

## EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DISEÑADA CON EL CÓDIGO Y OTRA OPTIMIZADA

### SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF A STRUCTURE DESIGNED WITH THE CODE AND ANOTHER OPTIMIZED

Oscar Möller<sup>a</sup>, Ricardo Foschi<sup>b</sup>, Juan P. Ascheri<sup>a</sup>, Guido Valentini<sup>a</sup> y Sergio Grossman<sup>c</sup>

<sup>a</sup>*Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), Facultad Cs.Ex., Ingeniería y Agrimensura,  
Universidad Nacional de Rosario, Riobamba y Berutti, 2000 Rosario, Argentina,  
[moller@fceia.unr.edu.ar](mailto:moller@fceia.unr.edu.ar)*

<sup>b</sup>*Civil Engineering Department, University of British Columbia, 6250 Applied Sciences Lane,  
Vancouver, B.C., Canada V6T 1Z4, [rowfal@civil.ubc.ca](mailto:rowfal@civil.ubc.ca)*

<sup>c</sup>*Escuela de Ingeniería Civil, Facultad Cs.Ex., Ingeniería y Agrimensura, Universidad Nacional de  
Rosario, Riobamba y Berutti, 2000 Rosario, Argentina, [sergiogrossman@fibertel.com.ar](mailto:sergiogrossman@fibertel.com.ar)*

**Palabras clave:** Evaluación sísmica, Incertidumbres, Dinámica no lineal, Optimización.

**Resumen.** Los procedimientos actuales de diseño sísmico basado en el desempeño presentan como objetivos el riesgo aceptable de pérdidas económicas por daños a las personas (damnificados) y daños a la construcción, 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 consideran incertidumbres en la acción sísmica, en los parámetros materiales, en el modelo estructural, en la evaluación de daños y en la cantidad de ocupantes del edificio. La metodología implementada se aplica a un edificio de 4 pisos para oficinas diseñado con el código IC 103 para zona 4, y se la compara con una estructura optimizada ubicada en la misma zona. Se presentan conclusiones de interés práctico.

**Keywords:** Seismic assessment, Uncertainties, Nonlinear dynamics, Optimization.

**Abstract.** Current performance-based seismic design procedures present as objectives the acceptable risk of economic losses due to damage to people (victims) and damage to construction, depending on the seismic hazard. Due to the existence of uncertainties, the evaluation is carried out in probabilistic format using numerical Monte Carlo simulation techniques. Uncertainties are considered in the seismic action, in the material parameters, in the structural model, in the evaluation of damages and in the number of occupants of the building. The implemented methodology is applied to a 4-story office building designed with code IC 103 for zone 4, and is compared with an optimized structure located in the same area. Conclusions of practical interest are presented.

## 1 INTRODUCCIÓN

La metodología de diseño sísmico basado en el desempeño comenzó a desarrollarse a mitad de los 90' con objetivos múltiples de alcanzar diferentes grados de desempeño para diferentes niveles de terremotos de diseño (SEAOC Vision 2000, 1995; FEMA 273, 1997; FEMA 356, 2000; ASCE 41-06, 2007). Los grados de desempeño se expresaban como Completamente operacional, Operacional, Seguridad de vidas y Límite de colapso, función de rangos aceptables de demanda de resistencia y deformación sobre componentes estructurales y no estructurales, con relación implícita sobre niveles de daños.

En la nueva generación de 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, riesgo de la seguridad de ocupación del edificio luego del sismo, etc. (FEMA 349, 2000; FEMA 445, 2006; FEMA P-58, 2012).

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 cantidad de ocupantes del edificio debido a la hora, día y mes que ocurre el terremoto, en el tipo y cantidad del contenido. Se obtienen curvas de probabilidad de no excedencia en función de la variable de impacto analizada.

Algunas aplicaciones recientes de estas nuevas metodologías pueden verse en Dhakal and Saha (2017), Pereira and Romão (2017), Santa Cruz et al. (2017).

Como ejemplos numéricos se presenta la evaluación del desempeño sísmico de un edificio para oficinas de 4 pisos, diseñado con el código INPRES-CIRSOC 103, y de una variante con estructura optimizada (Möller et al. 2015, 2016), para analizar y obtener conclusiones de la sensibilidad del procedimiento.

