

OPTIMIZACIÓN DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES CONSIDERANDO COSTOS DE REPARACIÓN POR DAÑOS

Ing. Civil Oscar Möller

**Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), FCEIA, UNR
Rosario – Argentina**

Doctor en Ingeniería. Profesor Titular de Hormigón Armado.
Investigador “B” del Consejo de Investigaciones UNR.

Ing. Civil Ricardo Foschi

**Departamento Ing. Civil, Universidad de British Columbia
Vancouver – Canadá**

PhD. Stanford USA. Profesor de UBC.
Consultor en trabajos de confiabilidad estructural.

Laura María Quiroz

**Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), FCEIA, UNR
Rosario – Argentina**

Alumna de 5to año de Ingeniería Civil.
Docente y becaria de Iniciación en Investigación, FCEIA, UNR.

Ing. Civil Marcelo Rubinstein

**Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE). FCEIA, UNR
Rosario – Argentina**

Profesor Titular de Análisis Estructural, FCEIA, UNR.
Jefe del Laboratorio de Estructuras de IMAE. Consultor Estructural.
Socio vitalicio de la Asociación de Ingenieros Estructurales.

RESUMEN

En el marco del diseño sísmico basado en el desempeño, la optimización significa encontrar valores a parámetros de diseño que minimicen una función objetivo, satisfaciendo niveles mínimos de confiabilidad en cada estado límite o desempeño especificado. La función objetivo es el costo total, suma del costo inicial de construcción más el costo de reparación por daños después de un terremoto.

Se consideran variables aleatorias referidas al movimiento del suelo y también a las propiedades de la estructura. La evaluación de la respuesta estructural requiere la utilización de análisis dinámico no lineal. Se construye una base de datos con resultados determinísticos para diferentes combinaciones de las variables y parámetros de diseño. Estos resultados son representados convenientemente por redes neuronales para ser usadas en el proceso de optimización, el cual es realizado con un algoritmo que no necesita calcular gradientes.

Se aplica a la optimización de secciones de vigas y columnas, y cuantías de armadura, de un pórtico de 6 pisos y 3 vanos bajo la excitación sísmica de la ciudad de Mendoza. Se muestra la importancia de considerar el costo de reparaciones o reemplazo por daños.

ABSTRACT

Optimization in performance-based design implies finding design parameters which minimize a given objective, while satisfying minimum reliability levels in each of several specified performance requirements or limit states. The objective function is the total cost, including initial construction cost and repair cost after damage caused by an earthquake.

Random variables are considered, related to the ground motion as well as to the structure itself. The evaluation of structural responses involves the application of a nonlinear dynamic analysis. A discrete response database is obtained deterministically for different combinations of the intervening random variables and design parameters. These results can then be conveniently represented with neural networks in order to use in the optimization process, which is carried out by a gradient-free algorithm.

The paper presents an application to the optimization of beam and column sections, and reinforcement ratios, of a frame with 6 stories and 3 bays under the seismic excitation corresponding to the city of Mendoza. It is shown the importance of taking into account the damage repair cost.

1. INTRODUCCIÓN

En el marco del diseño sísmico basado en el desempeño^{1,2}, considerando incertidumbres en las variables, la optimización consiste en encontrar valores a ciertos parámetros de diseño que minimicen una función objetivo, satisfaciendo simultáneamente restricciones de probabilidad de falla, o índice de confiabilidad, requeridas para cada nivel de desempeño analizado.

La función objetivo es el costo total, suma del costo inicial de construcción más el costo de posibles reparaciones o reemplazo luego de la ocurrencia de un terremoto, teniendo en cuenta la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante la vida de la estructura. El costo inicial incluye el costo de material y mano de obra del hormigón y del acero, mientras que en el costo de reparación por daños, interviene la frecuencia de ocurrencia de terremotos, la tasa de interés, la función de distribución de probabilidades del daño y la relación entre el daño y el costo de reparación.

Para la evaluación de la confiabilidad se formulan estados límites en cada nivel de desempeño, donde es necesario calcular valores máximos de respuestas de la estructura en la duración del evento sísmico. Debido a la naturaleza del problema, es necesario recurrir al análisis dinámico no lineal paso a paso. Como no es posible establecer una relación explícita entre las variables de entrada (datos) y las respuestas dinámicas, se calculan resultados discretos para combinaciones específicas de las variables aleatorias y parámetros de diseño intervinientes. Estos resultados discretos se representan luego por una superficie de respuesta que se utiliza como “sustituto”³ de la verdadera respuesta, haciendo posible el uso de la simulación directa de Monte Carlo para estimar la confiabilidad.

Diferentes tipos de sustitutos se han utilizado, desde funciones analíticas como superficies cuadráticas globales^{4,5}, interpolación local⁶, y recientemente redes neuronales^{7,8,9,10,11}. En general es difícil seguir los detalles de la respuesta para diferentes datos de las variables con una función analítica simple y global. El uso de interpolación local permite una mejor representación, pero a mayor costo computacional. Las redes neuronales, entrenadas con una base de datos discretos, conduce a una mejor representación, más flexible y adaptable.

Así, el esfuerzo computacional está centrado en los cálculos determinísticos, mediante análisis dinámico no lineal paso a paso, de la base de datos para combinaciones de las variables elegidas convenientemente.

Los problemas de optimización pueden clasificarse de acuerdo a la forma de la función a minimizar (o maximizar) y sus restricciones, de acuerdo a la presencia o no de estas últimas, según su dimensionalidad y según el número de funciones objetivo, existiendo variados métodos para resolver estos problemas¹². El algoritmo numérico de optimización implementado realiza la búsqueda pero sin cálculo de gradientes^{13,14}, como es usual en los algoritmos de minimización, evitándose problemas numéricos como encontrar mínimos locales, o inconvenientes en la evaluación de derivadas dentro del entorno de variables aleatorias.

