

MÉTODOS NUMÉRICOS PARA OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES INCLUYENDO COSTOS SOCIALES

Oscar Möller^a, Juan P. Ascheri^a, Ricardo O. Foschi^b, Marcelo Rubinstein^a y
Sergio Grossman^a

^a*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*

^b*Civil Engineering Department, University of British Columbia, 6250 Applied Sciences Lane,
Vancouver, B.C., Canada V6T 1Z4, rowfa1@civil.ubc.ca*

Palabras clave: Optimización, confiabilidad, dinámica no lineal, diseño sísmico, costos sociales.

Resumen. El proceso de optimización estructural con acciones sísmicas busca minimizar una función objetivo, que en general se refiere al costo total de la estructura, con restricciones de confiabilidad en los niveles de desempeño analizados. Sin embargo un objetivo superador investigado en este trabajo es considerar el costo de toda la construcción, no solamente de la estructura resistente. Luego, se incluye también el costo de elementos no estructurales, el costo del contenido (mobiliario y equipamiento), y el costo de los daños en dichos elementos. Además, se tienen en cuenta los costos sociales que involucran los costos por lesiones y muertes en personas en caso de daños severos y colapso estructural, costos de lucro cesante y pérdidas de stocks, que son los directamente relacionados con la construcción a optimizar. Con una estrategia numérica de organizar el proceso en bloques, los resultados sobre un edificio de oficinas de tres plantas muestran la importancia de los costos sociales, y también se obtienen interesantes resultados sobre probabilidades de falla óptima cuando el análisis se realiza sin restricciones de confiabilidad.

1 INTRODUCCIÓN

El proceso de optimización estructural busca minimizar una función objetivo, que en general se refiere al costo total de la estructura, incluyendo el costo inicial de construcción y el costo de reparación por daños durante la vida útil.

Sin embargo un objetivo superador investigado en este trabajo es considerar el costo de toda la construcción, no solamente de la estructura resistente. Luego, se incluye también el costo de elementos no estructurales, el costo del contenido (mobiliario y equipamiento), y el costo de los daños en dichos elementos. Además, se tienen en cuenta los costos sociales que involucran los costos por lesiones y muertes en personas en caso de daños severos y colapso estructural, costos de lucro cesante y pérdidas de stocks, que son los directamente relacionados con la construcción a optimizar.

El problema analizado es el diseño sísmico de la estructura de hormigón armado de un edificio, teniendo en cuenta las incertidumbres presentes tanto en el movimiento del suelo como en los componentes estructurales, utilizando variables aleatorias. En el marco del diseño sísmico basado en el desempeño (SEAOC Vision 2000, 1995; FEMA 356, 2000), se especifican valores aceptables de confiabilidad (probabilidad de falla anual) para estados límites, o funciones de falla, en tres niveles de desempeño: operacional, seguridad de vidas y límite de colapso.

Las respuestas máximas se calculan con análisis dinámico no lineal para combinaciones específicas de las variables del problema. Dado que, para la estimación de la probabilidad de falla o confiabilidad, es conveniente disponer de una representación continua de las funciones de estado límite, los valores discretos calculados son aproximados por una superficie de respuesta adecuadamente ajustada que se utiliza como sustituto de la verdadera respuesta estructural (Hurtado, 2004).

Se han estudiado diferentes formas para las superficies de respuesta (Möller et al., 2009), encontrándose que las redes neuronales tienen ventajas en flexibilidad y adaptabilidad, y son utilizadas en este trabajo. De todas maneras, cualquiera sea el sustituto, la mayor ventaja está en la eficiencia computacional en la estimación de la probabilidad de falla con métodos de simulación tipo Monte Carlo (Melchers, 1987).

El problema de optimización se encuadra dentro de la optimización de tamaño (sizing optimization), manteniendo fijo el lay out del sistema estructural. El procedimiento para resolver el problema debe considerar la presencia de las restricciones formuladas en términos probabilísticos, la dimensionalidad, la forma y número de funciones objetivo.

Los algoritmos de optimización pueden usar diferentes aproximaciones (Pérez López, 2005; Swisher et al., 2000; Gencturk and Elnashai, 2012), algunos requiriendo el cálculo de gradientes, con esquemas tipo *steepest descent* o de mayor pendiente, otros usando gradientes conjugados, Newton o cuasi-Newton, etc, y otros que no utilizan gradientes sino algoritmos heurísticos como templado simulado, búsqueda tabú, algoritmos genéticos, o algoritmos de búsqueda aleatoria.

En este trabajo se utiliza un algoritmo de búsqueda aleatoria que ha sido desarrollado en trabajos previos (Möller et al., 2010, 2012a,b). A partir de un diseño inicial, los parámetros a optimizar se perturban aleatoriamente dentro de una zona de búsqueda. El de menor costo es el nuevo punto de anclaje para iniciar otro ciclo de búsqueda aleatoria, así en forma iterativa hasta lograr la convergencia.

En las aplicaciones numéricas se evalúa la importancia de los costos de elementos no estructurales y contenidos, los costos sociales directamente relacionados con el edificio, y también se obtienen interesantes resultados sobre probabilidades de falla óptima.

2 ESTRUCTURA A OPTIMIZAR

Para describir el proceso de optimización y evaluar la importancia relativa de los componentes de costos, se utiliza como ejemplo el edificio de tres plantas para oficinas que se presenta en la Figura 1. También se muestra un pórtico en la dirección X de análisis estructural.

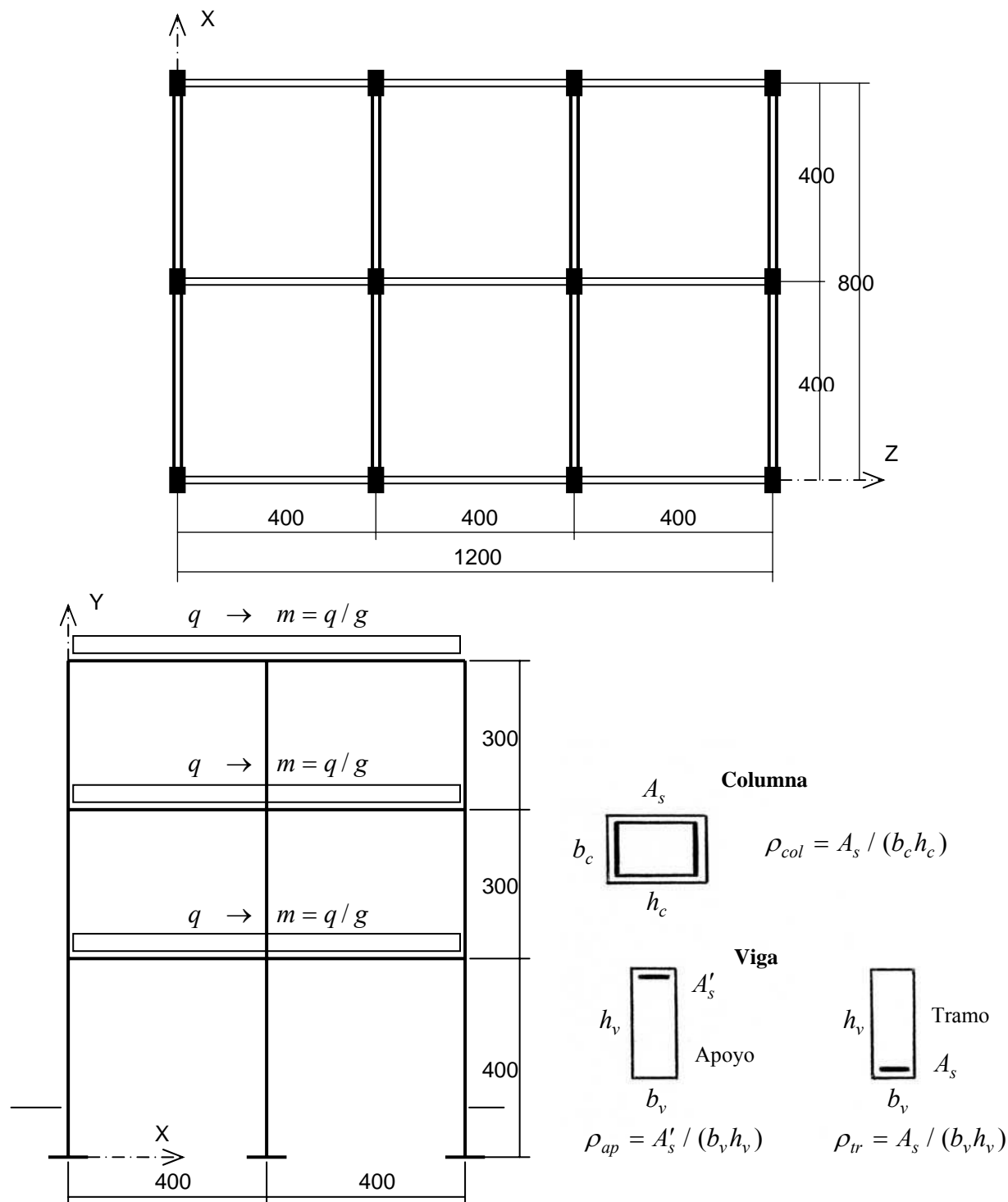


Figura 1: Estructura a optimizar

3 PROCESO DE OPTIMIZACIÓN

El proceso de optimización se organiza por bloques como se muestra en la Figura 2. Tiene la ventaja que cada bloque puede ejecutarse en forma independiente, teniendo como dato los archivos de resultados del bloque anterior, y entonces se pueden hacer pruebas y evaluar variantes por bloque sin tener que resolver en cada caso todo el problema completo. Es una mejora sobre versiones anteriores.

