para el caso en términos de I_{DC} se tiene que $\sigma_{mI_{DC}} = 0.347 \cdot y^{0.217}$ y $\sigma_{mI_{DC}} = 0.430 \cdot y^{0.214}$ para los casos de 0.002 y 0.004.

CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Las curvas de peligro sísmico CPS se tienen como dato conocido (Figura 9), estas curvas están asociadas al sitio de estudio, a un amortiguamiento crítico de 5 % y al periodo fundamental de la estructura. Las CPS se ajustan mediante la función $k \cdot y^r$ en la zona de interés. En la Figura 9 se muestran las CPS para los periodos de 0.37 y 0.44 relacionados con los casos de 0.002 y 0.004, así como su ajuste para los estados límite de servicio y colapso. Los estados límite usados en este trabajo son: a) estado límite de servicio que se determina cuando aparece la primera fluencia en una rotula plástica en cualquier extremo de algún elemento estructural y b) estado límite cercano al colapso definido como un instante previo a la falla incipiente.

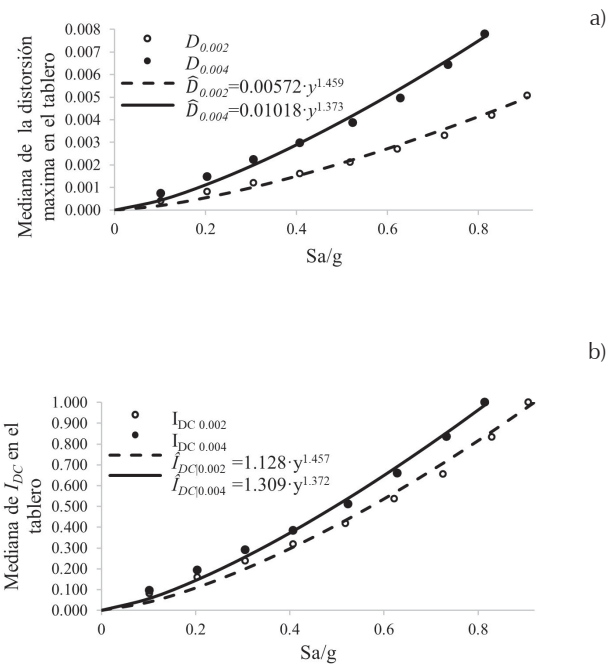


Figura 8. Demanda estructural en términos de: a) distorsión máxima y b) I_{DC}

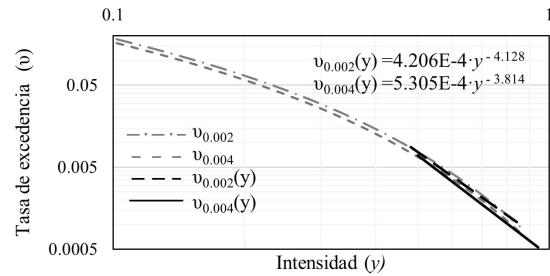


Figura 9. CPS asociados a los casos de estudio

TASAS DE FALLA

Se estiman tasas de falla asociadas a estados límite, servicio y cercano al colapso, considerando el enfoque de tasa de falla, $E(v_f)$, propuesto por Cornell *et al.* (2002) y el enfoque aquí propuesto $E(v_{DC})$. Los comentarios de las NTC-2020 (NTC, 2020) refieren a un espectro elástico para un periodo de retorno de 250 años asociado a un estado límite cercano al colapso, mientras que para el estado límite de servicio se establece un espectro de diseño asociado a un periodo de retorno de 20 años. Con base en lo anterior, se tienen valores de \hat{D} con el enfoque propuesto por Cornell *et al.* (2002) de $\delta_{0.002} = 0.0010$ y $\delta_{0.004} = 0.0021$ para el estado límite de servicio y en el caso del estado límite de cercano al colapso se tienen valores de 0.0026 y 0.0051 asociados a los casos de estudio 0.002 y 0.004. Para el enfoque propuesto, se tienen valores $\hat{I}_{DC180.002} = 0.2086$ y

$\hat{T}_{DCI\delta 0.004} = 0.2564$ para el estado límite de servicio y valores de $\hat{T}_{DCI\delta 0.002} = 0.5088$ y $\hat{T}_{DCI\delta 0.004} = 0.6335$ para el estado límite cercano al colapso. Las desviaciones estándar relacionadas con las incertidumbres aleatorias para los enfoques antes mencionados se estiman a partir de las expresiones que se muestran en la sección Demanda estructural. Las desviaciones estándar de las incertidumbres epistémicas σ_{UD} , σ_{UC} y σ_{EMDC} son iguales a 0.15 (FEMA-355F). Los parámetros r y k asociados para los casos de estudio se muestran en la sección anterior. En la Tabla 3 se muestran las tasas de falla.

