

SEISMIC PERFORMANCE OPTIMIZATION OF STEEL FRAMES CONSIDERING ECONOMIC LOSSES UNDER THE FEMA P-58

Luis Velasco⁽¹⁾, Héctor Guerrero⁽¹⁾, Antonio Hospitaler⁽²⁾, Amador Terán⁽³⁾, Vladimir Rodríguez⁽⁴⁾

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, 04510, México,
LVelascoE@iingen.unam.mx; HGuerreroB@iingen.unam.mx

⁽²⁾ ICITECH, Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n, Valencia, 46022, España

⁽³⁾ Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, Ciudad de México, 02128, México

⁽⁴⁾ FES Acatlán, Universidad Nacional Autónoma de México, Naucalpan de Juárez, 53150, México

Received: April 2025. Accepted: September 2025. Published: October 2025

ABSTRACT

Metaheuristic-driven seismic design seeks to develop structures with superior seismic performance and greater sustainability through the optimal use of resources. However, the studies published to date on structural optimization have not explored the relationship between performance objectives and the economic costs resulting from the optimized designs. Therefore, this study evaluates the economic consequences of seismic designs with different performance objectives using the FEMA P-58 methodology [1]. As a case study, a mid-rise steel moment frame located on soft soil in Mexico City was analyzed. The optimization algorithm employed was the Evolution Strategies method, considering code-based constraints on strength and deformation. Three performance objectives were defined in terms of allowable interstory drift ratios of 1%, 1.5%, and 2%. The results show that designs with a 1% allowable drift present a lower probability of failure compared to those allowing larger drifts. Moreover, the repair costs associated with earthquake damage can reach up to 80% of the initial construction cost in designs with higher drift limits, while in designs with more restrictive performance objectives these costs may be reduced to about 14% of the initial cost. Given these implications, the findings are expected to support better formulation of optimization problems that effectively balance seismic performance and resource efficiency in structural design.

Keywords: structural optimization, metaheuristics, seismic design, Evolution Strategies, steel structures.

OPTIMIZACIÓN SÍSMICA DE MARCOS DE ACERO CONSIDERANDO CONSECUENCIAS ECONÓMICAS POR LA METODOLOGÍA FEMA P58

RESUMEN

El diseño sísmico dirigido por metaheurísticas busca desarrollar estructuras con desempeño sísmico superior y más sostenibles mediante el uso óptimo de recursos. Sin embargo, los estudios publicados hasta la fecha sobre optimización estructural no investigan la relación entre los objetivos prestacionales y los costos económicos generados por los diseños. Por ello, en este trabajo se evalúan las consecuencias económicas de diseños sísmicos con distintos objetivos prestacionales usando la metodología FEMA P58 [1]. Como caso de estudio, se analizó un marco plano de acero de mediana altura ubicado en una región de suelo blando de la Ciudad de México. El algoritmo de optimización empleado fue el de Estrategias Evolutivas y se consideraron restricciones normativas de resistencia y deformación. Como objetivos prestacionales, se establecieron valores permisibles de distorsión de entrepiso del 1%, 1.5% y 2%. Los resultados muestran que los diseños con una distorsión permisible del 1% presentan una menor probabilidad de falla en comparación con aquellos

que permiten mayores distorsiones. Además, los costos de reparación asociados a sismos pueden alcanzar hasta el 80% del costo inicial en diseños con valores de distorsión permisible más altos, mientras que, en diseños con objetivos prestacionales más restrictivos, estos costos pueden reducirse hasta un 14% del costo inicial. Dadas sus implicaciones, se espera que estos resultados permitan un mejor planteamiento de los problemas de optimización que efectivamente optimicen el uso de recursos en los diseños sísmicos.

Palabras clave: Optimización estructural, metaheurísticas, diseño sísmico, Estrategias Evolutivas, estructuras de acero.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño óptimo de estructuras es un área que ha generado un gran interés dentro de la comunidad científica por las diversas ventajas económicas y medioambientales que permite alcanzar. A través de la generación de diseños óptimos es posible minimizar, por ejemplo, los volúmenes de obra empleados en sistemas estructurales [2], sus costos de construcción [3] o la huella de carbono asociada [4]. De manera adicional, la optimización estructural también resulta ventajosa en la ingeniería sísmica debido a que permite minimizar los costos de implementación de sistemas de control de la respuesta [5–7] así como los costos de reparación asociados a terremotos a lo largo de la vida útil de las edificaciones [8].