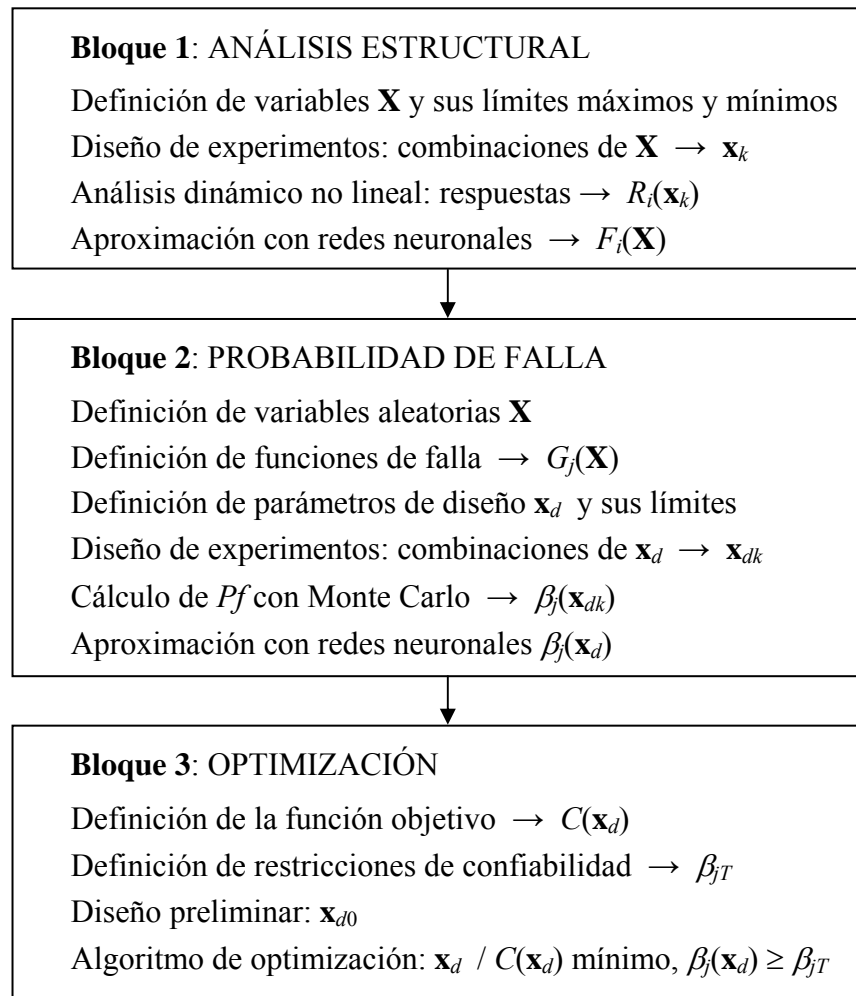


Figura 2: Proceso de optimización

4 BLOQUE 1: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Variables

Las variables consideradas para calcular las respuestas discretas, con sus límites mínimo y máximo, se presentan en la Tabla 1. Los límites de las cuantías de armadura responden a requisitos reglamentarios. Además, se establecen restricciones entre algunas de las variables, que se indican en las ec.(1), (2)

$$0.5 \rho_{ap} \leq \rho_{tr} \leq 2 \rho_{ap} \quad (1)$$

$$\rho_{ap} + \rho_{tr} \geq \frac{1.40 q l^2}{6.48 b_v h_v^2 f_y} \quad (2)$$

La ec.(2) representa aproximadamente la resistencia mínima de las vigas para cargas gravitacionales, sin acción del sismo, con los factores de seguridad requeridos.

| Variable | Límite inferior | Límite superior | Definición |
|--|-----------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| $X(1) = m \text{ (KN s}^2 / \text{cm}^2\text{)}$ | 1.50×10^{-4} | 3.00×10^{-4} | Masa por unidad de longitud en vigas |
| $X(2) = b_v \text{ (cm)}$ | 15 | 30 | Ancho de la sección de vigas |
| $X(3) = h_v \text{ (cm)}$ | 30 | 70 | Altura de la sección de vigas |
| $X(4) = b_c \text{ (cm)}$ | 20 | 40 | Ancho de la sección de columnas |
| $X(5) = h_c \text{ (cm)}$ | 30 | 100 | Altura de la sección de columnas |
| $X(6) = \rho_{tr}$ | 0.00298 | 0.01389 | Cuantía de armadura de tramo en vigas |
| $X(7) = \rho_{ap}$ | 0.00298 | 0.01389 | Cuantía de armadura de apoyo en vigas |
| $X(8) = \rho_{col}$ | 0.008 | 0.04286 | Cuantía de armadura en columnas |
| $X(9) = f_r / f'_{c0}$ | 0 | 0.15 | Presión de confinamiento normalizada |
| $X(10) = a_G \text{ (cm / s}^2\text{)}$ | 10 | 1200 | Aceleración pico del suelo |
| $X(11) = f_g \text{ (Hz)}$ | 1.50 | 3.50 | Frecuencia central del suelo |

Tabla 1: Límites de las variables.

A partir de la combinación de cargas del INPRES-CIRSOC 103, Parte I (2008): $1.0 D + 0.25 L \pm E$, con cargas permanentes $D = 6.80 \text{KN/m}^2$ y considerando como sobrecarga de utilización $L = 2.5 \text{KN/m}^2$, resulta un peso total por piso de $W = 712.8 \text{KN}$. Cada pórtico debe resistir la cuarta parte de la acción sísmica, luego resulta un valor medio de la masa distribuida en las vigas de $m = 2.27 \cdot 10^{-4} \text{KN s}^2 / \text{cm}^2$.

La acción sísmica E se representa mediante acelerogramas generados artificialmente (Shinozuka, 1967; Möller, 2001) donde las variables principales son la aceleración pico del suelo a_G y la frecuencia central del filtro del suelo f_g . Otras variables para la generación de los acelerogramas son funciones de a_G y f_g , ó se adoptan valores constantes.

4.2 Combinaciones de las variables

Dentro de los límites de las variables y aplicando la técnica de diseño de experimentos, se generan aleatoriamente $NP = 450$ combinaciones de las variables, cantidad que permite una aceptable densidad en todo el dominio, y que las redes neuronales puedan tener un máximo de 25 neuronas en la capa intermedia para asegurar buena precisión (Möller et al., 2010).

Para cada combinación se generan $NS = 10$ sub-combinaciones teniendo en cuenta las siguientes variables aleatorias secundarias: (a) El conjunto de ángulos de fase aleatorios para generar un acelerograma, luego escalado a la aceleración pico a_G incluida en esa combinación particular; (b) La resistencia del hormigón y del acero que generan variabilidad en los parámetros de las relaciones momento - curvatura de las secciones de la viga y columnas, ver

Möller et al. (2006).

4.3 Análisis dinámico no lineal

Para cada subcombinación de cada combinación de las variables, se realiza el análisis dinámico no lineal del pórtico de la Figura 1 utilizando un modelo de elementos de barra (Möller, 2001; Möller and Foschi, 2003) que alcanza un buen balance entre precisión y simplicidad. El elemento de barra se descompone en varios subelementos conectados en serie, cada uno representando un mecanismo diferente que contribuye al comportamiento histerético de las regiones críticas de miembros de hormigón armado, siguiendo un modelo similar al de Filippou et al. (1992). En este trabajo, por simplicidad, solamente se utiliza el subelemento elasto plástico, mostrado en la Figura 3, que representa el comportamiento elástico lineal sobre una longitud z_c y la respuesta no lineal de las regiones extremas z_i, z_j , con longitud variable dependiendo de la historia de carga.

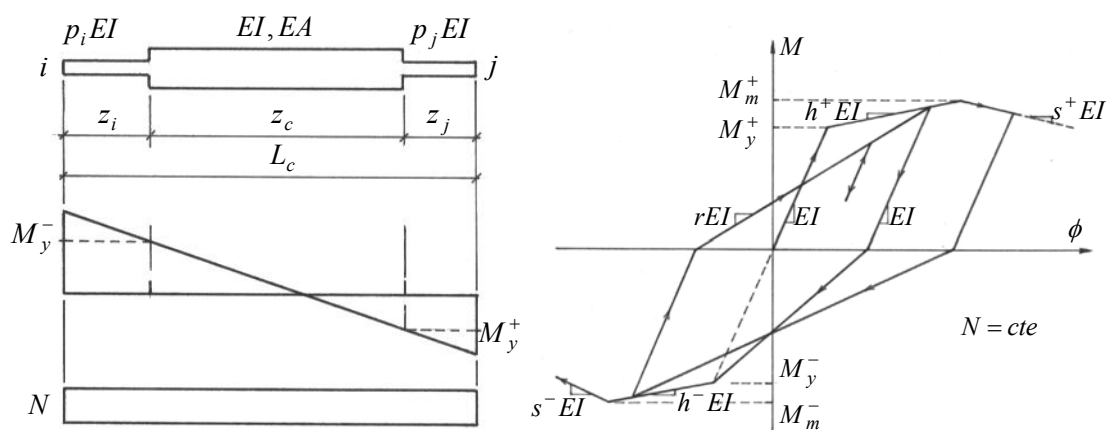


Figura 3: Subelemento elasto plástico – Relación momento curvatura

Las hipótesis del modelo permiten solamente seguir la historia momento-curvatura de las dos secciones extremas del elemento. Los parámetros de dicha relación se obtienen de redes neuronales previamente entrenadas (Möller et al. 2006) en función de las dimensiones de la sección y cuantía de armadura.