Tabla 3. Tasa media anual de falla en términos de $E(vf)$ y $E(v_{DC})$

	$E(vf)$		$E(v_{DC})$	
Estado límite	0.002	0.004	0.002	0.004
Servicio	0.0886	0.0965	0.0758	0.0825
Cercano al colapso	0.0074	0.0090	0.0066	0.0077

En la Tabla 3 se muestran diferencias de 13.3 % en el estado límite de servicio para ambos casos de estudio. En caso del estado límite cercano al colapso, $E(vf)$ es mayor en 36.4 % y 42.3 % para los casos de estudio 0.002 y 0.004. Con base en los resultados, se hace notar que las tasas de falla obtenidas con enfoque mostrado en este trabajo resultan menores que con el enfoque original, esto es debido a la reducción de incertidumbres epistémicas.

FACTOR Y NIVEL DE CONFIANZA

Se estima el factor y nivel de confianza tanto para la formulación original como el aquí propuesto. Los valores que caracterizan a la capacidad, \hat{C} , demanda \hat{D} , y \hat{T}_{DC} se muestran en la sección anterior. Los parámetros asociados al peligro sísmico se estiman en la sección Curvas de peligro sísmico. En la Tabla 4 se muestra el factor de confianza y nivel de confianza de los casos de estudio 0.002 y 0.004.

Tabla 4. Factor de confianza (λ_{conf} y λ_{DC}), nivel de confianza (x % y x_{DC} %)

Estado límite	Caso de estudio	Cornell <i>et al.</i> (2002)		Este trabajo	
		λ_{conf}	λ_{DC}	λ_{conf}	λ_{DC}
Servicio	0.002	1.710	99.768	1.794	99.998
	0.004	1.530	98.935	1.537	99.937
Cercano al colapso	0.002	1.583	99.317	1.664	99.985
	0.004	1.154	84.410	1.246	95.420

La Tabla 4 muestra valores del factor de confianza superiores a 1.5 para el estado límite de servicio en ambos casos de estudio, con una diferencia entre ambas filoso-

fías de 4.9 % y 0.5 % asociadas a un porcentaje de confianza superior a 98.9 %. En el caso del estado límite cercano al colapso, se presentan valores del factor de confianza entre 1.15 y 1.66 con una diferencia entre ambos enfoques de 5.1 % y 8 % para los casos de estudio de 0.002 y 0.004, respectivamente. En el estado límite de cercano al colapso se muestran niveles de confianza superiores a 84.4 %. Se hace notar que para ambos estados límite las demandas no exceden a la capacidad, es decir, factores de confianza mayores a la unidad.

CONCLUSIONES

Se presenta un enfoque para estimar la confiabilidad estructural en términos de dos indicadores mediante expresiones de forma cerrada. Las expresiones cerradas resultan útiles para su aplicación por ingenieros de la práctica debido a su rapidez y simplicidad para estimar la confiabilidad de una estructura ante algún tipo de sollicitación. Las expresiones se pueden utilizar para cualquier sistema estructural y sollicitación ambiental.

Se obtienen las tasas de falla y factores de confianza asociados a distintos estados límite en un puente continuo de concreto reforzado ubicado en la Ciudad de México mediante el enfoque propuesto por Cornell *et al.* (2002) y este estudio. El criterio de aceptación de seguridad estructural en términos del factor de confianza recomendado para el estado límite cercano al colapso por el SAC/FEMA (FEMA-350, 2000) es de $\lambda_{conf} \geq 1.3$ asociado a un nivel de confianza mayor o igual a 90 %. Con base en los resultados obtenidos, se recomienda diseñar puentes de concreto reforzados, bajo la tipología estructural mostrada, para a una distorsión de diseño de 0.002. Sin embargo, no se recomienda diseñar estas estructuras para que desarrollen una distorsión de diseño de 0.004 debido a que no cumplen dicha recomendación. Lo anterior hace notar que se puede llevar a cabo un diseño considerando que una estructura de puente pueda desarrollar cierta distorsión preestablecida.

El criterio de estimación de confiabilidad estructural presentado en este trabajo es una herramienta que permite la toma de decisiones asociadas a diseño, reparación, inspección, montos de seguros y cobertura de seguros en estructuras civiles y de ingeniería.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por su apoyo económico y a la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM) durante sus estudios de doctorado. El segundo autor agradece a la Universidad Autónoma Metropolitana y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología en el mar-

co del proyecto de Ciencia básica CB 2017-2018 A1-S-8700 por el apoyo brindado.