Uno de los métodos más utilizados para la optimización de diseños estructurales es la denominada optimización metaheurística. Las metaheurísticas son algoritmos de inteligencia artificial, de naturaleza estocástica e iterativos, que no requieren de espacios de búsqueda continuos o de técnicas basadas en gradientes para realizar procesos de optimización [9,10]. Gracias a su alta versatilidad, las metaheurísticas han sido utilizadas en áreas tan diversas como la investigación de operaciones [11], el uso de recursos forestales [12], la ingeniería química [13], el entrenamiento de algoritmos de aprendizaje máquina [14], o la ingeniería estructural [15].

No obstante, el número de estudios publicados sobre la optimización estructural y, de manera particular, sobre la optimización de diseños sísmicos, aún persisten múltiples interrogantes acerca del uso de metaheurísticas en la creación de diseños sismorresistentes. Un aspecto que ha sido ignorado en estudios relacionados con el tema es la variación de las consecuencias económicas de los diseños optimizados en función de los objetivos prestacionales (p. ej. valores límite de esfuerzos y/o deformaciones). Esta cuestión resulta de gran relevancia debido a que la mayoría de los estudios solo buscan generar diseños cuyas respuestas se acerquen lo más posible a los límites prestacionales normativos [15–18], esto sin considerar si la cercanía a tales límites puedan resultar en un detrimento de la confiabilidad del sistema estructural. Con base en lo anterior, en este documento se presenta un estudio sobre las características principales de diseños sísmicos optimizados para desarrollar diferentes valores permisibles de distorsión de entrepiso, así como los costos asociados a reparaciones durante su vida útil.

Como caso de estudio se consideró un marco plano de acero de seis niveles y tres crujías sometido a una demanda sísmica correspondiente al suelo blando de la Ciudad de México con coordenadas geográficas latitud: 19.4322, y longitud: -99.1050. El proceso de optimización se llevó a cabo usando la metaheurística conocida como Estrategias Evolutivas (EE) en su versión EE - ($\mu + 1$) [19] y se consideraron perfiles disponibles comercialmente en la creación de los diseños estructurales. Los valores de distorsión de entrepiso permisibles, considerados durante el proceso de optimización, fueron 1, 1.5 y 2%. Para cada valor de distorsión permisible se crearon cinco diseños optimizados a los cuales se les sometió a un análisis de consecuencias para determinar los costos de reparación originados por sismos durante su vida útil.

La metodología FEMA P58 [1] fue empleada para efectuar el análisis de consecuencias. Las brechas de conocimiento que este estudio busca cerrar son las siguientes: se investiga sobre la

capacidad de los algoritmos metaheurísticos para optimizar diseños sísmicos considerando tres niveles de distorsiones de entrepiso permisibles; y se investiga la relación entre los costos (inicial y total) de una estructura optimizada con sus objetivos prestacionales.

2. ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1. ESTRATEGIAS EVOLUTIVAS

Estrategias Evolutivas (EE) es una metaheurística propuesta por Rechenberg [19] en la década de los 70. Este algoritmo utiliza una serie de reglas que se basan en el concepto de la selección natural para resolver problemas de optimización. De manera general, EE afronta problemas de optimización por medio de la combinación, modificación y retención de soluciones de calidad creciente. Para mejorar de manera continua las soluciones creadas en cada iteración, EE almacena un grupo de soluciones de alta calidad que son reemplazadas tan pronto aparece una solución mejor. Al repetirse este proceso a lo largo de múltiples iteraciones, EE simula un proceso de adaptación evolutiva donde las soluciones mejor “adaptadas” al problema de optimización transmiten sus características a las soluciones generadas en próximas iteraciones. Cabe señalar que la “adaptación” de las soluciones al problema se mide de manera cuantitativa por medio de una función objetivo $f: x \rightarrow \mathbb{R}$.