En cada análisis se recuperan las respuestas máximas que intervienen en los estados límites, *UMAX*: desplazamiento horizontal del último piso; *AMAX1*: aceleración máxima del primer piso; *AMAX2*: aceleración máxima del segundo piso; *DISTM*: distorsión máxima de piso; *DIES*: índice de daño global de la estructura; *DILOM*: índice de daño local máximo.

Siendo R una respuesta genérica, para cada combinación y sus sub-combinaciones se obtiene $R_{ki}, j = 1, NP, k = 1, NS$ y se calculan los valores medios y desvíos estándar con

$$\bar{R}_j = \frac{1}{NS} \sum_{k=1}^{NS} R_{kj} \quad \sigma_{R_j} = \sqrt{\frac{1}{NS-1} \sum_{k=1}^{NS} (R_{kj} - \bar{R}_j)^2} \quad (3)$$

4.4 Aproximación con redes neuronales

Con los resultados (3) se ensamblan dos bases de datos para cada respuesta $R(\mathbf{X})$, que son usadas para entrenar dos redes neuronales: una para el valor medio y otra para el desvío estándar de la respuesta sobre las sub-combinaciones.

$$R(\mathbf{X}) \cong F(\mathbf{X}) = h \left(\sum_{j=1}^J W_{kj} h \left(\sum_{i=1}^N W_{ji} X_i + W_{j0} \right) + W_{k0} \right) \quad (4)$$

donde $R(\mathbf{X})$ es el “verdadero” valor de la respuesta obtenido con análisis dinámico no lineal para las variables X_i , $F(\mathbf{X})$ la aproximación con red neuronal, W_{kj} y W_{ji} son factores de peso a calcular, y $h(t)$ es la función no lineal de transferencia. El proceso de entrenamiento permite encontrar los pesos W que minimicen el error total entre las predicciones de la red y los resultados del análisis dinámico no lineal.

La aproximación de $F(\mathbf{X})$ a $R(\mathbf{X})$ nunca es perfecta, ver Figura 4 para *DISTM*, existiendo una dispersión que se cuantifica con el desvío estándar del error relativo, que es un coeficiente de variación promedio, dado por:

$$\sigma_{\varepsilon_r} = \sqrt{\frac{1}{NP-1} \sum_{k=1}^{NP} \left(\frac{Y_k - T_k}{Y_k} \right)^2} \quad (5)$$

donde Y_k es el valor calculado con la red neuronal, T_k es el valor obtenido con análisis dinámico no lineal y NP el número de combinaciones en la base de datos.

Luego el valor medio y el desvío estándar de la respuesta aproximada $F(\mathbf{X})$ se puede escribir con

$$\bar{F}(\mathbf{X}) = \bar{Y}(\mathbf{X}) (1 + \sigma_{\varepsilon_m} X_{N_1}) \quad \sigma_F(\mathbf{X}) = \sigma_Y(\mathbf{X}) (1 + \sigma_{\varepsilon\sigma} X_{N_2}) \quad (6)$$

donde $\bar{Y}(\mathbf{X})$, $\sigma_Y(\mathbf{X})$ son el valor medio y desvío estándar de la respuesta calculados con las redes neuronales correspondientes, y X_{N_1} , X_{N_2} son variables Normales estándar.

Finalmente cada respuesta $R(\mathbf{X})$, considerando una distribución lognormal, resulta

$$R(\mathbf{X}) \cong F(\mathbf{X}) = \frac{\bar{F}(\mathbf{X})}{\sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_F(\mathbf{X})}{\bar{F}(\mathbf{X})} \right)^2}} \exp \left[R_{N_1} \sqrt{\ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_F(\mathbf{X})}{\bar{F}(\mathbf{X})} \right)^2 \right)} \right] \quad (7)$$

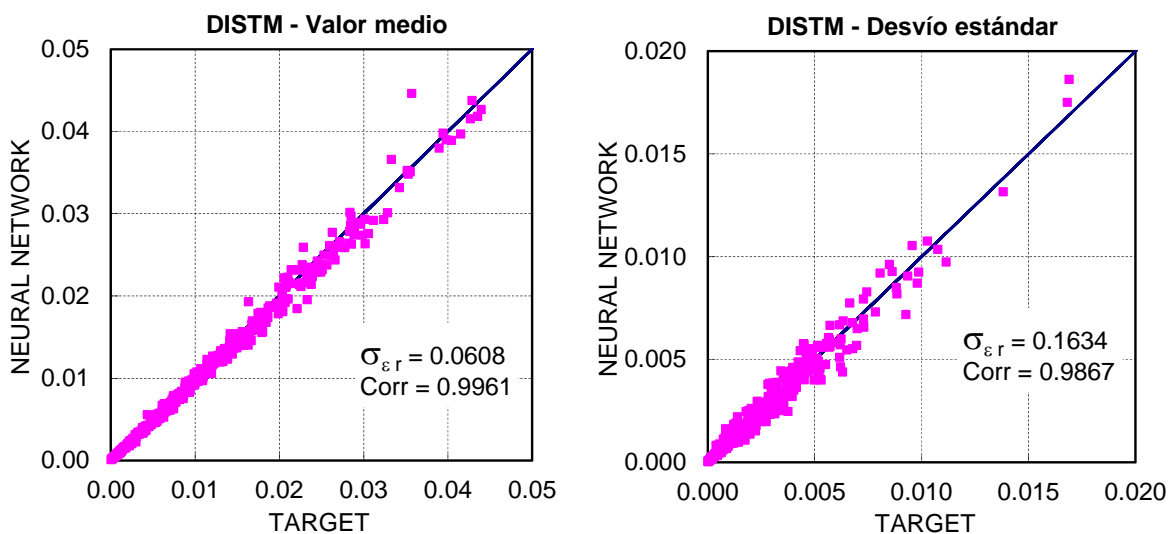


Figura 4: Aproximación de redes neuronales a la distorsión máxima de piso

5 BLOQUE 2: PROBABILIDAD DE FALLA

5.1 Variables aleatorias y parámetros de diseño

Los tipos de distribución y estadística de todas las variables consideradas se presentan en la Tabla 2, donde el signo ? corresponde a los parámetros de diseño a optimizar, que son los valores medios de la altura de las secciones de vigas y columnas, y las cuantías de armadura longitudinal.

| Variable | \bar{X} | σ_X | Tipo | Variable | \bar{X} | σ_X | Tipo |
|------------------------|----------------------|----------------------|-----------|------------------------------|-------------------------------|----------------------|-----------|
| $X(1) = m$ | $2.27 \cdot 10^{-4}$ | $2.27 \cdot 10^{-5}$ | Normal | $X(10) = \bar{a}_G$ | 94 cm/s^2 | 130 cm/s^2 | Lognormal |
| $X(2) = b_v$ | 20 cm | 1 cm | Normal | $X(11) = f_g$ | 2.50 Hz | 0.375 Hz | Normal |
| $X(3) = h_v$ | ? cm | $0.05 \bar{X}$ | Normal | $X(12) = \sigma_{\bar{a}_G}$ | 0 | 0.25 | Normal |
| $X(4) = b_c$ | 30 cm | 1.5 cm | Normal | $X(13) = a_G$ | $X(13) = X(10) [1.0 + X(12)]$ | | |
| $X(5) = h_c$ | ? cm | $0.05 \bar{X}$ | Normal | $X(14) = R_{N1}$ | 0 | 1 | Normal |
| $X(6) = \rho_{tr}$ | ? | $0.10 \bar{X}$ | Lognormal | $X(15) = X_{N1}$ | 0 | 1 | Normal |
| $X(7) = \rho_{ap}$ | ? | $0.10 \bar{X}$ | Lognormal | $X(16) = X_{N2}$ | 0 | 1 | Normal |
| $X(8) = \rho_{col}$ | ? | $0.10 \bar{X}$ | Lognormal | $X(17) = X_{N3}$ | 0 | 1 | Normal |
| $X(9) = f_r / f'_{c0}$ | 0.10 | 0.01 | Normal | | | | |

Tabla 2: Estadística de las variables aleatorias

La estadística de la aceleración pico del suelo, $X(10)$ de la Tabla 2, corresponde a la sismicidad de la ciudad de Mendoza (INPRES, 1995), donde para probabilidad de excedencia de 10% en 50 años es $\bar{a}_G = 0.6 g$.

Si se supone que la ordenada al origen del espectro de diseño del INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2008) tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, para la zona sísmica que abarca la ciudad de Mendoza es $\bar{a}_G = 0.35 g$. Siguiendo el procedimiento de FEMA 356, ver Méndez (2012), se evalúan las aceleraciones para otras probabilidades de excedencia, representándolas luego con una distribución lognormal que resulta $LN(48, 78) \text{ cm/s}^2$.