En la estrategia de búsqueda, para cada combinación de los parámetros de diseño, la evaluación de los índices de confiabilidad, para analizar si cumple con los valores tolerables, se realiza por simulación de Monte Carlo utilizando las redes neuronales que representan la respuesta estructural. Como variante, en un paso intermedio se generan redes neuronales para representar los índices de confiabilidad en función de los parámetros de diseño, y con estas redes neuronales se lleva adelante el proceso de optimización.

Se presenta una aplicación al diseño óptimo de un pórtico de 6 pisos y 3 vanos bajo la sismicidad de la ciudad de Mendoza, considerando tres niveles de desempeño: operacional, seguridad de vidas y límite de colapso.

2. ESTRATEGIA DE OPTIMIZACIÓN

2.1 El problema

El problema de optimización se define de la siguiente manera: dada una función objetivo $F(\mathbf{d})$, siendo $\mathbf{d}$ el vector de los parámetros de diseño, se pretende encontrar los valores óptimos de $\mathbf{d}$ que hagan mínima la función F , sujeto a la restricción de cumplir con valores mínimos de los índices de confiabilidad β_i ($i = 1, M$) para cada uno de los M niveles de desempeño. Los parámetros de diseño pueden ser definidos como los valores medios ó los desvíos standard de algunas de las variables aleatorias del problema.

2.2 La solución

La solución al problema de optimización puede ser obtenida por una gran variedad de algoritmos¹². En este trabajo se utiliza un algoritmo que no necesita calcular gradientes, el cual se resume a continuación.

- a) Se elige aleatoriamente un conjunto de combinaciones para los parámetros de diseño, dentro de sus límites especificados.
- b) Para cada combinación se evalúa la confiabilidad, utilizando simulación de Monte Carlo y redes neuronales como sustituto de la respuesta estructural. Como variante, la confiabilidad se evalúa utilizando redes neuronales entrenadas previamente para representar los índices de confiabilidad en función de los parámetros de diseño.
- c) Para aquellas combinaciones de los parámetros de diseño que satisfacen las restricciones de confiabilidad, se evalúa la función objetivo y se selecciona el caso que resulta con menor valor como "punto de anclaje inicial".
- d) Un nuevo conjunto de combinaciones se elige aleatoriamente en una hiperesfera de búsqueda alrededor del punto de anclaje inicial. Nuevamente se evalúa la confiabilidad como se indicó en b), y para aquellos casos que satisfacen las restricciones de confiabilidad se evalúa la función objetivo, eligiéndose el caso de menor valor como nuevo punto de anclaje.
- e) Este proceso se repite iterativamente hasta que no se encuentre ningún punto dentro del radio de búsqueda que, satisfaciendo las restricciones de confiabilidad, tenga un menor valor de la función objetivo que el correspondiente al punto de anclaje. Esa combinación, la del punto de anclaje, se elige como una aproximación del mínimo.
- f) Todo el proceso es repetido desde el principio con otra selección aleatoria de combinaciones de valores de los parámetros de diseño, encontrándose, en general, otro punto con mínimo valor de la función objetivo. Podría ser el caso de un problema que acepte varios mínimos. Si hay solamente un mínimo, entonces las diferencias entre los mínimos de cada ciclo serán pequeñas, dentro de las tolerancias numéricas. Finalmente la combinación óptima de parámetros de diseño es la que corresponde al mínimo de los mínimos de cada ciclo.

Este simple algoritmo evita problemas numéricos asociados al cálculo de gradientes, y su eficiencia es incrementada por el uso de redes neuronales como sustituto de la respuesta dinámica no lineal en cada simulación de Monte Carlo. El proceso se ilustra esquemáticamente en la fig.1 para el caso de dos parámetros de diseño.

2.3 Función objetivo

La función objetivo adoptada aquí es el costo total de la estructura, incluyendo el costo inicial de construcción C_0 , más el costo de reparaciones C_1 asociado a diferentes niveles de daño, o reemplazo, después de un terremoto. Para éste último se debe tener en cuenta la probabilidad que un terremoto pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura.

$$F(\mathbf{d}) = C_0(\mathbf{d}) + C_1(\mathbf{d}) \quad (1)$$

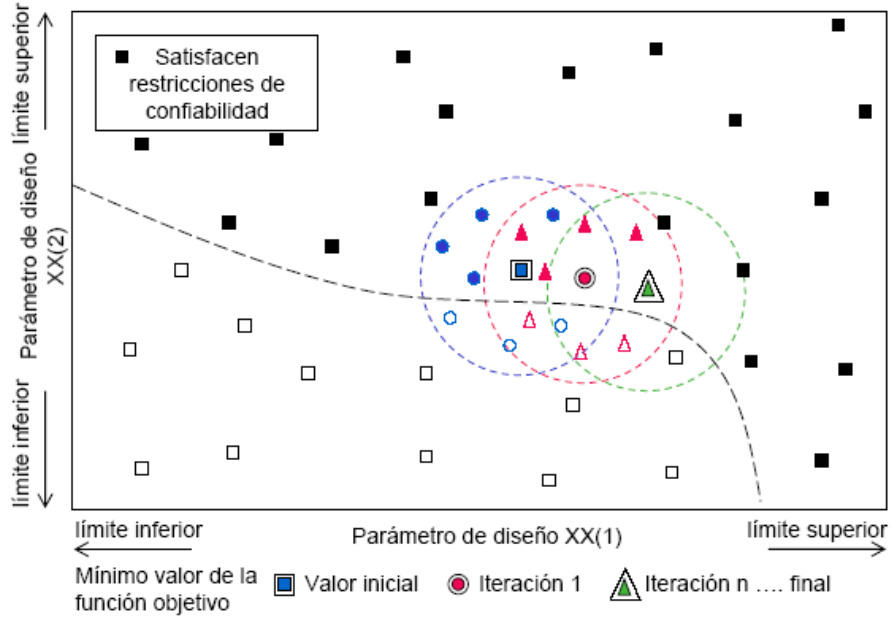


Figura 1: Proceso de optimización

a) Costo inicial

El precio del hormigón incluye materiales, encofrado y mano de obra para la colocación, con costo por unidad de volumen CUH . Para el acero, incluyendo material y mano de obra para la colocación, se define el costo por unidad de peso como CUA . Entonces el costo inicial del pórtico resulta