## 2 RESUMEN DEL MÉTODO

Siguiendo los criterios de FEMA P-58 (2012), la metodología se organiza en:

a) Modelo de desempeño del edificio: incluye la información necesaria para definir los elementos en riesgo. Para elementos estructurales y no estructurales se especifica la relación entre demanda y daño con sus consecuencias en costos, denominadas curvas de fragilidad. Para los ocupantes se establece un modelo de la distribución en espacio y tiempo.

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 edificio: 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 y costos en cada caso. En la Figura 1 se representa el diagrama de flujo para evaluar el desempeño en cada realización.

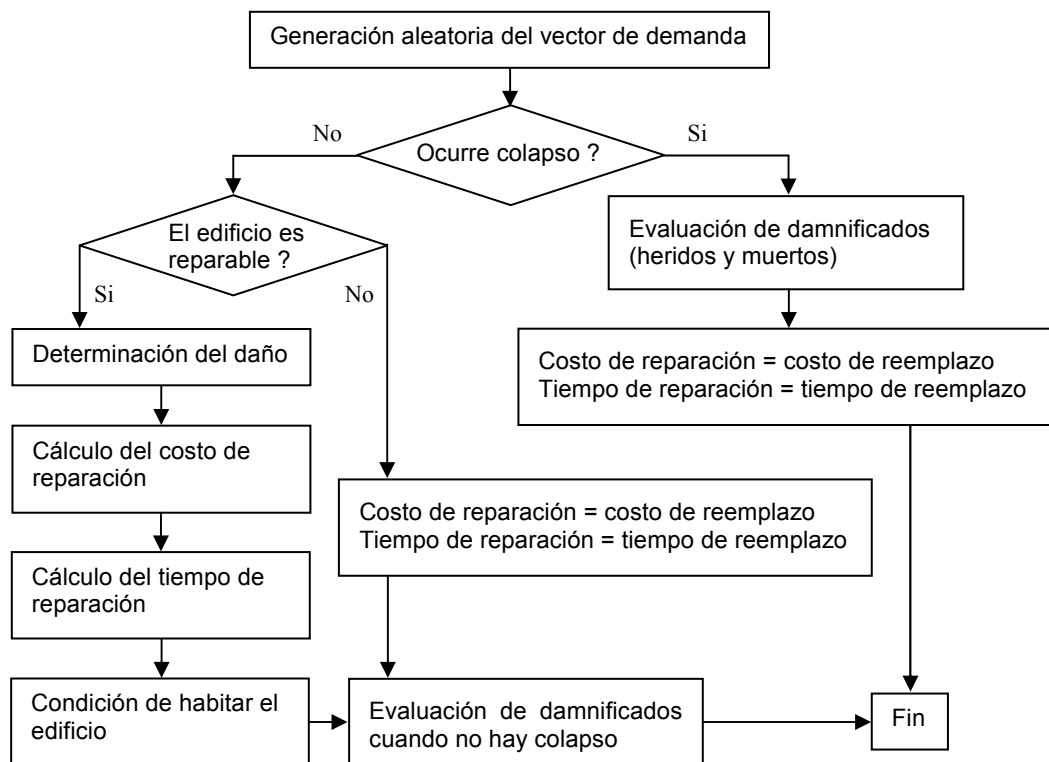


Figura 1: Diagrama de flujo para evaluar el desempeño en cada realización

### 3 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 (2013) 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 (2012), se evalúan las aceleraciones para otras probabilidades de excedencia, ver Figura 2.

Probab de excedencia	T (años)	Frecuencia anual	$a_s$ (g)
50% 30 años	43	0.0233	0.10
50% 50 años	72	0.0139	0.14
50% 75 años	108	0.0093	0.17
10% 50 años	475	0.0021	0.35
5% 50 años	975	0.0010	0.47
7% 75 años	1033	0.0010	0.48
2% 50 años	2475	0.0004	0.64

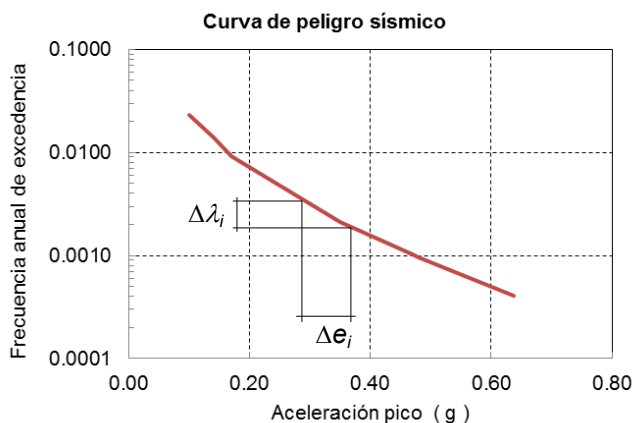


Figura 2: Probabilidad anual de excedencia de la aceleración del suelo compatible con Zona 4 del IC 103