De manera formal, todo proceso de optimización que involucra la minimización de una función objetivo f se puede definir como:

$$\min \{f(x) \mid x \in X, X \subseteq S\} \quad (1)$$

Sujeto a:

$$k_i(x) \leq 0 \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, m\}$$

$$l_i(x) = 0 \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}$$

$$a_j \leq x_j \leq b_j \quad \forall j \in \{1, 2, \dots, p\}$$

donde x es un vector de variables de decisión que se utiliza para definir a un candidato a solución, X es el conjunto de soluciones al problema, S es el espacio de configuraciones, k_i y l_i son las restricciones al problema, mientras que a_j y b_j son los límites de las variables de decisión. En el caso de EE, y considerando un problema de minimización, una solución mejor adaptada sería aquella que presente un menor valor de función objetivo, pero que a la vez cumpla con las restricciones del problema.

En la actualidad, EE cuenta con diferentes versiones las cuales puede crear una o varias soluciones por cada iteración [20]. La versión utilizada en este estudio se conoce como EE - $(\mu + 1)$ la cual trabaja con un grupo de soluciones de tamaño μ . Continuando con la analogía de la selección natural, ese grupo de soluciones se conoce como población. La versión EE - $(\mu + 1)$ tiene la característica de que solo genera una única solución por iteración. Tal solución es comparada, a través de la función objetivo, con la peor solución existente en la población [21]. Si la nueva solución presenta una mejor calidad que la peor solución actual en la población, la primera reemplaza a la segunda y se prosigue con la siguiente iteración. En caso contrario, la nueva solución es desechada.

Los nuevos diseños generados por EE se construyen a través de los operadores de selección, cruce y mutación. El proceso inicia con la selección aleatoria de una solución de la población actual, teniendo cada solución la misma probabilidad de ser escogida. Una vez escogida la solución, se toma una de sus características y se añade al nuevo diseño en construcción. Este proceso se conoce como operador cruce y se ejemplifica de manera gráfica en la figura 1. Posteriormente, cada nueva característica añadida presenta una probabilidad de modificar su valor. A este proceso se le conoce como operador mutación y, en problemas de optimización combinatoria,

ocurre de dos formas [22]. La primera mutación ocurre con una probabilidad p_1 y provoca que el valor actual de la característica cambie a cualquiera de su vecindad inmediata, siendo la dirección del cambio escogido de manera aleatoria. Por otra parte, la segunda mutación ocurre con una probabilidad p_2 y modifica el valor actual de la característica a cualquiera otro existente dentro de un intervalo determinado, teniendo cada valor del intervalo la misma probabilidad de ser seleccionado. Este proceso de selección de característica y mutación se repite hasta que se haya generado un nuevo diseño.

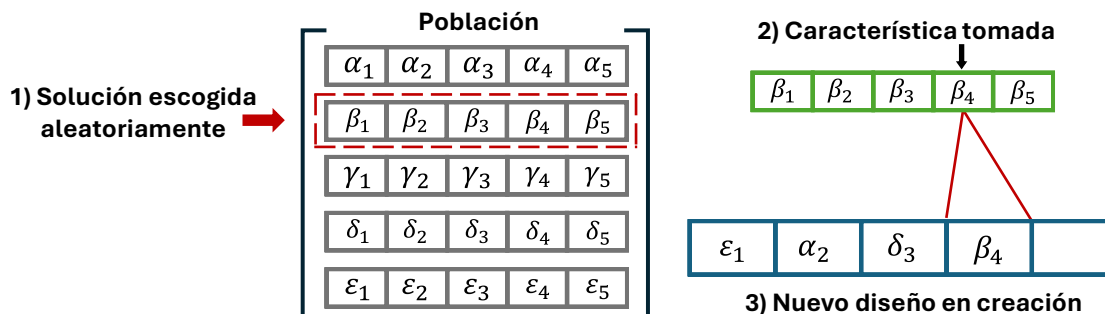


Figura 1. Creación de nuevos diseños por EE.

Todas metaheurísticas existentes pueden ser clasificadas en dos grupos fundamentales: algoritmos basados en poblaciones y algoritmos basados en una única solución [23]. Las metaheurísticas basadas en poblaciones son algoritmos que trabajan con múltiples soluciones de manera simultánea para explorar el espacio de configuraciones, mientras que los algoritmos basados en una solución solo consideran, como su nombre lo indica, una solución por iteración. Cada uno de estos grupos presenta sus propios enfoques de exploración. Por ejemplo, los algoritmos basados en poblaciones exploran amplias regiones del espacio de configuraciones, mientras que los basados en una única solución concentran su proceso de búsqueda en zonas más reducidas.