$$C_0(\mathbf{d}) = Vol(\mathbf{d}) CUH + P(\mathbf{d}) CUA \quad (2)$$

b) Costo por daños

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

El índice de daño¹⁵ global DIG es utilizado aquí como un indicador del perjuicio causado en la estructura. Siendo $C_f(DIG)$ el costo función de ese daño que ocurre en el tiempo t , $C_{f0}(DIG)$ el costo llevado al tiempo de construcción $t = 0$, r la tasa de interés, resulta

$$C_{f0}(DIG) = C_f(DIG) \exp(-rt) \quad (3)$$

Considerando el arribo de terremotos como un proceso de Poisson, la probabilidad que ocurra un terremoto en el tiempo t es

$$P(t \leq T_1 \leq t + dt) = f_{T_1}(t) dt = v \exp(-vt) dt \quad (4)$$

El valor esperado del costo en $t = 0$, condicionado al valor del daño DIG , es

$$C_1 |_{DIG} = \int_0^{\infty} C_{f0}(DIG) f_{T1}(t) dt = C_f(DIG) \frac{v}{r+v} \quad (5)$$

Esta relación ha sido desarrollada por Sexsmith¹⁶. Se supone la siguiente relación entre el nivel de daño DIG y el costo de reparación.

$$\begin{aligned} C_f(DIG) &= \alpha C_0 \left(\frac{DIG}{0.60} \right)^b \quad \text{para } DIG \leq 0.60 \\ C_f(DIG) &= \alpha C_0 \quad \text{para } DIG > 0.60 \end{aligned} \quad (6)$$

en la cual C_0 es el costo de reemplazo completo de la estructura, con un porcentaje adicional α por demolición y limpieza. En la ec.(6) se asume un reemplazo completo cuando DIG excede 0.60. Para daño menor a 0.60 el costo es función del daño a través del exponente b , que en este trabajo se adoptó $b = 1$. Otros costos como seguros, interrupción de servicio, etc., deberían ser tenidos en cuenta pero no fueron considerados en este trabajo.

Finalmente el costo de reparación por daños resulta

$$C_1(\mathbf{d}) = \int_0^{\infty} C_1 |_{DIG} \cdot f_{DIG}(DIG) \cdot d(DIG) \quad (7)$$

utilizando la función de densidad de probabilidades para el índice de daño DIG .

3. EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD

3.1 Estructuras a analizar y rango de las variables

En la fig.2 se muestra un pórtico plano sismorresistente genérico, utilizado para el cálculo de las respuestas discretas.

Las variables y los límites considerados son: número de pisos $NP = 3$ a 10 , número de vanos $NV = 1$ a 4 , luz de los vanos $XL = 300$ a 600 cm todos iguales, masa por unidad de longitud en cada piso $m = 2.15 \times 10^{-4}$ a 4×10^{-4} $KN \ s^2/cm^2$, resistencia característica del hormigón $f'_c = 20$ a 40 MPa, ancho de la sección de vigas $b_v = 15$ a 30 cm, altura de la sección de vigas $h_v = 40$ a 70 cm, ancho de la sección de columnas $b_c = 20$ a 40 cm, altura de la sección de columnas $h_c = 40$ a 100 cm. Las dimensiones de vigas y columnas se reducen con la altura en función del número de pisos, como se indica en la tabla 1.

Las cuantías de armadura, que cumplen con los requerimientos reglamentarios, tienen los siguientes límites: vigas en el tramo $\rho_{str} = \sqrt{f'_c} / (4 f_y)$ a $(f'_c + 10) / (6 f_y)$, en el apoyo $\rho'_{sap} = \sqrt{f'_c} / (4 f_y)$ a $(f'_c + 10) / (6 f_y)$, y en columnas $\rho_s = 0.008$ a 0.04286 . La presión de confinamiento normalizada es $f_r / f'_{c0} = 0.0$ a 0.15 . Además, las cuantías

de armadura deben proveer una resistencia adecuada para las cargas gravitacionales sobre las vigas.