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 2. Para la evaluación basada en tiempo, la intensidad del terremoto se divide en intervalos  $\Delta e_i$ . 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 se escalan para que coincidan 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  $T = 0.50$  seg para la estructura optimizada en trabajos previos, y  $T = 0.65$  seg para la estructura diseñada con el reglamento IC 103. En la Figura 3 se muestran los resultados para el ajuste en  $T = 0.65$  seg.

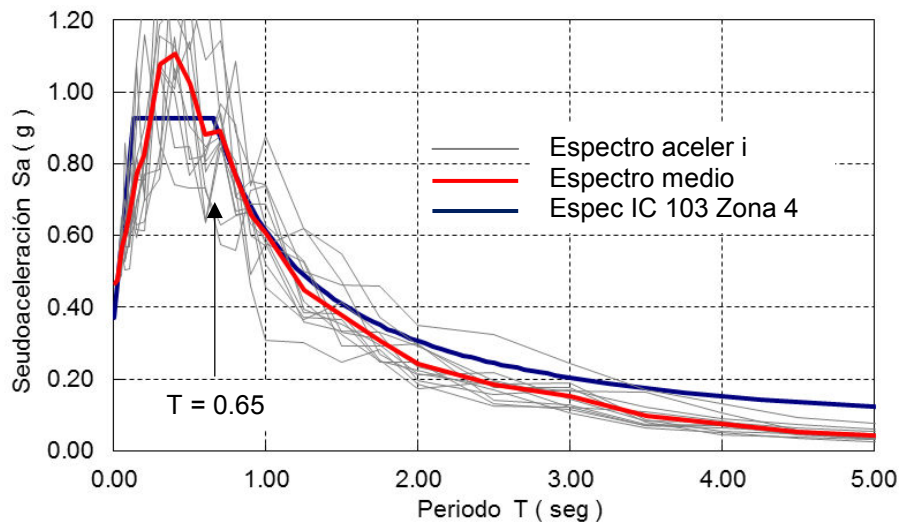


Figura 3: Espectros de los acelerogramas para  $a_s = 0.35g$  y  $T = 0.65s$

#### 4 RESPUESTA DEL SISTEMA

Se evalúa un edificio para oficinas de cuatro pisos ubicado en la ciudad de Mendoza, cuya planta se representa en la Figura 4. También se muestra la elevación de los pórticos en la dirección x, que es la dirección analizada para el movimiento sísmico.

Para el diseño del pórtico se aplican los requisitos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I en cuanto a la carga estática equivalente al movimiento sísmico, y la Parte II para el dimensionamiento por capacidad de los elementos de hormigón armado. Utilizando rigideces reducidas por fisuración se obtiene un periodo fundamental del pórtico de  $T = 0.89$  seg. Sin embargo, para calcular el coeficiente sísmico debe ser

$$T \leq C_u T_a = C_u (C_r H^X) = 1.40 \cdot 0.0466 \cdot 13^{0.9} = 0.657 \text{ seg} \quad (1)$$

Siguiendo el método estático equivalente, y para las combinaciones de cargas del código, se calculan los esfuerzos internos. Para el dimensionamiento por capacidad se propone un mecanismo de disipación de energía con rótulas plásticas en extremos de vigas y en la base de las columnas. En la Tabla 1 se resumen los resultados de las principales variables, tanto para la estructura optimizada (Möller et al., 2016) con  $T = 0.50$  seg, como para la estructura