A pesar de la aparente naturaleza ambivalente de EE - $(\mu + 1)$, lo cierto es que este algoritmo se considera como basado en poblaciones. Sin embargo, la creación de una única solución por iteración resulta ser una característica ventajosa en comparación con otros algoritmos similares dentro del ámbito de la optimización de diseños sísmicos. Tal como se ha señalado en trabajos previos [24], los algoritmos basados en poblaciones son los más utilizados para afrontar problemas de optimización sísmica. No obstante, la necesidad de evaluar múltiples diseños por iteración a través de análisis computacionalmente costosos (e. g. análisis dinámicos no lineales) provoca que las metaheurísticas basadas en poblaciones sean una elección poco conveniente. Este problema puede ser evitado en EE - $(\mu + 1)$ ya que es posible, de manera previa a la realización de simulaciones computacionalmente costosas, el verificar si los nuevos diseños presentan la calidad suficiente como para ser introducidos en la población. Gracias a tal característica es que EE - $(\mu + 1)$ resulta una opción más eficiente en la optimización de diseños sísmicos en comparación con otros algoritmos basados en poblaciones. En consecuencia, a pesar del enorme número de metaheurísticas que actualmente existen [25], en este estudio se decidió emplear EE - $(\mu + 1)$ como algoritmo de optimización.

2.2. ANÁLISIS DE CONSECUENCIAS

El análisis de consecuencias es una metodología avanzada del diseño sísmico basado en desempeño orientada a cuantificar y controlar los daños económicos y sociales generados por los sismos. Experiencias recientes en desastres ocasionados por terremotos han demostrado que las prácticas actuales de la ingeniería sísmica permiten un control efectivo de las víctimas derivadas de sismos; sin embargo, esto no aplica de igual manera en los daños económicos. Por ejemplo, el sismo de Northridge, ocurrido en Estados Unidos en 1994, ocasionó menos de 100 muertes, mientras que los daños económicos estimados ascendieron a 40,000 millones de dólares [26]. Otro caso más

reciente es aquel del sismo de Maule, ocurrido en Chile en 2010, donde cuatro edificios colapsaron [27] y se generó un daño económico estimado en 30,000 millones de dólares [28].

No cabe duda de que el diseño sísmico basado en desempeño ayuda a limitar los daños económicos ocasionados por terremotos gracias a su enfoque basado en deformaciones. No obstante, la evaluación directa de las pérdidas económicas requiere de la integración de análisis complejos que van más allá de los análisis estructurales, tales como el análisis de la amenaza sísmica o las pérdidas ocasionadas por los daños en elementos estructurales y contenidos. Para realizar la evaluación de las consecuencias de un sismo, es necesario integrar los resultados de cuatro análisis por medio del teorema de la probabilidad total, como se describe en [29], mediante la ecuación (2):

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM) dG(DM|EDP) dG(EDP|IM) d\lambda(IM) \quad (2)$$

donde DV es una variable de decisión (como, por ejemplo: las pérdidas económicas esperadas o el número de muertes), DM es una medida de daño, EDP es una medida de demanda ingenieril (como aceleraciones, velocidades o distorsiones de entrepiso) e IM representa una medida de intensidad sísmica. Por consiguiente, λ es una función que describe la tasa media anual de excedencia mientras que G es una función de probabilidad condicional acumulada, siendo $d\lambda$ y dG los diferenciales de tales funciones.

Dado que la evaluación de consecuencias es un procedimiento complejo, las metodologías desarrolladas para tales análisis vienen acompañadas de programas especializados [30–32]. En esta clase de programas se presentan tres módulos básicos: un inventario con los componentes susceptibles a sufrir daño, un conjunto de datos probabilísticos que relacionan los posibles daños con la demanda sísmica, y una descripción determinística o probabilística de la amenaza sísmica.

Para la realización de este estudio se utilizó la metodología presentada en FEMA P58 [1] la cual emplea simulaciones de Monte Carlo para evaluar todas las probabilidades condicionales declaradas en la ecuación (2). Para evaluar las medidas de demanda ingenieril en la evaluación de consecuencias, la metodología de FEMA P58 permite el uso de análisis lineales y no lineales; sin embargo, es preferible el uso de los últimos por su capacidad explícita para considerar el daño estructural [33]. Asimismo, la metodología FEMA P58 se complementa con el uso del programa denominado PACT [31], mismo que incluye modelos poblacionales en función del uso de la estructura, un amplio catálogo de elementos estructurales y no estructurales, así como evaluaciones probabilísticas de posibles estados de daño y sus consecuencias económicas.