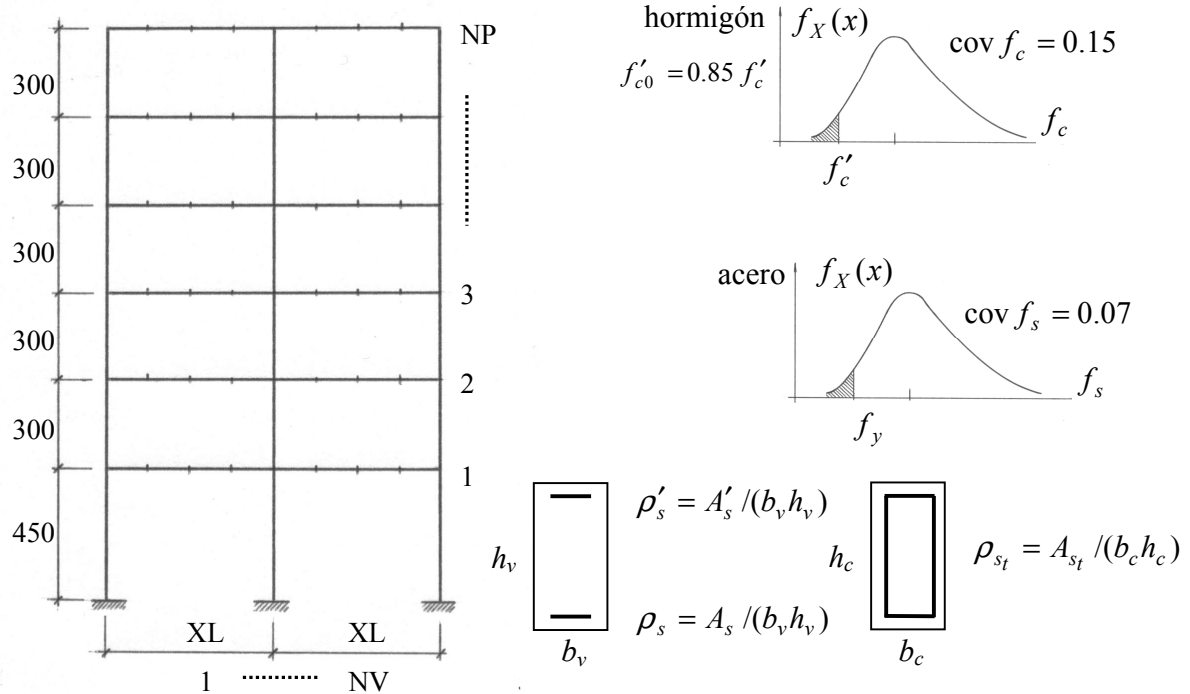


Figura 2: Variables de los pórticos analizados

NP	G1	G2	G3
3	2	1	
4	2	2	
5	3	2	
6	3	3	
7	3	2	2
8	3	3	2
9	3	3	3
10	4	3	3

Dimensiones en cada grupo

G1: b_v, h_v b_c, h_c
G2: $b_v, 0.8h_v$ $b_c, 0.8h_c$
G3: $b_v, 0.6h_v$ $b_c, 0.6h_c$

Tabla 1: Número de pisos para cada grupo de dimensiones de vigas y columnas

Para la acción sísmica se considera la sismicidad de la ciudad de Mendoza, Argentina. Las variables y sus límites son la aceleración pico del suelo $a_G = 25$ a 1200 cm/s^2 , y la frecuencia central del filtro del suelo $f_g = 2.0$ a 3.0 HZ . Otras variables para la generación de los acelerogramas son funciones de a_G y f_g , ó se adoptan valores constantes.

3.2 Respuesta dinámica no lineal

El modelo estructural utilizado ya ha sido descrito en otros trabajos⁴. Consiste en elementos de barra con comportamiento no lineal, que considera la contribución de los diferentes mecanismos que contribuyen al comportamiento histerético de las regiones críticas de miembros de hormigón armado.

El modelo considera una matriz de masa consistente y amortiguamiento viscoso proporcional a la masa y rigidez inicial. El sistema de ecuaciones no lineales de la estructura es formulado en un esquema incremental lagrangiano actualizado. Se resuelve con integración directa paso a paso en el tiempo con el método de Newmark, e iteraciones de Newton-Raphson para ajustar el equilibrio entre acciones externas y fuerzas internas de los elementos.

Los resultados del análisis necesarios para definir los estados límites en cada nivel de desempeño son: el desplazamiento máximo en el último piso u_{max} , la distorsión de piso máxima $DISTM$, el índice de daño de Park y Ang¹⁵ local máximo $DILOM$, y el índice de daño global DIG . Los cálculos de $DILOM$ y DIG son descriptos en Möller et al.¹⁷.

3.3 Representación de la respuesta con redes neuronales

Dentro de los rangos de las variables descritos en 3.1, se generan 900 combinaciones de las variables aplicando la técnica de diseño de experimentos⁷. Para cada una de ellas se obtienen 5 subcombinaciones (j) correspondiendo a diferentes registros sísmicos y considerando la aleatoriedad en los parámetros de la relación momento-curvatura de las secciones de las barras.

Para cada subcombinación se genera un acelerograma¹⁷, siguiendo el procedimiento de Shinozuka¹⁸, teniendo en cuenta la no estacionariedad por una función de modulación, y escalando el acelerograma resultante a una deseada aceleración pico.

Cada subcombinación es resuelta con el modelo para análisis dinámico no lineal descrito en 3.2, obteniéndose los parámetros de respuesta mencionados: u_{max} , $DISTM$, $DILOM$, y DIG .

Así, para cada uno de estos parámetros de respuesta R_i , en cada una de las 900 combinaciones, se calculan los valores medios y desvíos standard, para $N = 5$ casos correspondientes a las sub-combinaciones sobre los registros sísmicos y propiedades de histéresis, con:

$$\bar{R}_i = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N R_{ki} \quad \sigma_{R_i} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{k=1}^N (R_{ki} - \bar{R}_i)^2} \quad (8)$$

Con estos resultados se ensamblan dos bases de 900 datos para cada parámetro de respuesta, que son usadas para entrenar dos redes neuronales: una para el valor medio y otra para el desvío standard de la respuesta sobre las variables en las sub-combinaciones.

Se utilizan en este trabajo redes neuronales multicapa³, con una capa intermedia y número de neuronas que minimiza el error de la representación^{9,10,11,13,14,17}. El entrenamiento se realiza con un algoritmo de retropropagación de errores.

Como ejemplo, en la fig.3 se muestra la aproximación alcanzada para *DISTM* entre los resultados del análisis dinámico no lineal y las predicciones obtenidas con las redes neuronales. Como se observa en la figura, una buena representación es obtenida.

Si la aproximación fuera perfecta, todos los puntos deberían estar sobre la línea a 45°. Se observa una dispersión alrededor de esta línea, más para el desvío standard que para el valor medio, la que puede cuantificarse con el desvío standard del error relativo, que es un coeficiente de variación promedio, dado por:

$$\sigma_{\varepsilon_r} = \sqrt{\frac{1}{N_E - 1} \sum_{k=1}^{N_E} \left(\frac{T_k - Y_k}{Y_k} \right)^2} \quad (9)$$

donde Y_k es el valor calculado con la red neuronal, T_k es el valor obtenido con análisis dinámico no lineal y $N_E = 900$, el número de combinaciones en la base de datos.