5.2 Funciones de falla

Las funciones de falla o estados límites, para los niveles de desempeño operacional, seguridad de vidas y límite de colapso, se describen en las ecs.(8) a (15). Para tener en cuenta la incertidumbre de modelo, se considera un coeficiente de variación $COV = 0.10$, con distribución normal, introduciendo otra variable Normal estándar X_{N3} .

$$\text{- Operacional} \quad G_{11}(\mathbf{X}) = 0.005 - DISTM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N3} \right] \quad (8)$$

$$G_{12}(\mathbf{X}) = 0.10 - DILOM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N3} \right] \quad (9)$$

$$\text{- Seguridad de vidas} \quad G_{21}(\mathbf{X}) = 0.015 - DISTM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad (10)$$

$$G_{22}(\mathbf{X}) = 0.40 - DIES(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad (11)$$

$$G_{23}(\mathbf{X}) = 0.60 - DILOM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad (12)$$

$$\text{- Límite de colapso} \quad G_{31}(\mathbf{X}) = 0.025 - DISTM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad (13)$$

$$G_{32}(\mathbf{X}) = 0.80 - DIES(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad (14)$$

$$G_{33}(\mathbf{X}) = 1.00 - DILOM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad (15)$$

Se establecen 6 modos de falla: (1) $G_{11}(\mathbf{X}) \leq 0$; (2) $G_{12}(\mathbf{X}) \leq 0$; (3) $G_{21}(\mathbf{X}) \leq 0$; (4) $G_{22}(\mathbf{X}) \leq 0$ y $G_{23}(\mathbf{X}) \leq 0$ como sistema en serie; (5) $G_{31}(\mathbf{X}) \leq 0$; (6) $G_{32}(\mathbf{X}) \leq 0$ y $G_{33}(\mathbf{X}) \leq 0$ como sistema en serie. Se separan las funciones de falla que involucran distorsión de piso, asociada a falla en elementos no estructurales, de las que involucran índices de daño, asociadas a fallas estructurales, para observar las probabilidades de falla óptimas y qué estado límite domina el diseño.

5.3 Estimación de la confiabilidad

Dentro del dominio de los parámetros de diseño y aplicando nuevamente la técnica de diseño de experimentos, se seleccionan aleatoriamente MC combinaciones de valores de los parámetros de diseño \mathbf{x}_d . La cantidad de combinaciones se establece de manera que las redes neuronales puedan tener un máximo de 20 neuronas en la capa intermedia que asegura buena precisión, resultando $MC = 180$.

Los parámetros de diseño, valores medios de algunas de las variables aleatorias del problema, cumplen también con las restricciones indicadas en ecs.(1) y (2).

Para cada combinación se calculan las probabilidades de falla, o índice de confiabilidad en cada modo de falla, utilizando el método de Monte Carlo. El tamaño de la simulación es variable, depende del valor de la Pf en cada caso y de la confianza que se requiera, medida con el coeficiente de variación de Pf . Se adopta $COV Pf = 0.04$. La gran cantidad de simulaciones en cada combinación, del orden de 10^6 , se realizan con tiempos de cómputos razonables debido a la utilización de las redes neuronales que aproximan la respuesta no lineal del pórtico.

5.4 Aproximación con redes neuronales

Con los resultados de Monte Carlo se organizan las bases de datos y resultados de los índices de confiabilidad $\beta_j(\mathbf{x}_d)$, $j = 1, 6$, con las cuales se entrenan otras tantas redes neuronales. Estas redes neuronales se utilizan luego en el proceso de optimización descripto en la sección 6 para verificar si se cumplen las restricciones de confiabilidad.

El ajuste de las redes neuronales a los valores que resultan de la simulación de Monte Carlo es muy buena, mostrándose en la Figura 5 el caso de $\beta_3(\mathbf{x}_d)$ para la sismicidad de la ciudad de Mendoza y para la sismicidad derivada del espectro de diseño del IC 103.

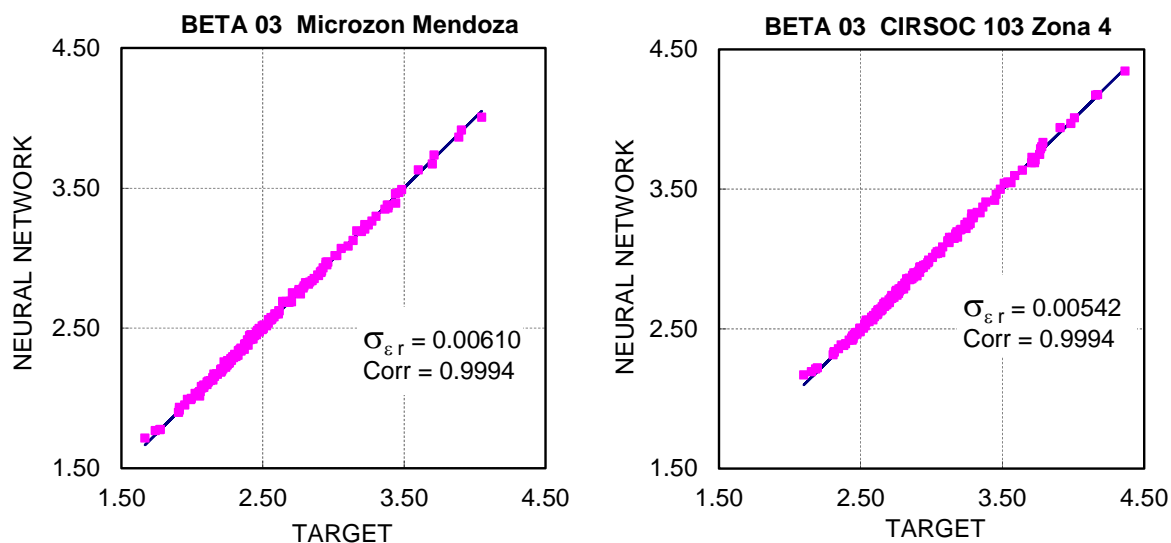


Figura 5: Aproximación de redes neuronales a los índices de confiabilidad

6 BLOQUE 3: OPTIMIZACIÓN

6.1 Función objetivo

La función objetivo a minimizar es el costo total que incluye el costo inicial de construcción $C_0(\mathbf{x}_d)$, el costo de reparación por daños $C_d(\mathbf{x}_d)$ y el costo social $C_s(\mathbf{x}_d)$ debido a la ocurrencia de terremotos durante la vida útil de la estructura, es decir

$$C(\mathbf{x}_d) = C_0(\mathbf{x}_d) + C_d(\mathbf{x}_d) + C_s(\mathbf{x}_d) \quad (16)$$

6.1.1 Costo inicial

El costo inicial de construcción está formado por:

a) Estructura resistente: en este ejemplo se compone de las vigas y columnas del edificio. El precio del hormigón, que incluye materiales, encofrado y mano de obra para la colocación, incidencia de gastos generales, beneficios e IVA (1.45), se estima en $CUH = 4500 \$/m^3$. Para el acero, incluyendo material y mano de obra para la colocación, se estima en $CUA = 13 \$/Kg$. El volumen de hormigón y el peso de la armadura son función de los parámetros de diseño, resultando el precio inicial de la estructura resistente

$$C_{01}(\mathbf{x}_d) = [V_{viga}(\mathbf{x}_d) + V_{col}(\mathbf{x}_d)]CUH + [P_{s,viga}(\mathbf{x}_d) + P_{s,col}(\mathbf{x}_d)]CUA \quad (17)$$

b) Otros elementos estructurales: losas de pisos y fundación. En función del costo por m^2 de un edificio ($3570\$/m^2$), de los porcentajes habituales de incidencia de estos componentes (28% la estructura y dentro de ella el 40% las losas y el 24% la fundación), de los porcentajes de gastos generales, beneficios e IVA (1.45), se obtiene el siguiente precio global

$$C_{02} = 0.28 (0.40 + 0.24) 3570\$/m^2 1.45 288m^2 = 267264\$ \quad (18)$$

c) Elementos no estructurales: incluye el costo de contrapisos, pisos, mampostería, aberturas, instalaciones, etc. El porcentaje de incidencia es de 1 – 28% de la estructura, resultando el siguiente precio global

$$C_{03} = (1 - 0.28) 3570 \$ / m^2 \cdot 1.45 \cdot 288 m^2 = 1073232 \$ \quad (19)$$

d) Contenido: incluye mobiliario y equipamiento. Se estima en 14000 \$/puesto de trabajo, y considerando que en este edificio de oficinas trabajan 30 personas, el precio global resulta

$$C_{04} = 14000 \$ / per \cdot 1.45 \cdot 30 per = 609000 \$ \quad (20)$$

Finalmente el precio inicial se obtiene sumando las cuatro componentes

$$C_0(\mathbf{x}_d) = C_{01}(\mathbf{x}_d) + C_{02} + C_{03} + C_{04} \quad (21)$$

6.1.2 Costo de reparación por daños

El costo futuro de reparación, a valores actuales, depende del nivel de daño causado por los terremotos, la incertidumbre del tiempo en el cual ocurre, la cantidad de terremotos dentro de la vida útil de la estructura T_D , y del interés acumulado desde el momento de la construcción hasta la ocurrencia de los daños.

En función de parámetros de respuesta estructural PR que cuantifiquen el daño en la estructura, en los elementos no estructurales y en el contenido, se calcula $C_f(PR)$ que es el costo en función de ese daño que ocurre en el tiempo t , y $C_{f0}(PR)$ que es el costo llevado al tiempo de construcción $t = 0$, con r la tasa de interés, resulta

$$C_{f0}(PR) = C_f(PR) \exp(-r t) \quad (22)$$

El valor esperado de $C_{f0}(PR)$ puede ser calculado luego que la función de densidad de probabilidades es conocida para el tiempo t , para lo cual se adopta un proceso de Poisson para el arribo de terremotos con frecuencia media ν .