Cabe señalar que las consecuencias económicas derivadas de un evento sísmico no se limitan a los costos de reparación de elementos estructurales y contenidos, sino que también involucran los costos asociados con la pérdida de funcionalidad originada por los tiempos de reparación. Asimismo, se pueden presentar situaciones donde la estructura evaluada se considere como pérdida total ya sea por un elevado nivel de daño o por un costo de reparación superior al valor umbral de lo que los dueños y tomadores de decisiones están dispuestos a pagar. Para considerar el primero de estos casos, PACT [31] considera el tiempo de reparación como una variable de decisión DV , por lo que evalúa la tasa media λ en que la estructura permanece clausurada por motivos de reparación. Por otra parte, la segunda situación es abordada definiendo un valor umbral de costo de reparación para declarar una pérdida total y por medio de curvas de fragilidad de falla y de distorsiones residuales.

Por último, la metodología FEMA P58 permite evaluar consecuencias no solo para un escenario sísmico o intensidad, sino también para un tiempo definido (como la vida útil de la estructura). Este último enfoque, denominado como análisis basado en tiempo, presenta ventajas múltiples, como brindar resultados en términos monetarios que pueden ser fácilmente interpretados por los tomadores de decisiones al momento que comparar dos proyectos [34]. Para evaluar la

rentabilidad de un proyecto a lo largo del tiempo es necesario considerar que el valor del dinero es variable en el tiempo, por lo tanto, es necesario normalizar los flujos futuros de egresos e ingresos con respecto al valor actual del dinero. Esto se consigue por medio de la fórmula de Valor Presente Neto (VPN):

$$VPN = C_A \left[1 - \frac{1}{(1 + i_n)^t} \right] \frac{1}{i_n} \quad (3)$$

donde C_A son los costos de reparación anualizados asociados a eventos sísmicos, t es el tiempo de evaluación, como la vida útil de la estructura, el cual se puede considerar de 50 años para estructuras ordinarias y de 100 años para estructuras singulares, mientras que i_n es la tasa de interés.

3. CASO DE ESTUDIO

Como caso de estudio se escogió el diseño de un marco plano de acero de mediana altura. En el proceso de diseño se consideraron demandas tanto gravitacionales como sísmicas. Asimismo, se consideró como objetivo de diseño generar una estructura de ductilidad media, a la vez que se priorizó emplear el mínimo material posible en la estructura. Un esquema de la estructura considerada en este estudio se presenta en la figura 2. Como se puede observar, la estructura consistió en un marco interior de una edificación regular en planta y en altura, la cual se componía de seis niveles y tres crujeas en la dirección de análisis. La altura de entrepiso del primer nivel era de 3.5 m y de 3.0 m para los niveles restantes, mientras que el ancho de crujía fue de 8 m.

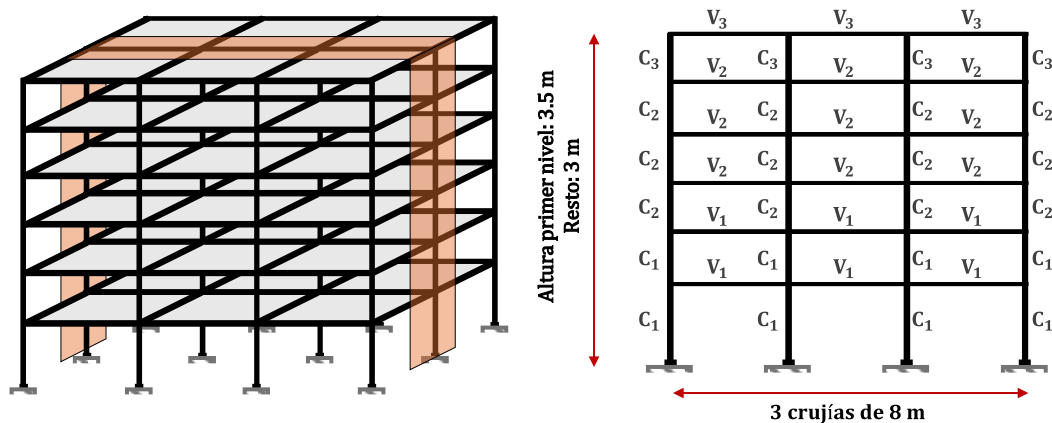


Figura 2. Esquema de la estructura estudiada.