diseñada con el IC 103 con  $T = 0.89 \text{ seg.}$

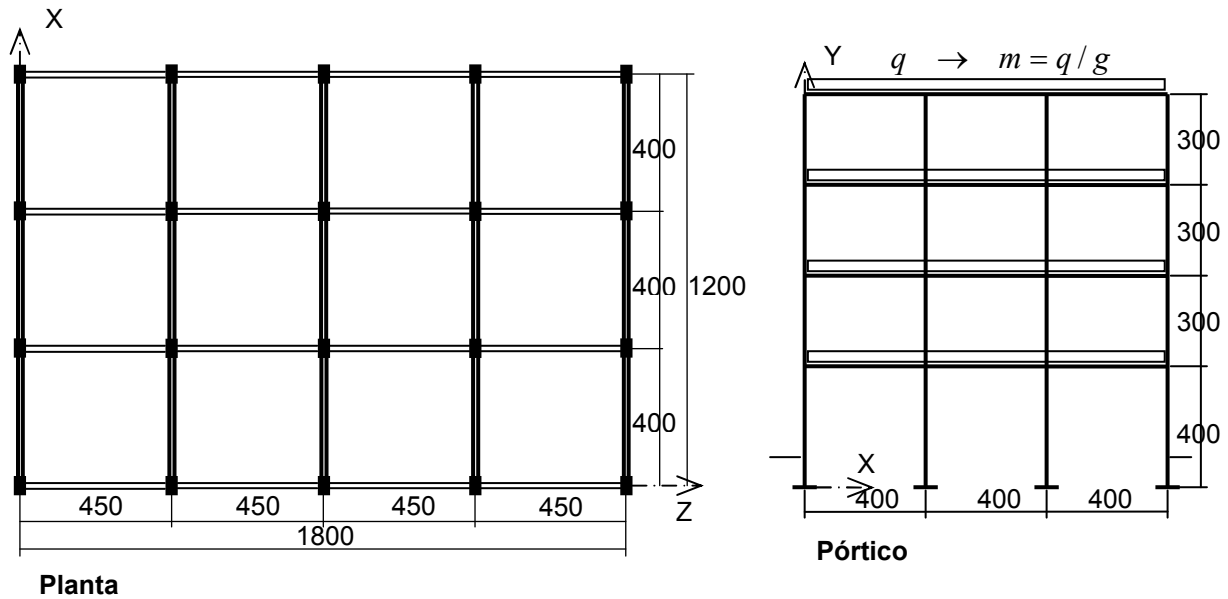


Figura 4: Edificio a evaluar y vista del pórtico resistente genérico

Variable	Estr T = 0.50	Estr T = 0.89	Definición
$X(1) = m \text{ (KN s}^2 / \text{cm}^2)$	$3.00 \times 10^{-4}$	$3.09 \times 10^{-4}$	Masa por unidad de longitud en vigas
$X(2) = b_b \text{ (cm)}$	20	20	Ancho de la sección de vigas
$X(3) = h_b \text{ (cm)}$	64.1	50	Altura de la sección de vigas
$X(4) = b_c \text{ (cm)}$	30	30	Ancho de la sección de columnas
$X(5) = h_c \text{ (cm)}$	85.4	60	Altura de la sección de columnas
$X(6) = \rho_b$	0.0119	0.00804	Cuantía de armadura de tramo en vigas
$X(7) = \rho'_b$	0.0104	0.00452	Cuantía de armadura de apoyo en vigas
$X(8) = \rho_c$	0.0184	0.01455	Cuantía de armadura en columnas
$X(9) = f_r / f'_{c0}$	0.10	0.10	Presión de confinamiento

Tabla 1: Variables de diseño para las estructuras evaluadas

Para cada estructura y para cada valor medio del intervalo de discretización de la aceleración del suelo, con análisis dinámico no lineal de cada uno de los 12 acelerogramas, se obtienen los parámetros de respuesta: (1) UMAX: desplazamiento horizontal máximo en el último piso; (2) ACEL1: aceleración de piso máximo del primer piso; (3) ACEL2: aceleración de piso máximo del segundo piso; (4) ACEL3: aceleración de piso máximo del tercer piso; (5) DISTM: distorsión máxima de piso; (6) DIES: índice de daño global de la estructura; (7) DILOM: índice de daño local máximo. 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.

## 5 GRUPOS DE FRAGILIDAD

La fragilidad de los componentes de un edificio representa 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, simplificado, se definen 3 grupos: (a) Elementos estructurales; (b) Elementos no estructurales; (c) Contenidos: mobiliario y equipamiento.

En forma discreta se definen “estados de daños” para cada grupo de fragilidad, cada uno asociado a un parámetro de demanda (respuesta de la estructura) y a un único conjunto de consecuencias en cuanto al costo. En este trabajo se definen 3 estados de daño para cada grupo de fragilidad: bajo, medio y alto. Se asume distribución lognormal para cada estado de daño  $i$ , función de un parámetro de demanda  $D$  y caracterizada por la mediana  $\theta_i$  y el desvío estándar del logaritmo  $\beta_i$ . Esta dispersión considera las incertidumbres en las propiedades físicas de los elementos estructurales (rigidez, resistencia, ductilidad), incertidumbres en el daño de elementos no estructurales, e incertidumbres en el vuelco y/o deslizamiento de contenidos.