REFERENCIAS

- Alamilla, J. L., Esteva, L., García, J., & Díaz, O. (2001). Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance. *Journal of Seismology*, 5(1), 1-21. <http://10.1023/A:1009892002555>
- Carr, A. (2007). *Ruaumoko manual*. Christchurch, New Zealand: Christchurch, University of Canterbury.
- Celarec, D., Vamvatsikos, D., & Dolšek, M. (2011). Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(4), 1137-1155. <http://10.1007/s10518-010-9241-3>
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606. <https://doi.org/10.1785/BSSA0580051583>
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526-533. [http://10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](http://10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526))
- Dolšek, M., & Fajfar, P. (2007). Simplified probabilistic seismic performance assessment. *Earthquake Engineering and Structures Dynamics*, 2021-2041. <http://10.1002/eqe.697>
- Ellingwood, B. R., Galambos, T. V., McGregor, J. G., & Cornell, C. A. (1980). Development of a probability-based load criterion for American National Standard A58, National bureau of standards special publication 577.
- Esteva, L. (1968). *Basis for the formulation of decisions on seismic design*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- FEMA-350. (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. Vol. 350. FEMA 350. Washington, DC, USA.
- FEMA-355F. (2000). State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, 355. Washington, DC, USA.
- Grigoriu, M., Ruiz, S., & Rosenblueth, E. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985-Nonstationary models of seismic ground acceleration. *Earthquake Spectra*, 4, 551-568. <http://10.1193/1.1585490>
- Jalayer, F., Ebrahimian, H., & Miano, A. (2020). Intensity-based demand and capacity factor design: A visual format for safety checking. *Earthquake Spectra*, 36(4), 1952-1975. <http://10.1177/8755293020919451>
- Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2007). Performance-based seismic bridge design for damage and loss limit states. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1953-1971. <http://10.1002/eqe.699>
- Mander, B. J., Priestley, N. M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826. [http://10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](http://10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Nowak, A. S., Rakoczy, A. M., & Szeliga, E. K. (2012). Revised statistical resistance models for R/C structural components. *ACI Symposium Publication*, 284, 1-16. <https://doi.org/10.14359/51683801>
- NTC (2017). Normas técnicas complementarias del reglamento de construcción de la Ciudad de México. Gaceta Ofi. Ciudad de México, Mexico.
- NTC (2020). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo con comentarios. Gaceta Ofi. Ciudad de México, México.
- Ordaz, M., Arboleda, J., & Singh, S. K. (1995). A Scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85 (6), 1635-1647.
- Rodríguez, M. E., & Botero, J. C. (1995). Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 49, 39-50.
- Rosenblueth, E., & Esteva, L. (1972). Reliability basis for some Mexican codes. *ACI Symposium Publication*, 31, 1-42.
- Ruiz, S., Tolentino, D., & Torres, M. A. (2014). Factor de confianza dependiente del tiempo para estructuras con deterioro causado por fatiga. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 15, 377-390. [https://doi.org/10.1016/S1405-7743\(14\)70348-8](https://doi.org/10.1016/S1405-7743(14)70348-8)
- SCT. (2001a). Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares (N-PRY-CAR-6-01-006/01). Pp. 1-25 en PRY. PROYECTO.
- SCT. (2001b). Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares (N-PRY-CAR-6-01-006/03). Pp. 1-6 en PRY. PROYECTO.
- Tolentino, D., Ruiz, S., & Torres, M. (2012). Simplified closed-form expressions for the mean failure rate of structures considering structural deterioration. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(5), 483-96. <http://10.1080/15732479.2010.539067>
- Tolentino, D., & Ruiz, S. (2015). Evaluación del factor de confianza considerando daño estructural sísmico en el tiempo. *Ingeniería sísmica*, 93, 1-19.
- Tolentino, D., & Carrillo, C. A. (2018). Evaluation of structural reliability for reinforced concrete buildings considering the effect of corrosion. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(4), 1344-53. <http://10.1007/s12205-017-1650-2>
- Torres, M., & Ruiz, S. (2007). Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29(9), 2183-92. <http://10.1016/j.engstruct.2006.11.014>
- Vamvatsikos, D., & Dolšek, M. (2011). Equivalent constant rates for performance-based seismic assessment of ageing structures. *Structural Safety*, 8-18. <http://10.1016/j.strusafe.2010.04.005>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 491-514. <http://10.1002/eqe.141>
- Vamvatsikos, D. (2013). Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(8), 1171-88. <http://10.1002/eqe.2265>
- Yun, S. Y., Hamburger, R. O., Cornell, C. A., & Foutch, D. A. (2002). Seismic performance evaluation for steel moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 534-45. [http://10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(534\)](http://10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(534))

Žižmond, J., & Dolšek, M. (2019). Formulation of risk-targeted seismic action for the force. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48, 1406-1428. <http://10.1002/eqe.3206>

Cómo citar:

Flores R. B., & Tolentino D. (2022). Evaluación de la confiabilidad de puentes de concreto reforzado mediante expresiones cerradas. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 23 (03), 1-10. <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2022.23.3.019>