Luego de desarrollos algebraicos (Möller y otros, 2010), se obtiene

$$C_d|_{PR} = \sum_{n=1}^{\infty} C_f(PR) \nu \sum_{i=0}^{n-1} \left[\frac{\nu^i}{i!} \int_0^{T_D} t^i \exp(-(r + \nu)t) dt \right] \frac{(\nu T_D)^n}{n!} \exp(-\nu T_D) \quad (23)$$

siendo n el número de eventos en T_D . En general, el costo aumenta cuando n aumenta, pero la probabilidad de ocurrencia de n eventos en T_D disminuye más rápidamente, resultando que en la ec.(23) tiende a un valor finito. En este trabajo se trunca la sumatoria cuando la contribución relativa del término n es menor que 0.001.

a) Daños en la estructura: se calcula en función del parámetro de respuesta índice de daño $PR = DIES$ como se muestra en la Figura 6. El valor de $\alpha_1 = 1.20$ considera el retiro de restos y limpieza. Se asume un reemplazo completo cuando $DIES$ excede 0.60. Para daño menor a 0.60 el costo es función del daño pero solo de vigas y columnas, sin reparaciones en losas y fundación. Finalmente el costo de reparación por daños estructurales resulta

$$C_{d12}(\mathbf{x}_d) = \int_0^{\infty} C_{d12}|_{DIES} \cdot f_{DIES}(DIES) \cdot d(DIES) \quad (24)$$

siendo $f_{DIES}(DIES)$ la función de densidad de probabilidades para el índice de daño $DIES$. Para los valores de \mathbf{x}_d que se está evaluando la función objetivo, y mediante una simulación tipo Monte Carlo, se calculan valores de $DIES$ con la ayuda de las redes neuronales entrenadas. Se evalúa el valor medio y desvío estándar de los resultados con los que se ajusta

una distribución lognormal y se resuelve la integral (24).

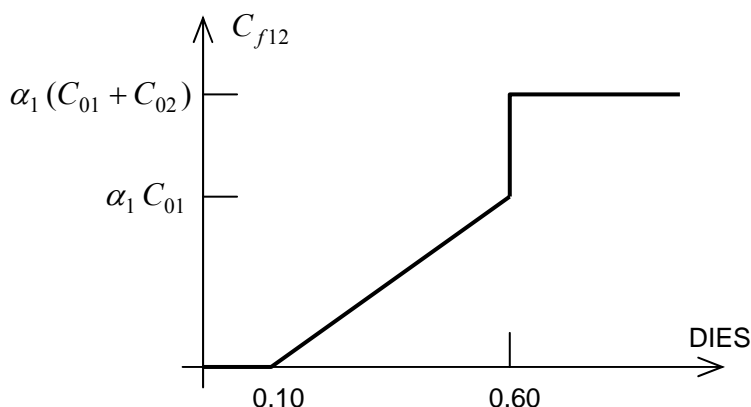


Figura 6: Función de costo para daños estructurales

b) Daños en elementos no estructurales: se calcula en función del parámetro de respuesta distorsión máxima de piso $PR = DISTM$ como se muestra en la Figura 7a. El valor de $\alpha_2 = 0.30$ considera el porcentaje de elementos dañados. Además, se asume un reemplazo completo del edificio cuando $DIES$ excede 0.60, multiplicado por el factor de limpieza $\alpha_3 = 1.20$ representado en Figura 7b. Luego, el costo de reparación por daños en elementos no estructurales resulta

$$C_{d3}(\mathbf{x}_d) = \left[\int_0^\infty C_{d3}|_{DISTM} \cdot f_{DISTM}(DISTM) \cdot d(DISTM) \right] [1 - \Pr(DIES \geq 0.6)] + \alpha_3 C_{03} \Pr(DIES \geq 0.6) \quad (25)$$

siendo $f_{DISTM}(DISTM)$ la función de densidad de probabilidades para la distorsión máxima de piso $DISTM$, evaluada en forma similar a $f_{DIES}(DIES)$.

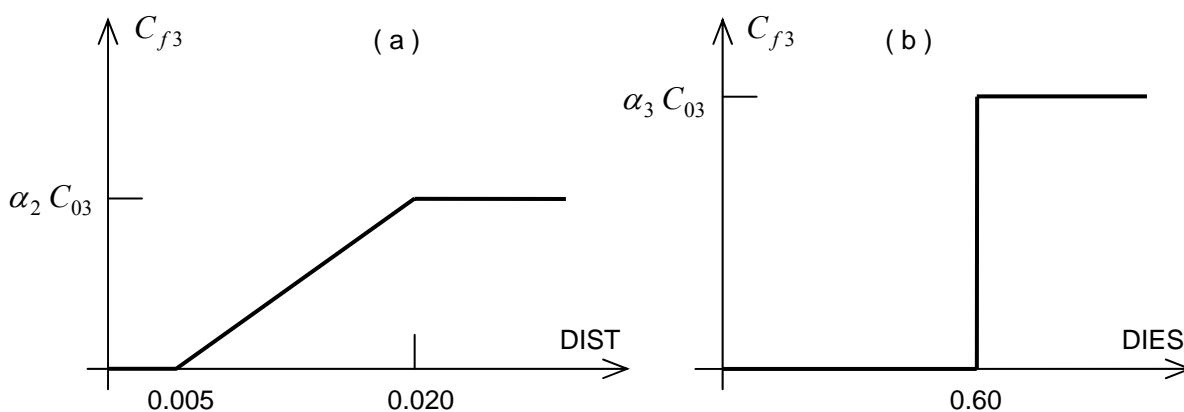


Figura 7: Función de costo para daños en elementos no estructurales

c) Daños en contenido: se calcula en función del parámetro de respuesta aceleración máxima de piso $PR = ACELM$ como se muestra en la Figura 8a. El valor de $\alpha_4 = 0.15$ considera el porcentaje de elementos dañados. Además, se asume el colapso completo del edificio cuando $DIES$ excede 1.00, para el cual no se puede recuperar ningún mobiliario ni equipamiento representado en Figura 8b. Luego, el costo de daños en contenido resulta

$$C_{d4}(\mathbf{x}_d) = \left[\int_0^{\infty} C_{d4}|_{ACELM} \cdot f_{ACELM}(ACELM) \cdot d(ACELM) \right] [1 - \Pr(DIES \geq 1.0)] + C_{04} \Pr(DIES \geq 1.0) \quad (26)$$

siendo $f_{ACELM}(ACELM)$ la función de densidad de probabilidades para la aceleración máxima de piso $ACELM$, evaluada en forma similar a $f_{DIES}(DIES)$. En este caso se supone que la mitad del contenido está en el primer piso y la otra mitad en el segundo, cada una analizada en función de la aceleración máxima del piso correspondiente.

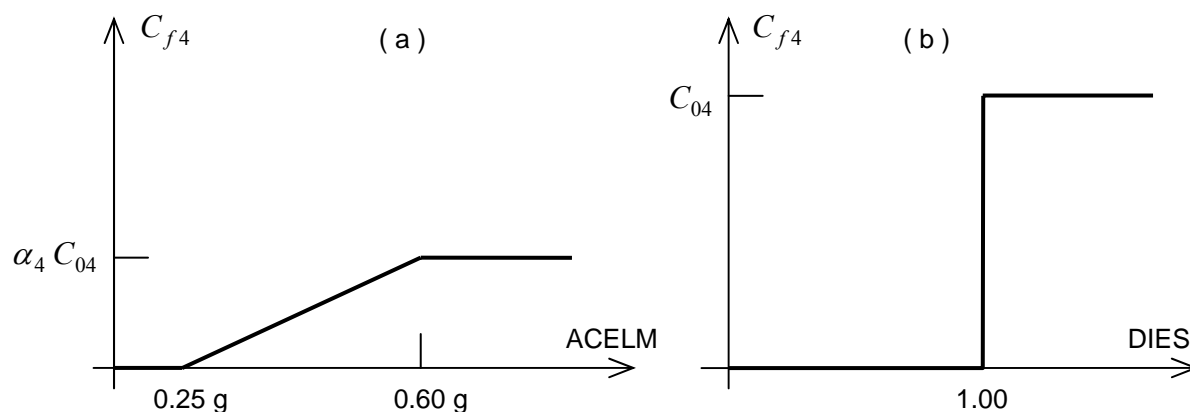


Figura 8: Función de costo para daños en contenido

Finalmente el precio de reparación por daños se obtiene sumando las componentes

$$C_d(\mathbf{x}_d) = C_{d12}(\mathbf{x}_d) + C_{d3}(\mathbf{x}_d) + C_{d4}(\mathbf{x}_d) \quad (27)$$

Se hace notar que si bien el costo inicial de elementos no estructurales y contenido no es función de los parámetros de diseño \mathbf{x}_d , el costo por daños sí, a través de los parámetros de respuesta que cuantifican el daño en dichos elementos.