En la Figura 5 se muestran curvas de fragilidad genéricas para los 3 estados de daño definidos, y los parámetros de demanda para cada grupo de fragilidad y los valores de mediana y desvío estándar logarítmico de cada distribución. La probabilidad de colapso se asocia al estado de daño alto de elementos estructurales.

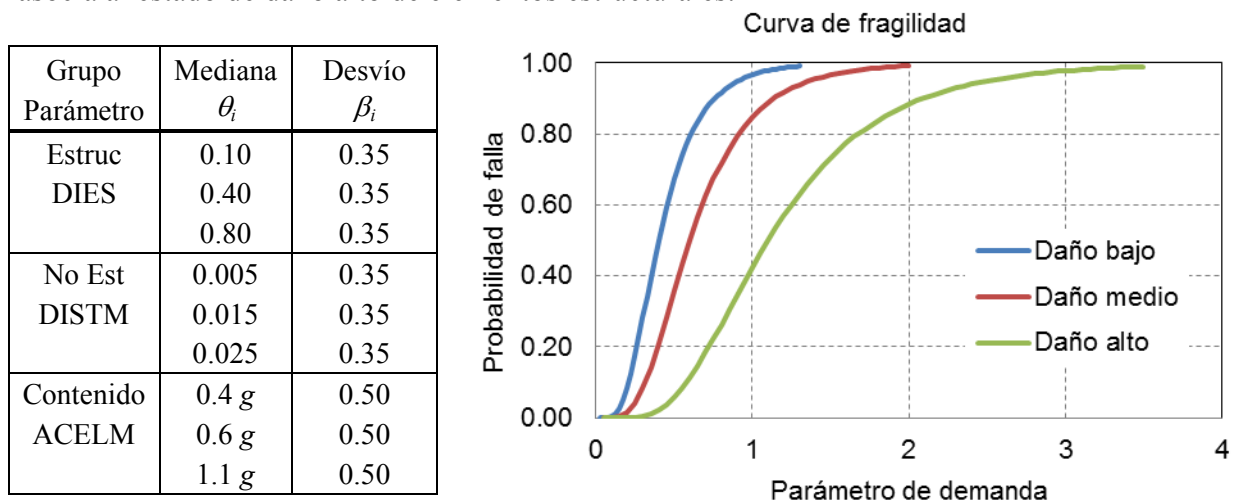


Figura 5: Curvas de fragilidad genéricas para 3 estados de daño y sus parámetros

## 6 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 derivados del nivel de lesiones y cantidad de muertes de personas.

Los costos de **reparación por daños** se consideran función del costo inicial de construcción que está compuesto por: (a) Estructura resistente: vigas y columnas, resulta  $C_{01} = 186475$  USD para la estructura optimizada con  $T = 0.50$ , y  $C_{01} = 124200$  USD para la estructura diseñada con IC 103 con  $T = 0.89$ ; (b) Elementos de control de vibraciones: no hay en estos ejemplos, luego  $C_{02} = 0$ ; (c) Otros elementos estructurales: losas de pisos y fundación,  $C_{03} = 168462$  USD; (d) Elementos no estructurales: incluye el costo de contrapisos, pisos, mampostería, aberturas, instalaciones, etc.,  $C_{04} = 614185$  USD; (e) Contenido: incluye mobiliario y equipamiento. Se considera 2558 USD/puesto de trabajo, y que en este edificio de oficinas trabajan 60 personas, luego el precio global es  $C_{05} = 222546$  USD. Total de costo

inicial  $\Sigma C_{0i} = 1191668 \text{ USD}$  para  $T = 0.50$ ,  $\Sigma C_{0i} = 1129393 \text{ USD}$  para  $T = 0.89$ . Los costos iniciales unitarios, incluyendo contenidos, son  $1379 \text{ USD/m}^2$  y  $1307 \text{ USD/m}^2$  respectivamente.