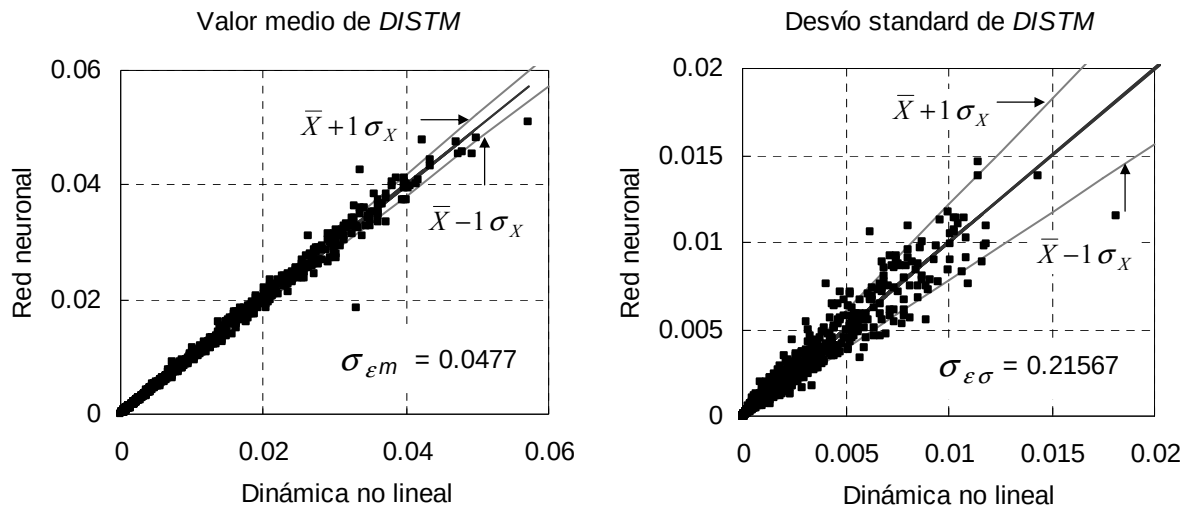


Figura 3: Resultados del entrenamiento de redes neuronales para *DISTM* y σ_{DISTM}

La ec.(9) puede ser usada para cuantificar las dispersiones $\sigma_{\varepsilon m}$ y $\sigma_{\varepsilon \sigma}$ asociadas con las redes neuronales para *DISTM*. Análisis similares se realizan para los otros parámetros de respuesta.

Haciendo uso de ec.(9), el valor medio y el desvío standard $\bar{R}_i, \sigma_{R_i}$ de cada respuesta i , pueden ser representados como distribuciones Normales alrededor de los valores calculados con las redes neuronales

$$\bar{R}_i = \bar{Y}_i (1 + \sigma_{\varepsilon m} X_{N_1}) \quad \sigma_{R_i} = \sigma_{Y_i} (1 + \sigma_{\varepsilon \sigma} X_{N_2}) \quad (10)$$

donde $\bar{Y}_i, \sigma_{Y_i}$ son el valor medio y desvío standard del parámetro i calculado con la red neuronal correspondiente, y X_{N1}, X_{N2} son variables Normales Standard.

3.4 Funciones de estado límite

La expresión genérica de la función de falla $G(\mathbf{X})$, o función de estado límite en cada nivel de desempeño a analizar, es

$$G(\mathbf{X}) = RLIM - R(\mathbf{X}) \quad (11)$$

donde $RLIM$ es el valor límite del parámetro de respuesta y $R(\mathbf{X})$ es la respuesta de la estructura en función del conjunto de variables aleatorias $\mathbf{X}$.

Las funciones de estado límite considerados para los niveles de desempeño operacional, seguridad de vidas y límite de colapso, se describen en las ec.(12) a (19). En ellas, los números entre paréntesis indican el valor medio y su coeficiente de variación: $(\overline{RLIM}, COVRL)$. En $G_{11}, \bar{u}_y$ es el desplazamiento de fluencia medio del pórtico, debajo del cual la estructura permanece elástica, y estimado con una expresión dada por Priestley¹⁹.

Operacional

- Comportamiento elástico $G_{11}(\mathbf{X}) = (\bar{u}_y, 0.10) - u_{\max}(\mathbf{X}) \quad (12)$

- Distorsión de piso $G_{12}(\mathbf{X}) = (0.005, 0.10) - DISTM(\mathbf{X}) \quad (13)$

Seguridad de vidas

- Distorsión de piso $G_{21}(\mathbf{X}) = (0.015, 0.10) - DISTM(\mathbf{X}) \quad (14)$

- Índice daño local máximo $G_{22}(\mathbf{X}) = (0.60, 0.10) - DILOM(\mathbf{X}) \quad (15)$

- Índice de daño global $G_{23}(\mathbf{X}) = (0.40, 0.10) - DIG(\mathbf{X}) \quad (16)$

Límite de colapso

- Distorsión de piso $G_{31}(\mathbf{X}) = (0.025, 0.10) - DISTM(\mathbf{X}) \quad (17)$

- Índice daño local máximo $G_{32}(\mathbf{X}) = (1.00, 0.10) - DILOM(\mathbf{X}) \quad (18)$

- Índice de daño global $G_{33}(\mathbf{X}) = (0.80, 0.10) - DIG(\mathbf{X}) \quad (19)$

Cada función de respuesta $R(\mathbf{X})$ es además desarrollada para representar la variabilidad sobre las sub-combinaciones. Para el desplazamiento máximo en el último piso $u_{\max}(\mathbf{X})$ y distorsión de piso máxima $DISTM(\mathbf{X})$, la variabilidad es representada por una distribución lognormal

$$R(\mathbf{X}) = \frac{\bar{R}(\mathbf{X})}{\sqrt{1. + \left(\frac{\sigma_R(\mathbf{X})}{\bar{R}(\mathbf{X})}\right)^2}} \exp \left[R_{N1} \sqrt{\ln \left(1. + \left(\frac{\sigma_R(\mathbf{X})}{\bar{R}(\mathbf{X})}\right)^2 \right)} \right] \quad (20)$$

donde R_{N1} es una variable Normal Standard, y el valor medio $\bar{R}(\mathbf{X})$ y desvío standard $\sigma_R(\mathbf{X})$ son calculados utilizando ec.(10) a partir de las correspondientes representaciones con redes neuronales.