6.1.3 Costos sociales

Los costos sociales que de manera directa e indirecta la sociedad deberá afrontar ante un movimiento sísmico se pueden agrupar en las siguientes componentes

a) Costo de reinserción social: aún con un índice de destrucción muy bajo, y en el caso que los efectos sísmicos se hagan sentir en la población sin consecuencias destructivas materiales ni humanas, existe un costo devenido de la adaptación psicológica de las personas afectadas para volver a trabajar en comunidad venciendo los temores generados por la situación vivida a causa del movimiento sísmico. Se estima en una sesión por semana durante tres meses con un valor de \$150 por sesión y por persona. Luego

$$C_{RS} = 150\$ \cdot 12 \text{ sesiones} \cdot 30 \text{ personas} = 54000\$ \quad (28)$$

b) Gastos médicos y de recuperación de las víctimas que sobreviven al sismo: se considera un valor estimado promedio de \$16710 por persona para una consulta médica por semana, medicamentos, dos sesiones por semana de rehabilitación durante tres meses incluyendo los traslados domicilio – centro de rehabilitación. Considerando el peor escenario que las 30 personas deban recibir atención médica, resulta

$$C_{MR} = 16710\$ \cdot 30 \text{ personas} = 501300\$ \quad (29)$$

c) Costo de pérdidas de vidas humanas: la jurisprudencia indica que la indemnización a los familiares en caso de pérdida de la vida, corresponde al 50% de la indemnización normal. Ésto es debido a que si bien no existe causa fundada de despido, el cese laboral se produce no por culpa del empleador ni tampoco resulta de un accidente laboral, sino debido a un imponderable.

Considerando que la vida laboral es del orden de 40 años, y tomando un promedio de edad y de antigüedad laboral, se adopta para este cálculo una persona promedio de 45 años con 10 años de antigüedad en la empresa, con un sueldo promedio actual de \$ 12000 mensuales. De esta manera, considerando los proporcionales de aguinaldo, vacaciones y otros, el salario promedio mensual asciende a la suma de \$ 14000.

Siendo la indemnización corriente un mes del mejor sueldo por cada año trabajado, pero considerando el 50% de la indemnización habitual, el costo monetario de la pérdida de una vida humana asciende a $10 \times \$ 14000 \times 50\% = \$ 70000$ por persona fallecida.

Para este trabajo se supone que, si el edificio colapsa, mueren la mitad de las personas, y la otra mitad necesitará gastos de reinserción social, atención médica y rehabilitación, luego

$$C_{PVH} = 70000\$ \frac{30}{2} \text{ personas} = 1050000\$ \tag{30}$$

d) Costo de lucro cesante y pérdida de stocks: se considera aquí la pérdida de facturación producto de la catástrofe, suponiendo un total de dos empresas afincadas en el edificio con una facturación promedio de \$ 200000 cada una de ellas. Como este ejemplo se trata de un edificio destinado a oficinas, no existe producción de bienes, sino más bien de servicios. Entonces, se considera que dos meses después de pasado el sismo estas empresas estarían en condiciones de volver a su actividad de producción de servicios.

En la pérdida de stocks se incluyen todos los costes de elementos almacenados con destino de uso futuro tales como artículos de librería, papelería, tinta, artículos de limpieza y mantenimiento, etc. El valor promedio tomado en este caso es de \$ 30000 por cada una de las empresas. Luego, resulta

$$C_{LCST} = (200000\$ \text{ 2 meses} + \$30000) \text{ 2 empresas} = 860000\$ \tag{31}$$

En la Figura 9 se representa el costo social condicionado al índice de daño en la estructura, donde también se ha supuesto el doble del costo de reinserción social para los que sobreviven en el caso de colapso estructural.

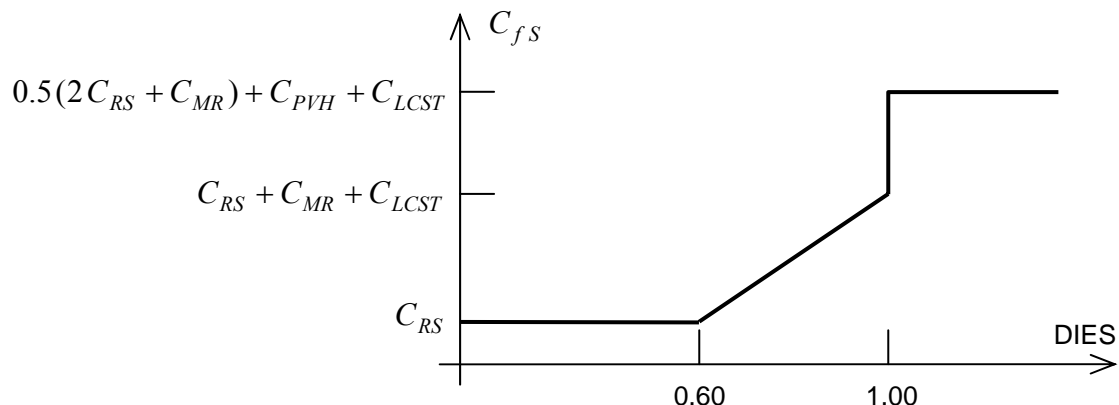


Figura 9: Función de costo social

Luego, integrando con la densidad de probabilidades del índice de daño, resulta

$$C_S(\mathbf{x}_d) = \int_0^{\infty} C_S|_{DIES} \cdot f_{DIES}(DIES) \cdot d(DIES) \quad (32)$$

Se hace notar que el costo social es función de los parámetros de diseño \mathbf{x}_d a través del parámetro de respuesta estructural índice de daño.

6.2 Restricciones de confiabilidad

En la tabla 3 se establecen valores límites de probabilidad de falla anual Pf_{anual} siguiendo el criterio de Paulay y Priestley (1992). Considerando la ocurrencia de terremotos como un proceso de Poisson, con frecuencia media $\nu = 0.20$ para la ciudad de Mendoza, para magnitudes de interés $M \geq 5$, la relación con la probabilidad de falla si ocurre un evento sísmico Pf_E resulta:

$$Pf_{anual} = 1. - \exp[-\nu t_L Pf_E] \rightarrow \beta_{anual} \cong -\Phi^{-1}(Pf_{anual}) \quad (33)$$

donde $t_L = 1$ año. Pf_E y Pf_{anual} pueden ser expresados en términos de sus correspondientes índices de confiabilidad β . Así se obtienen las NR restricciones de confiabilidad para los niveles de desempeño utilizados en el proceso de optimización

$$\beta_j(\mathbf{x}_d) \geq \beta_{jT} \quad , \quad j = 1, NR \quad (34)$$

| Nivel de desempeño | Pf_{anual} | $\beta_{j_{anual}}$ | Pf_E | β_{jT} |
|--------------------|--------------------|---------------------|--------------------------|--------------|
| Operacional | 2×10^{-2} | 2.054 | 0.10101×10^0 | 1.276 |
| Seguridad de vidas | 2×10^{-3} | 2.878 | 0.10010×10^{-1} | 2.326 |
| Límite de colapso | 2×10^{-4} | 3.540 | 0.10001×10^{-2} | 3.090 |

Tabla 3: Índices de confiabilidad mínimos

6.3 Algoritmo de optimización

El procedimiento numérico propuesto (Möller et al., 2010), dentro de un dominio de \mathbf{x}_d , se resume en los siguientes pasos, los cuales se representan esquemáticamente en la Figura 10.

a) La búsqueda comienza desde un punto inicial, o primer “punto de anclaje” \mathbf{x}_{d0} , que es el resultado del diseño inicial de la estructura. Se evalúan los correspondientes índices de confiabilidad utilizando las redes neuronales $\beta_j(\mathbf{x}_{d0})$ y el costo con ec.(16).

b) Si el resultado del diseño preliminar \mathbf{x}_{d0} no cumple con las restricciones de confiabilidad ec.(34), se sigue con los pasos c), d) o e), y la primera combinación que las satisfaga, se toma como primer punto de anclaje.

c) Se seleccionan $n = M1$ combinaciones de \mathbf{x}_d en las proximidades de \mathbf{x}_{d0} , eligiendo aleatoriamente un valor para cada uno de los parámetros de diseño, x_{di} , dentro de una “zona de búsqueda” $X_{d0i} \pm R1$ (BUD(i)-BLD(i)). Para cada una de las n combinaciones se verifica que se satisfagan las restricciones de confiabilidad, si no se reemplaza por otra combinación, y se evalúa el costo. Si el costo mínimo entre las n combinaciones es menor al del anclaje, la correspondiente combinación pasa a ser el nuevo punto de anclaje y el proceso se reinicia.

d) Si entre las M1 combinaciones no se encuentra alguna con costo menor al del punto de

anclaje, se densifica al doble la búsqueda seleccionando más combinaciones dentro de la zona de búsqueda hasta que se obtenga la primera con costo menor al del anclaje. Esta densificación tiene un límite de M2 combinaciones.

e) Si todavía no se encuentra alguna combinación que tenga un costo menor al del anclaje, se amplía el radio de búsqueda a $R2 = R1 + DR$. Se seleccionan m combinaciones de \mathbf{x}_d en el volumen agregado, manteniendo la densidad inicial anterior, y que cumplan las restricciones de confiabilidad. La primera de las m combinaciones, con un máximo de M2, que tenga un costo menor al del anclaje es retenida y utilizada como el nuevo anclaje. Esta ampliación del límite de búsqueda se repite NAMP veces y tiene por objetivo reducir la posibilidad de encontrar un mínimo local.

f) El proceso finaliza cuando ya no se encuentre una combinación de los parámetros de diseño con costo menor al del anclaje.