En la situación que haya colapso, el costo de reposición del edificio es la suma de todas las componentes de costo inicial multiplicado por un coeficiente 1.20 que tiene en cuenta el retiro de restos y limpieza del terreno. En la situación que el edificio no colapse cuando ocurre un terremoto, los costos de reparación de cada grupo de fragilidad y cada estado de daño (bajo, medio, alto), son: Elementos estructurales: (0.15-0.60-0.90)  $C_{01}$ ; Elementos no estructurales: (0.10-0.40-0.90)  $C_{04}$ ; Contenidos: (0.20-0.50-0.90)  $C_{05}$ .

Para los **costos sociales** sólo se tendrán en cuenta los costos directos que debe afrontar el sector social sobre el cual el sismo impactó de manera directa, despreciando en este caso los costos indirectos. Se consideran 3 escenarios de daños sin colapso para el análisis de costos, y otro cuando hay colapso. Se tiene en cuenta el porcentaje de personas, sobre el total de ocupación, que están en el edificio en el momento de ocurrir el terremoto (PPER), con un modelo sugerido en FEMA P-58.

Se incluye: Costo de reinserción laboral (CRL), Costo de contención familiar (CCF), Costo de tratamiento médico (CTM), Costo de rehabilitación de víctimas (CRV), Costo de indemnización por muerte (CIM), Costo de seguros de vida individuales (CSV), Costo de evaluación de daños (CED), Costo de alquiler temporario (CAT). Con detalles similares a los presentados en Möller et al. (2017), resulta

Costo social total para índice de daño bajo:  $28390 \text{ PPER}/100 + 21660 \text{ USD}$ .

Costo social total para índice de daño medio:  $342720 \text{ PPER}/100 + 113530 \text{ USD}$ .

Costo social total para índice de daño alto, sin colapso:  $947839 \text{ PPER}/100 + 205400 \text{ USD}$ .

Costo social total para colapso:  $2117683 \text{ PPER}/100 + 234000 \text{ USD}$ .

## 7 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO : RESULTADOS NUMÉRICOS

Se realiza una evaluación basada en tiempo como se explicó en la sección 3, 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.

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 4.

El procedimiento de generación de un vector de demanda (realización) comienza con la generación de una muestra de variables aleatorias  $\mathbf{U}$ ,  $\mathbf{u} = (u_1, u_2, \dots, u_N)$  con distribución uniforme entre 0 y 1, con un adecuado “seudo” generador. En este trabajo  $N = 7$  parámetros de respuesta o demanda. Luego se transforman a variables normales estándar no correlacionadas  $\mathbf{Z}$  con

$$z_i = \Phi^{-1}(u_i) \rightarrow \mathbf{z} = \Phi^{-1}(\mathbf{u}) \quad (2)$$

Se puede encontrar una relación (Der Kiureghian y Liu, 1986) entre los coeficientes de correlación  $\rho_{ij}$  de las variables originales  $\mathbf{X}$ , agrupados en la matriz  $\mathbf{R}$ , y los correspondientes  $\rho_{0,ij}$  de variables normales estándar  $\mathbf{Y}$  correlacionadas, agrupados en la matriz  $\mathbf{R}_0$ . Se transforman las variables  $\mathbf{Z}$  a las variables  $\mathbf{Y}$  con

$$\mathbf{R}_0 = \mathbf{L} \mathbf{L}^T \rightarrow \mathbf{y} = \mathbf{L} \mathbf{z} \quad (3)$$

Siendo  $\mathbf{Y}$  variables normales estándar correlacionadas equivalentes a las variables  $\mathbf{X}$  que se quieren generar, igualando las funciones de distribución de probabilidades, finalmente se obtiene



$$F_{X_i}(x_i) = \Phi(y_i) \rightarrow x_i = F_{X_i}^{-1}[\Phi(y_i)] \quad (4)$$

que es una muestra de las variables  $\mathbf{X}$ ,  $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_N)$ , con distribuciones  $F_{X_i}(x_i)$  y coeficientes de correlación  $\rho_{ij}$ .

Para cada una de las 1000 realizaciones se sigue el proceso de evaluación del costo descrito en el diagrama de flujo de la Figura 1. 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 5 y 6.

Para establecer el nivel de daño se genera aleatoriamente un número con distribución uniforme (0,1). Si este 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 el día y la hora de ocurrencia del terremoto para obtener el porcentaje de personas en el edificio 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, como se muestra en la Figuras 6 para la estructura optimizada con periodo  $T = 0.50$  seg, y la diseñada con el IC 103 con  $T = 0.89$  seg.