La variabilidad para el índice de daño local máximo $DILOM(\mathbf{X})$, y para el índice de daño global $DIG(\mathbf{X})$, que están limitados entre 0 y 1, son representados por distribuciones Beta con esos mismos límites y los correspondientes valores medios $\bar{R}(\mathbf{X})$ y desvíos standard $\sigma_R(\mathbf{X})$. Para calcular valores de $R(\mathbf{X})$ con la distribución Beta, se introduce una variable aleatoria R_{N2} uniformemente distribuida entre 0 y 1.

Se considera la incertidumbre en el valor límite $RLIM$ con distribución lognormal para el desplazamiento máximo y la distorsión de piso, requiriendo la introducción de una variable aleatoria adicional R_{N3} similar a ec.(20). Para el índice de daño local máximo y el índice de daño global se asume distribución Beta, con una variable aleatoria adicional R_{N4} uniforme entre 0 y 1.

3.5 Probabilidad de falla

Para cada nivel de desempeño considerado, se calcula la probabilidad de falla Pf con:

$$Pf = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] \quad (21)$$

utilizando el método de simulación de Monte Carlo standard, incluyendo simultáneamente todas las funciones de estado límite en cada nivel de desempeño, como sistema en serie. El número de simulaciones varía de 10^6 a 10^7 , trabajo que se facilita significativamente por el uso de redes neuronales que representan los parámetros de respuesta estructural $R(\mathbf{X})$.

La probabilidad de falla así calculada está condicionada a la ocurrencia de un terremoto. La probabilidad de falla anual se puede obtener considerando la ocurrencia de terremotos como un proceso de Poisson. Para la ciudad de Mendoza, terremotos de magnitudes $M \geq 5$ tienen una frecuencia media $\nu = 0.20$, luego la probabilidad de falla anual Pf_{anual} se puede estimar como:

$$Pf_{anual} = 1 - \exp[-\nu t_L Pf] \rightarrow \beta_{anual} \cong -\Phi^{-1}(Pf_{anual}) \quad (22)$$

donde $t_L = 1$ año. Pf_{anual} puede ser expresada por el índice de confiabilidad β_{anual} , como se indica en la ec.(22), usando la Distribución Normal Standard Φ .

4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

4.1 Pórtico analizado y variables aleatorias

El pórtico estudiado tiene 6 pisos y 3 vanos, con alturas de entresijos mostradas en la fig.2, y con la sismicidad correspondiente a la ciudad de Mendoza.

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, descriptos en el apartado siguiente.

Variable	$\bar{X}$	σ_X	Tipo	Variable	$\bar{X}$	σ_X	Tipo
$X(1) = NP$	6	0	Normal	$X(13) = f_r / f'_{c0}$	0.10	0.01	Normal
$X(2) = NV$	3	0	Normal	$X(14) = a_G$	$X(14) = X(16) [1.0 + X(17)]$		
$X(3) = XL$	400 cm	20.0 cm	Normal	$X(15) = f_g$	2.50 Hz	0.375 Hz	Normal
$X(4) = m$	2.5×10^{-4}	2.5×10^{-5}	Normal	$X(16) = \bar{a}_G$	94 cm/s ²	130 cm/s ²	Lognormal
$X(5) = f'_c$	30 MPa	3 MPa	Lognormal	$X(17) = \sigma_{\bar{a}_G}$	0	0.25	Normal
$X(6) = b_v$	20 cm	1 cm	Normal	$X(18) = R_{N4} (*)$	0	1	Uniforme
$X(7) = h_v$	? cm	0.05 $\bar{X}$	Normal	$X(19) = R_{N3}$	0	1	Normal
$X(8) = b_c$	30 cm	1.5 cm	Normal	$X(20) = X_{NI}$	0	1	Normal
$X(9) = h_c$	? cm	0.05 $\bar{X}$	Normal	$X(21) = X_{N2}$	0	1	Normal
$X(10) = \rho_{s,tr}$	?	0.10 $\bar{X}$	Lognormal	$X(22) = R_{N2} (*)$	0	1	Uniforme
$X(11) = \rho'_{s,ap}$	?	0.10 $\bar{X}$	Lognormal	$X(23) = R_{NI}$	0	1	Normal
$X(12) = \rho_s$	?	0.10 $\bar{X}$	Lognormal	(*) Límites para distribución uniforme			

Tabla 2: Estadísticas de las variables aleatorias

4.2 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño son los indicados en la tabla 3, donde se observa su vinculación con las variables aleatorias del problema descritas en la tabla 2, dentro de los límites indicados en 3.1.

Variable	$\bar{X}$	σ_X	Tipo
$X(7) = h_v = d_1$	? cm	0.05 $\bar{X}$	Normal
$X(9) = h_c = d_2$	? cm	0.05 $\bar{X}$	Normal
$X(10) = \rho_{s,tr} = d_3$	?	0.10 $\bar{X}$	Lognormal
$X(11) = \rho'_{s,ap} = d_4$	?	0.10 $\bar{X}$	Lognormal
$X(12) = \rho_s = d_5$	?	0.10 $\bar{X}$	Lognormal

Tabla 3: Parámetros de diseño

Además, los parámetros de diseño tienen restricciones entre ellos. Las cuantías de armadura deben proveer una resistencia adecuada para las cargas gravitacionales sobre las vigas, y además para garantizar una ductilidad mínima en las secciones de vigas se debe cumplir

$$0.5 \rho'_{s,ap} \leq \rho_{s,tr} \leq 2 \rho'_{s,ap} \quad (23)$$

$$0.5 \bar{X}(11) \leq \bar{X}(10) \leq 2 \bar{X}(11)$$

4.3 Restricciones de confiabilidad

La probabilidad de excedencia anual tolerable Pf_{anual} en cada nivel de desempeño se especifica en la tabla 4. Luego utilizando la ec.(22) se obtienen las probabilidades de falla si ocurre un evento sísmico Pf y los correspondientes índices de confiabilidad β .