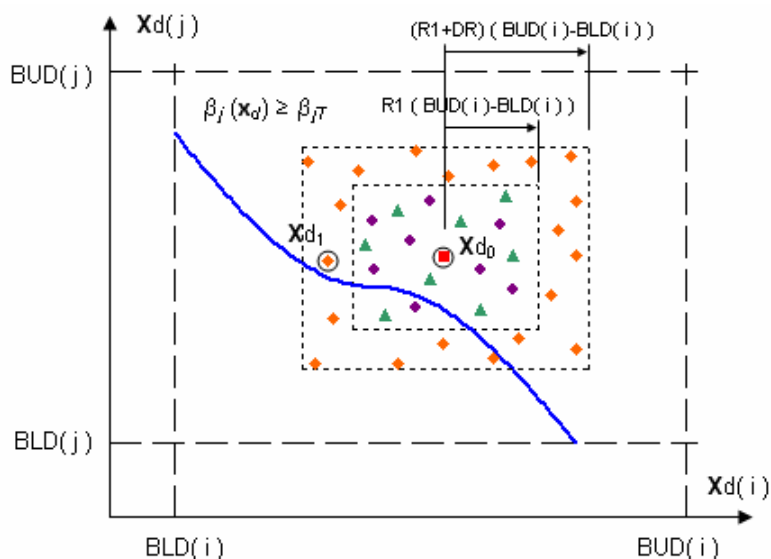


Figura 10: Esquema del algoritmo de optimización

En esta aplicación numérica: $R1 = 0.15$, $DR = 0.05$, $M1 = 100$, $M2 = 400$, $NAMP = 3$

7 RESULTADOS NUMÉRICOS Y DISCUSIÓN

Un resumen de los resultados numéricos del proceso de optimización para la acción sísmica obtenida de la Microzonificación de la ciudad de Mendoza, se muestra en la Tabla 4. Se analizan los casos sin costos sociales y con costos sociales, y para cada caso, con restricciones de confiabilidad y sin restricciones de donde se obtienen las probabilidades de falla óptimas.

Parámetros de diseño: la consideración de costos sociales incrementa los valores de los parámetros de diseño (dimensiones de los elementos y cuantías de armadura), resumidos en el costo inicial de los elementos estructurales $C_{01}(\mathbf{x}_d)$. La diferencia es mínima para el caso con restricciones de confiabilidad porque el estado límite de colapso domina la solución óptima y está asociada a costos sociales reducidos. Cuando no hay restricciones de confiabilidad, las diferencias son algo mayores 7.5% debido a que se avanza a probabilidades de falla menores, o índices de confiabilidad mayores, significa mayores daños y costos sociales.

Índices de confiabilidad: el diseño óptimo está gobernado por la restricción al nivel de desempeño límite de colapso, resultando índices de confiabilidad mayores a las restricciones

en los otros niveles de desempeño. Para el análisis sin restricciones, la solución óptima resulta con índices de confiabilidad menores, mayor probabilidad de falla, que en el análisis con restricciones. También se observan mayores índices de confiabilidad para el caso en que se incluyen los costos sociales, indicando claramente que la solución óptima se obtiene con menor probabilidad de falla para no incrementar los costos sociales.

Costos: las diferencias en los costos iniciales (total) $C_0(\mathbf{x}_d)$ se deben a las diferencias en los costos de los elementos de vigas y columnas $C_{01}(\mathbf{x}_d)$ porque el costo de los otros elementos estructurales $C_{02}(\mathbf{x}_d)$, el costo de elementos no estructurales $C_{03}(\mathbf{x}_d)$ y contenido $C_{04}(\mathbf{x}_d)$ son constantes en esta aplicación, independientes de la solución óptima. Los costos de reparación por daños resultan muy similares en todos los casos, con 6% mayor para el caso con costos sociales y sin restricciones. La incidencia de los costos sociales es del orden de 10% del total.

| Resultados | | Sin costos sociales | | Con costos sociales | |
|--|-------------------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------|
| | | Con restric | Sin restric | Con restric | Sin restric |
| $x_d(1) = \bar{X}(3) = h_v$ [cm] | | 53.1 | 36.8 | 54.0 | 38.0 |
| $x_d(2) = \bar{X}(5) = h_c$ [cm] | | 49.6 | 39.8 | 51.6 | 43.0 |
| $x_d(3) = \bar{X}(6) = \rho_{tr}$ | | 0.01014 | 0.00634 | 0.00963 | 0.00689 |
| $x_d(4) = \bar{X}(7) = \rho_{ap}$ | | 0.01045 | 0.01185 | 0.01054 | 0.01228 |
| $x_d(5) = \bar{X}(8) = \rho_{col}$ | | 0.02406 | 0.00854 | 0.02173 | 0.00924 |
| Desempeño: operacional | $\beta_1(\mathbf{x}_d)$ | 1.504 | 0.996 | 1.514 | 1.073 |
| | $\beta_2(\mathbf{x}_d)$ | 1.678 | 1.171 | 1.683 | 1.261 |
| Desempeño: seguridad de vidas | $\beta_3(\mathbf{x}_d)$ | 2.580 | 1.833 | 2.589 | 1.922 |
| | $\beta_4(\mathbf{x}_d)$ | 2.383 | 1.768 | 2.360 | 1.819 |
| Desempeño: límite de colapso | $\beta_5(\mathbf{x}_d)$ | 3.095 | 2.224 | 3.096 | 2.314 |
| | $\beta_6(\mathbf{x}_d)$ | 3.106 | 2.221 | 3.101 | 2.305 |
| $C_{01}(\mathbf{x}_d)$ costo inicial estructura [\$] | | 236600 | 153720 | 238570 | 165010 |
| $C_0(\mathbf{x}_d)$ costo inicial total [\$] | | 2186060 | 2103180 | 2188030 | 2114470 |
| $C_d(\mathbf{x}_d)$ costo daños [\$] | | 44574 | 43195 | 44144 | 46866 |
| $C_s(\mathbf{x}_d)$ costo social [\$] | | 0 | 0 | 207960 | 200000 |
| $C(\mathbf{x}_d)$ costo total [\$] | | 2230634 | 2146375 | 2440134 | 2361336 |

Tabla 4: Resultados de la optimización para acción sísmica según Microzonificación de Mendoza

En la Tabla 5 se presentan los resultados óptimos cuando la acción sísmica se corresponde con las especificaciones del INPRES-CIRSOC 103. La tendencia general de los resultados es similar a lo analizado para el caso anterior, con valores menores de los parámetros de diseño, especialmente cuando no hay restricciones de confiabilidad, índices de confiabilidad óptimos mayores (menores probabilidades de falla) y costos menores, debido a la menor exigencia de la acción sísmica.

Las diferencias porcentuales no son de gran significación por dos motivos: (i) los

componentes del costo que son independientes de la solución óptima; (ii) la existencia de valores mínimos de los parámetros de diseño, límites inferiores, que impide obtener valores menores y en consecuencia costos menores.

| Resultados | | Sin costos sociales | | Con costos sociales | |
|--|-------------------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------|
| | | Con restric | Sin restric | Con restric | Sin restric |
| $x_d(1) = \bar{X}(3) = h_v$ [cm] | | 42.5 | 33.6 | 40.5 | 32.9 |
| $x_d(2) = \bar{X}(5) = h_c$ [cm] | | 46.4 | 34.9 | 43.1 | 37.2 |
| $x_d(3) = \bar{X}(6) = \rho_{tr}$ | | 0.00776 | 0.00483 | 0.00983 | 0.00615 |
| $x_d(4) = \bar{X}(7) = \rho_{ap}$ | | 0.00964 | 0.00891 | 0.00909 | 0.01177 |
| $x_d(5) = \bar{X}(8) = \rho_{col}$ | | 0.02072 | 0.00904 | 0.02564 | 0.00918 |
| Desempeño: operacional | $\beta_1(\mathbf{x}_d)$ | 1.709 | 1.325 | 1.692 | 1.387 |
| | $\beta_2(\mathbf{x}_d)$ | 1.938 | 1.482 | 1.877 | 1.538 |
| Desempeño: seguridad de vidas | $\beta_3(\mathbf{x}_d)$ | 2.631 | 2.174 | 2.646 | 2.204 |
| | $\beta_4(\mathbf{x}_d)$ | 2.537 | 2.141 | 2.553 | 2.193 |
| Desempeño: límite de colapso | $\beta_5(\mathbf{x}_d)$ | 3.099 | 2.556 | 3.091 | 2.589 |
| | $\beta_6(\mathbf{x}_d)$ | 3.108 | 2.488 | 3.118 | 2.506 |
| $C_{01}(\mathbf{x}_d)$ costo inicial estructura [\$] | | 199160 | 134650 | 196450 | 141600 |
| $C_0(\mathbf{x}_d)$ costo inicial total [\$] | | 2148620 | 2084110 | 2145910 | 2091060 |
| $C_d(\mathbf{x}_d)$ costo daños [\$] | | 29849 | 17702 | 30529 | 15047 |
| $C_S(\mathbf{x}_d)$ costo social [\$] | | 0 | 0 | 210910 | 221070 |
| $C(\mathbf{x}_d)$ costo total [\$] | | 2178469 | 2101812 | 2387349 | 2327177 |

Tabla 5: Resultados de la optimización para acción sísmica según INPRES-CIRSOC 103

En la Figura 11 se representan los resultados de todas las evaluaciones de la función objetivo durante el proceso de optimización, en función de la probabilidad de falla anual, y para cada nivel de desempeño. En todos los casos, sin restricciones de confiabilidad.