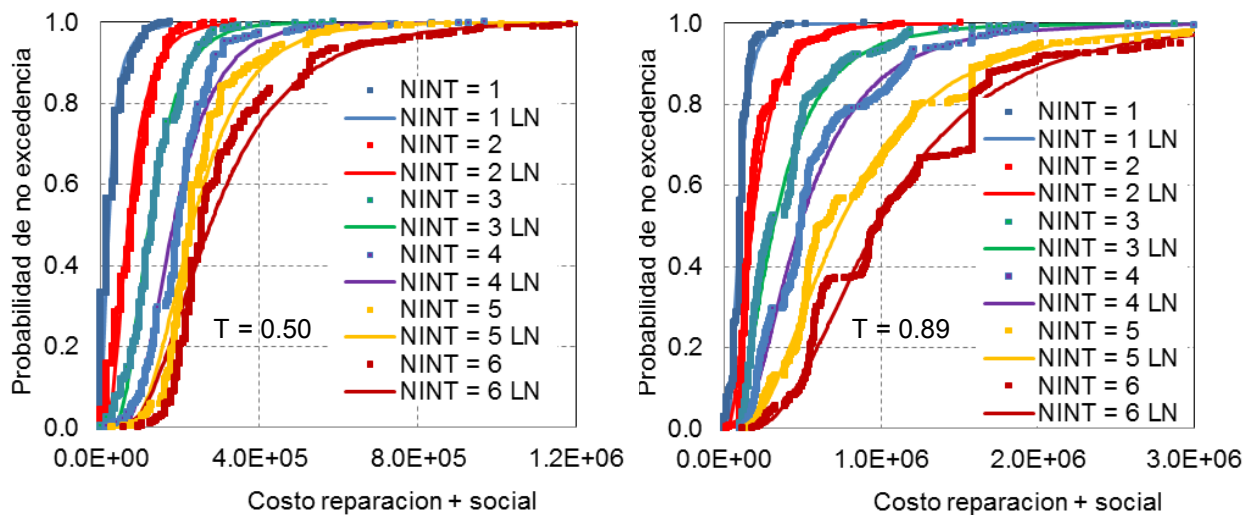


Figura 6: Costos para cada intervalo de peligrosidad sísmica.

Los resultados ordenados de las realizaciones se indican con  $\blacksquare$  y la aproximación con distribución lognormal se representa en línea continua, observándose un muy 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.

Si se comparan los resultados obtenidos para cada estructura analizada, se observa claramente el mayor costo de reparación + social para la estructura diseñada con el IC 103 en todos los intervalos de la discretización del peligro sísmico, que además tiene menor costo inicial si fuera una construcción nueva. De otra manera, para un determinado valor de costo de reparación + social, es mayor la probabilidad de no excederlo en la estructura optimizada que en la diseñada con el IC 103.

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 2. Llamando  $L$  la variable aleatoria costo,  $l$  un valor particular de dicha variable, y  $e$  la intensidad del terremoto, representado en este trabajo con la aceleración pico



del suelo  $a_s$ , resulta

$$\Pr(L > l) = \int_{\lambda} \Pr(L > l | E = e) d\lambda(e) \cong \sum \Pr(L > l | E = e_i) \Delta\lambda(e_i) \quad (5)$$

Donde la probabilidad  $\Pr(L > l | E = e_i)$  es la curva de costo para cada intervalo, Figura 6, y  $\Delta\lambda(e_i)$  es la probabilidad de ocurrencia del intervalo representado por  $e_i$ , Figura 2. Los resultados numéricos obtenidos para cada estructura analizada se presentan en la Figura 7.

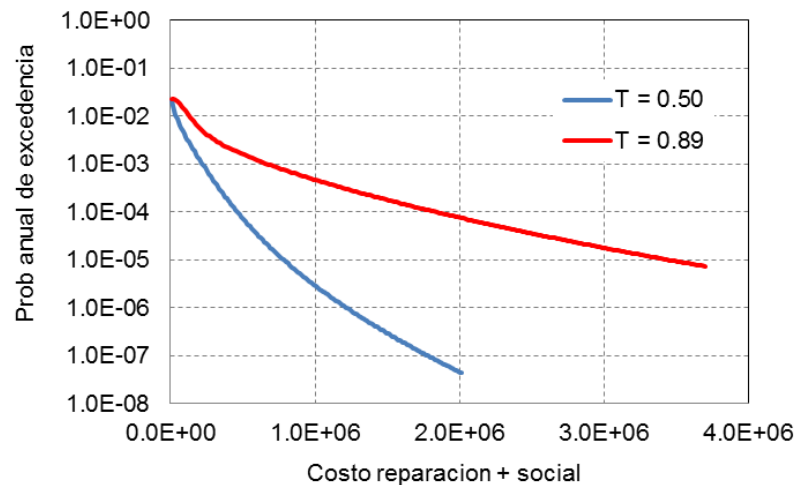


Figura 7: Costos integrados para toda la curva de peligrosidad sísmica.