Nivel de desempeño	Pf_{anual}	β_{anual}	Pf	β
Operacional	2×10^{-2}	2.054	0.10101	1.276
Seguridad de vidas	2×10^{-3}	2.878	0.10010×10^{-1}	2.326
Límite de colapso	7×10^{-4}	3.195	0.35012×10^{-2}	2.697

Tabla 4: Índices de confiabilidad objetivos

4.4 Función objetivo

Como se describió en 2.3, la función objetivo a minimizar es el costo total incluyendo el costo inicial de construcción y el costo de reparación o reemplazo por daños después de la ocurrencia de un terremoto.

a) Costo inicial

Para definir los términos de la ec.(2), el costo por m^3 de hormigón se estima en $CUH = 900 \text{ \$/m}^3$, mientras que el costo por KN de acero se estima en $CUA = 360 \text{ \$/KN}$.

El volumen de hormigón, en función de las variables aleatorias X del problema, y en función de los parámetros de diseño d , resulta

$$Vol(\mathbf{X}) = V_{vigas} + V_{columnas}$$

$$= [\bar{X}(1) \bar{X}(2) \bar{X}(3) \bar{X}(6) \bar{X}(7) 0.9 + (150 + 270 \bar{X}(1)) (1 + \bar{X}(2)) \bar{X}(8) \bar{X}(9)] 10^{-6} m^3 \quad \text{ó} \quad (24)$$

$$Vol(\mathbf{d}) = [145800 \cdot \bar{X}(7) + 212400 \cdot \bar{X}(9)] 10^{-6} m^3$$

El peso de la armadura, incluyendo una cuantía aproximada por estribos, resulta

$$P(\mathbf{X}) = [V_{vigas} (\rho_{s,tr} + 0.6 \rho'_{s,ap} + 0.0065) + V_{colum} (\rho_s + 0.009)] 78.5 KN$$

$$= [V_{vigas} (\bar{X}(10) + 0.6 \bar{X}(11) + 0.0065) + V_{colum} (\bar{X}(12) + 0.009)] 78.5 KN \quad \text{ó} \quad (25)$$

$$P(\mathbf{d}) = [0.1458 X(7) (\bar{X}(10) + 0.6 \bar{X}(11) + 0.0065) + 0.2124 X(9) (\bar{X}(12) + 0.009)] 78.5 KN$$

b) Costo por daños

El costo futuro de reparación, a valores actuales, fue desarrollado en las ec.(3) a (7). Los valores particulares para este ejemplo son $b = 1$ y $\alpha = 1.2$.

La función de densidad de probabilidades del índice de daño DIG puede ser obtenida calculando primero la distribución acumulada mediante simulación de Monte Carlo y redes neuronales para la respuesta DIG , ajustando luego una distribución Beta, y finalmente la función de densidad por derivación.

4.5 Resultados numéricos

Se realizaron tres ciclos completos del proceso de optimización, correspondiendo a tres elecciones iniciales diferentes de las combinaciones aleatorias de los parámetros de diseño.

Los resultados obtenidos para cada ciclo se resumen en la tabla 5. Los costos totales son muy similares para los tres ciclos con diferencias menores al 2%. Sin embargo los valores óptimos de los parámetros de diseño en cada caso son diferentes, es decir combinaciones diferentes de dimensiones de elementos y cuantías de acero llevan a casi un mismo costo final.

Parámetro	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3
$d_1 = \bar{X}(7) = h_v (cm)$	59.18	62.65	59.95
$d_2 = \bar{X}(9) = h_c (cm)$	53.73	58.15	50.13
$d_3 = \bar{X}(10) = \rho_{s,tr}$	0.01117	0.00904	0.01024
$d_4 = \bar{X}(11) = \rho'_{s,ap}$	0.01211	0.01287	0.01145
$d_5 = \bar{X}(12) = \rho_{s,col}$	0.02124	0.01747	0.02624
Costo inicial (\$)	32332	33001	32456
Costo por daños (\$)	4914	4488	4414
Costo total (\$)	37246	37489	36870
β_1 ($\beta_{1T} = 1.276$)	1.4400	1.4710	1.4296
β_2 ($\beta_{2T} = 2.326$)	2.3512	2.3726	2.3508
β_3 ($\beta_{3T} = 2.697$)	2.7027	2.7059	2.7031

Tabla 5: Resultados para tres ciclos del proceso de optimización

Además se observa que la composición del costo es un poco diferente entre las tres soluciones, en cuanto al costo inicial y costo por daños.

La solución “óptima” corresponde al ciclo 3. Allí se observa que tiene un costo inicial un poco mayor que el del ciclo 1, debido a la mayor cuantía de acero en las

columnas, pero un costo de reparación por daños bastante menor, mostrando la importancia de considerar este costo en el análisis.

En los resultados se observa una incidencia del costo por daños entre 14 y 15% del costo inicial. Este aparente bajo costo de reparación se debe a que los diseños óptimos cumplen con las restricciones de confiabilidad en cada nivel de desempeño, como se muestra en la parte inferior de la tabla 5. La probabilidad de falla, especialmente en los niveles de desempeño “seguridad de vidas” y “límite de colapso” son lo suficientemente bajos como para que el costo estimado por reparaciones, ec.(7), tenga solo la incidencia indicada.