En las figuras de la izquierda, que corresponden a la acción sísmica de acuerdo a la Microzonificación de Mendoza, se observa claramente en la envolvente inferior que el costo total va disminuyendo a medida que la probabilidad de falla aumenta hasta alcanzar un mínimo, y luego comienza a aumentar debido al crecimiento de los costos de reparación por daños y costos sociales. Esa envolvente inferior es conocida como “Pareto front”.

El costo mínimo está asociado a la probabilidad de falla óptima en cada nivel de desempeño, que en este ejemplo resultan un poco mayores que las recomendadas por Paulay y Priestley (1992), con mayor diferencia en el estado límite de colapso.

Las figuras de la derecha corresponden a la acción sísmica según el INPRES-CIRSOC 103, donde el costo mínimo y probabilidad de falla óptima aparecen casi superpuestas con los límites inferiores de los parámetros de diseño. Igualmente los resultados permiten apreciar la importancia de la elección de la acción sísmica en el proceso de optimización.

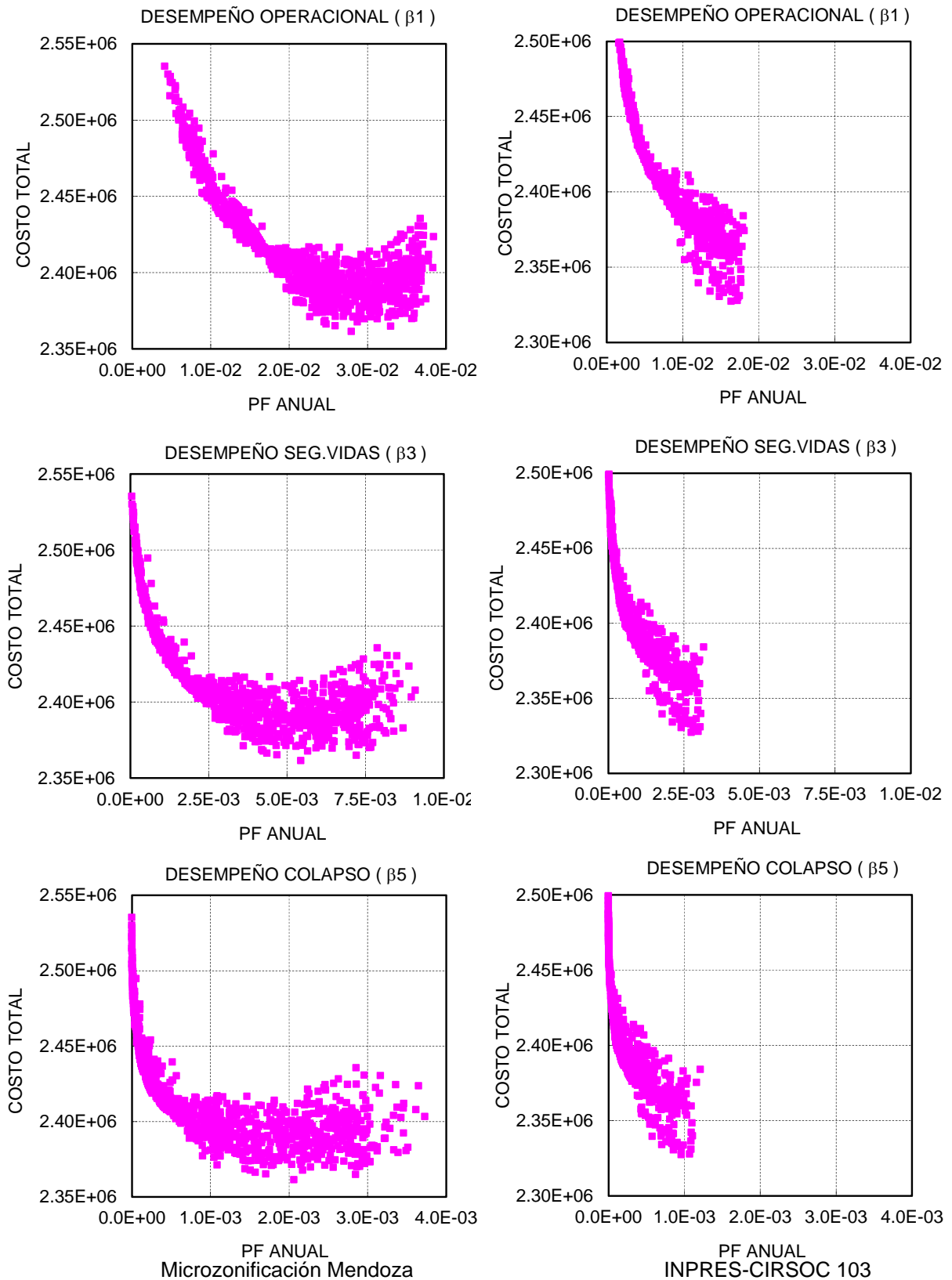


Figura 11: Frente Pareto y probabilidad de falla óptima

8 CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta el proceso de optimización de una construcción, donde la función objetivo a minimizar es el costo total que incluye los costos iniciales de la estructura, de los elementos no estructurales y del contenido, los costos de reparación por daños en todos ellos y los costos sociales producidos por la ocurrencia de terremotos durante la vida útil. El análisis se realiza sobre un edificio de tres plantas para oficinas.

La estrategia numérica de organizar el proceso por bloques resultó eficiente porque permitió realizar en forma independiente los análisis numéricos de la estructura para diferentes combinaciones de las variables y su aproximación con redes neuronales, como así también los análisis de confiabilidad. Luego se probaron diferentes condiciones para realizar la optimización, corriendo solamente el bloque final.

Los resultados numéricos obtenidos son coherentes y muestran la importancia de considerar todos los costos iniciales, los costos de reparación por daños, los costos sociales, y no solamente los de la estructura resistente. La incidencia de los costos sociales en las soluciones óptimas resultó para este ejemplo del orden del 10% del costo total.

Cuando la optimización se realiza sin restricciones de confiabilidad, en este ejemplo se obtienen probabilidades de falla óptimas en cada nivel de desempeño un poco mayores a las recomendadas en la bibliografía.

REFERENCIAS

- FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency, 2000.*
- Filippou, F.C., D'Ambrisi, A. and Issa, A., Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages. *Earthquake Engineering Research Center, Report N° EERC 92-08, University of California, Berkeley, 1992.*
- Gencturk, B. and Elnashai, A.S. Life cycle cost considerations in seismic design optimization of structures. *Structural Seismic Design Optimization and Earthquake Engineering: Formulations and Applications*, Ed. Vagelis Plevis, Chapter 1, 1-22. IGI Global, 2012.
- Hurtado, J., *Structural Reliability – Statistical Learning Perspectives*, Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics, Vol.17, Springer Verlag, 2004.
- INPRES Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza, *Publicación Técnica N° 19*, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, 1995.
- INPRES-CIRSOC 103 Parte 1 Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes, *INTI*, 2008.
- Melchers, R.E. *Structural Reliability: Analysis and Prediction* – Ed. Ellis Horwood Limited – Halsted Press: a division of John Wiley & Sons, 1987.
- 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., Metodología para evaluación de la probabilidad de falla de estructuras sismorresistentes y calibración de códigos, *Tesis de Doctorado en Ingeniería*, Universidad Nacional de Rosario, 2001.
- Möller, O. and Foschi, R. Reliability evaluation in seismic design: a response surface methodology. *Earthquake Spectra*. 19 (3): 579-603, 2003.
- Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L., Momento-curvatura de secciones de

- hormigón armado sismorresistentes utilizando redes neuronales. *Mecánica Computacional* Vol. XXV, 2145-2162, AMCA, 2006.
- Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L. Seismic structural reliability using different nonlinear dynamic response surface approximations. *Structural Safety*, 31(5), 432-442, 2009.
- Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Savino, F. Optimización, con requisitos de confiabilidad, a partir del diseño preliminar de pórticos sismorresistentes. *Mecánica Computacional* Vol. XXIX, 1403-1421, AMCA, 2010.
- Möller, O., Ascheri, J.P., Foschi, R.O., Rubinstein, M. Optimización estructural para costo mínimo con restricciones de confiabilidad: evaluación de alternativas de diseño sísmico. *Mecánica Computacional* Vol. XXXI, 2527-2545, AMCA, 2012a.
- Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Savino, F. Performance-based seismic design: a search-based cost optimization with minimum reliability constraints, *Structural Seismic Design Optimization and Earthquake Engineering: Formulations and Applications*, Ed. Vagelis Plevris, Chapter 2, 23-50. IGI Global, 2012b.
- Paulay, T., Priestley, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, Inc, 1992.
- Pérez López, Jesús R. Contribución a los métodos de optimización basados en procesos naturales y su aplicación a la medida de antenas en campo próximo. URL <http://www.tesisenred.net/TDR-0305107-180847>, 2005.
- SEAOC Vision 2000 Committee. Performance based seismic engineering of buildings. *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California*, U.S.A., 1995.
- Shinozuka M, Sato Y. Simulation of nonstationary random processes. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*; 93(1): 11-40, 1967.
- Swisher, J.R., Hyden P.D, Jacobson, S.H. and Schruben, L.W. A Survey of Simulation Optimization Techniques and Procedures. *2000 Winter Simulation Conference*, J.A. Joines, R.R. Barton, K.Kang and P.A. Fishwick (eds), 2000.