Estas curvas de probabilidad anual de excedencia de costo de reparación más costo social permite decidir si una estructura existente o proyecto nuevo es aceptable o no, también permite comparar el desempeño de diferentes soluciones estructurales, teniendo en cuenta también las diferencias en los costos iniciales.

## 8 CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 4 pisos para oficinas, que puede ser una construcción existente o proyecto nuevo. Dicho desempeño se mide en costo de reparación y costos sociales cuando ocurre un terremoto. Se tienen en cuenta las incertidumbres presentes en la acción sísmica a través de la curva de peligrosidad sísmica del sitio, y las incertidumbres de la capacidad de los elementos estructurales, no estructurales y contenido mediante las curvas de fragilidad. Los resultados se comparan con el desempeño de una estructura, para la misma construcción, optimizada en trabajos previos.

Como conclusiones generales de la metodología se puede señalar:

- Es de gran importancia considerar todas las incertidumbres presentes en el proceso de evaluación, para obtener las probabilidades de excedencia anual de costos de reparación y costos sociales de cada caso analizado.
- Es significativa la inclusión de costos sociales en la evaluación del desempeño, como se observa en los valores numéricos presentados en la sección 6.
- La representación de los resultados numéricos de las realizaciones mediante distribución lognormal es satisfactoria para los ejemplos analizados.
- Los resultados obtenidos para las dos estructuras analizadas muestran la coherencia del proceso numérico implementado para la evaluación del desempeño.
- 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 una estructura existente o proyecto nuevo es aceptable o no, y además permite comparar el desempeño de diferentes soluciones estructurales.

La conclusión particular de los ejemplos analizados en este trabajo es:

- La estructura diseñada con el reglamento IC 103 Partes I y II presenta menor costo inicial pero significativamente mayor costo de reparación + sociales que una estructura optimizada. Está de acuerdo con la experiencia conocida que el código brinda una aceptable protección contra colapso, pero sin controlar daños adecuadamente.

## REFERENCIAS

- ASCE/SEI 41-06. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *ASCE*, 2007.
- Der Kiureghian, A., Liu, P-L. Structural reliability under incomplete probability information. *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, 112(1), 85-104, 1986.
- Dhokal, R.P. and Saha, S.K. Loss optimization seismic design (losd): beyond seismic loss assessment. *Proceedings of 16th World Conference on Earthquake Engineering 16WCEE*, ID 163, 2017.
- FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Report 273, *Buildings Seismic Safety Council*, 1997.
- FEMA 349, Action plan for performance based seismic design. *Federal Emergency Management Agency*, 2000.
- FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*, 2000.
- FEMA 445, Next-generation Performance-based Seismic design guidelines. *Federal Emergency Management Agency*, 2006.
- FEMA P-58, Seismic performance assessment of buildings. *Federal Emergency Management Agency*, 2012.
- Mendez, J. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes de hormigón armado. *Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán*, 2012.
- Möller, O., Foschi, R.O., Ascheri, J.P., Rubinstein, M., Grossman, S. Optimization for performance-based design under seismic demands, including social costs, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(2): 315-328, 2015.
- Möller, O., Foschi, R., Ascheri, J.P., Poliotti, M., Grossman, S. Análisis numérico de sensibilidad en variables de optimización de estructuras sismorresistentes. *Mecánica Computacional*, 34: 1479-1502, 2016.
- 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.
- Pereira, N., Romão, X. Towards a practice-oriented strategy to include losses in the seismic assessment of rc frame buildings. *Proceedings of 16th World Conference on Earthquake Engineering 16WCEE*, ID 2233, 2017.
- Santa Cruz, S., Chacon Alvarez, R., Paz Fuentes, I., Niño Lazaro, M. Comparison of two different approaches for the assessment of direct losses through performance-based earthquake engineering. *Proceedings of 16th World Conference on Earthquake Engineering 16WCEE*, ID 4244, 2017.
- SEAOC Vision 2000 Committee. Performance based seismic engineering of buildings. *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S.A.*, 1995.