Con esta metodología pueden obtenerse varias combinaciones posibles de los parámetros de diseño con costos totales similares. La combinación “óptima final” será elegida por el ingeniero teniendo en cuenta otros requerimientos constructivos.

5. CONCLUSIONES

- En el marco de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, se consideran las incertidumbres presentes en demandas y capacidades para evaluar probabilidades de falla, o de excedencia anual, en varios niveles de desempeño requerido, las que deben estar acotadas a valores admitidos.
- Para la formulación de los estados límites, los cálculos de la respuesta estructural requiere del análisis dinámico no lineal. No existe una relación explícita entre dichas respuestas y las variables aleatorias intervinientes. Se pueden obtener resultados discretos para diferentes combinaciones de las variables, y esos resultados pueden ser aproximados por una superficie de respuesta o red neuronal. En este trabajo se utilizan redes neuronales porque tienen las mejores características de flexibilidad y adaptabilidad.
- La tarea computacional importante es la construcción de las bases de datos discretos, realizando análisis dinámico no lineal para un número representativo de combinaciones de las variables dentro de sus límites. Para cada combinación de las variables se analiza un conjunto de sub-combinaciones con diferentes acelerogramas, calculándose el valor medio y desvío standard de cada parámetro de respuesta. Con estas bases de datos se entrenan redes neuronales que son utilizadas para representar las respuestas en forma probabilística.
- La utilización de las redes neuronales como “sustituto” de la respuesta estructural, hace posible el cálculo de la probabilidad de falla utilizando el método de simulación directa de Monte Carlo, con un pequeño costo computacional.
- La optimización consiste en encontrar un conjunto de valores de parámetros de diseño que, satisfaciendo los requerimientos de confiabilidad, minimicen una función objetivo. En este trabajo se muestra la implementación de un algoritmo de optimización basado en una búsqueda sin cálculo de gradientes, el cual ha mostrado un eficiente comportamiento.
- Este esquema de optimización se aplicó a pórticos sismorresistentes de varios pisos, donde los parámetros de diseño son las dimensiones de los elementos estructurales y las cuantías de armaduras longitudinales. La función objetivo es el costo total, que incluye el costo inicial de construcción y el costo por daños

considerando la probabilidad de ocurrencia de terremotos.

- Los resultados muestran que diferentes valores de los parámetros de diseño corresponden a muy similares valores del costo total. También los resultados muestran que es importante la consideración de los costos de reparación por daños, y que este costo influye en la solución óptima.
- El ingeniero tiene así una herramienta cuantitativa que le permite tomar decisiones en la elección de la solución más conveniente.
- Se debe continuar investigando y mejorando la relación entre niveles de daño y costos de reparación, así como la relación entre parámetros de daño y deformaciones o desplazamientos calculados.

REFERENCIAS

- 1 SEAOC Vision 2000 Committee. Performance based seismic engineering of buildings. *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California*, U.S.A., 1995.
- 2 FEMA, "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Report 273, *Buildings Seismic Safety Council*, 1997.
- 3 Hurtado, J., *Structural Reliability – Statistical Learning Perspectives*, Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics, Vol.17, Springer Verlag, 2004.
- 4 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.
- 5 Möller, O., Foschi, R., Reliability evaluation in seismic design: a response surface methodology, *Earthquake Spectra*, **19** (3), 579-603, 2003.
- 6 Foschi, R., Li, H., Zhang, J., Reliability and performance-based design: a computational approach and applications, *Structural safety*, **24**, 205-218, 2002.
- 7 Zhang, J., Performance-based seismic design using designed experiments and neural networks, *PhD. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada, 2003.
- 8 Zhang, J., Foschi, R.O., Performance-based design and seismic reliability analysis using designed experiment and neural networks, *Probabilistic Engineering Mechanics*, **19**, 259-267, 2004.
- 9 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.
- 10 Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L. Vulnerabilidad sísmica de estructuras: una aproximación probabilística usando redes neuronales, *Memorias XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, CD, 050, AIE, 2006.
- 11 Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L. Confiabilidad de estructuras sismorresistentes utilizando diferentes aproximaciones de la respuesta

- dinámica no lineal. *Memorias del Séptimo Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción VII EIPAC 2007*, CD E08-01, 2007.
- 12 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.
 - 13 Möller, O., Foschi, R., Quiroz, L., Rubinstein, M. "Application of neural networks to the optimal seismic design of reinforced concrete frames", First International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering – COMPDYN 2007, CD paper 1637, Book of abstract pp.45, Grecia, 2007.
 - 14 Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L. "Optimización de pórticos sismorresistentes utilizando redes neuronales y algoritmo sin cálculo de gradientes". *Mecánica Computacional Vol. XXVI*, 1824-1839, AMCA, 2007.
 - 15 Park, Y.J., Ang. A.H-S, Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.111 (ST4), pp.722-739, 1985.
 - 16 Sexsmith, R.G. Bridge risk assessment and protective design for ship collision, *Proc. Colloquium on Ship Collision with Bridges and Offshore Structures*, International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE, Copenhagen, 1983.
 - 17 Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., and Quiroz, L.. Seismic Structural Reliability Using Different Nonlinear Dynamic Response Surface Approximations, *Structural Safety*, under review, 2008.
 - 18 Shinozuka M, Sato Y. Simulation of nonstationary random processes. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*; 93(1): 11-40, 1967.
 - 19 Priestley, M.J.N., Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol 3, N°4, 1998.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado con los aportes de los Proyectos de Investigación "Confiabilidad de sistemas estructurales bajo solicitaciones dinámicas" 1ING 142 (19/I202) de la Universidad Nacional de Rosario, Argentina, y "Neural networks for reliability and performance-based design in earthquake engineering" Natural Science Engineering Research Council: RGPIN 5882-04, University of British Columbia, Vancouver, Canada.