El uso considerado de la estructura fue como espacio de oficinas, por lo tanto, se trata de una edificación de importancia ordinaria. En concordancia con lo establecido por el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México [35], se consideró una carga viva media de 2.5 kN/m^2 , mientras que la accidental fue de 1.8 kN/m^2 para los entrepisos. A nivel de azotea se consideró una carga viva media y accidental de 1.0 y 0.7 kN/m^2 , respectivamente. Para la carga muerta se tomó un valor de 5.3 kN/m^2 en los entrepisos y de 6.0 kN/m^2 a nivel de azotea. En concordancia con las cargas declaradas, y considerando un factor de combinación de 1.1, se consideró una masa sísmica de 153.4 t y 145.1 para los entrepisos y azotea, respectivamente.

Por otra parte, la estructura se diseñó considerando el catálogo de perfiles disponibles comercialmente en México. Durante el proceso de diseño, los elementos estructurales se agruparon en seis conjuntos a los cuales se les asignó una única sección. Esto se realizó para garantizar una disposición homogénea de los perfiles en el marco. El primer grupo de elementos incluyó todas las vigas del primer y segundo nivel, mientras que el segundo agrupó las vigas de los niveles tercero a

quinto. El tercer conjunto correspondió a las vigas del sexto nivel. Por su parte, los grupos cuatro, cinco y seis se organizaron de manera similar, pero aplicados a las columnas en lugar de las vigas.

3.1. MODELADO ESTRUCTURAL

La librería OpenSeesPy [36] fue utilizada para modelar y analizar las propuestas de diseño durante el proceso de optimización. Las secciones de los elementos fueron modeladas por medio de fibras cuya respuesta axial estaba definida por las ecuaciones constitutivas del material Steel02 en conjunto con el material MinMax para definir un valor límite de deformación [37]. Cabe señalar que el material Steel02 se basa en el modelo de material propuesto por Giuffre, Menegotto y Pinto [38] que considera el efecto Bauschinger y el efecto de endurecimiento por deformación.

Para modelar las vigas y columnas del marco, se utilizó el elemento finito forceBeamColumn el cual considera una formulación basada en flexibilidad que permite reproducir la variación de las fuerzas internas a través de funciones de interpolación. En los elementos finitos se utilizó el método de integración Lobatto, mismo que coloca dos puntos de integración en cada extremo del elemento [39]. Asimismo, como se utilizó la transformada geométrica P-Delta, que permite considerar efectos de no linealidad geométrica.

3.2. DEMANDA SÍSMICA

La viabilidad de los diseños generados durante el proceso de optimización se evaluó tomando en cuenta requerimientos de capacidad y de deformación. Para los criterios de capacidad se utilizaron análisis modales espectrales, mientras que para los requisitos de deformación se emplearon análisis dinámicos no lineales. La estructura se consideró ubicada en la Ciudad de México, más concretamente, en las coordenadas geográficas latitud: 19.4322, y longitud: -99.1050, mismas que corresponden con un suelo blando de periodo igual a 3 segundos. Los espectros de diseño de pseudoaceleración y de desplazamiento se obtuvieron del programa SASID [40], y se muestran en la figura 3. Como se puede observar, la meseta del espectro es ancha, se localiza entre los periodos de 1.4 y 3.0 segundos, y alcanza una pseudoaceleración espectral de 1,500 cm/s^2 .

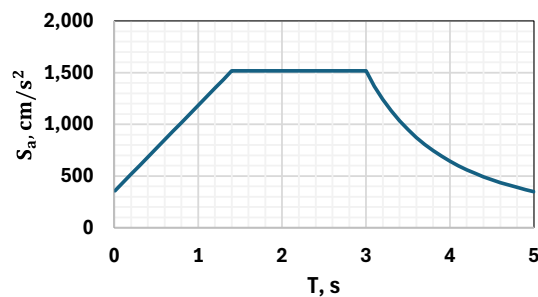


Figura 3. Espectro de diseño elástico.

Para los análisis dinámicos no lineales se emplearon doce registros de aceleración sintéticos generados por SASID [40]. Los registros generados fueron escalados para que el promedio de sus espectros de respuesta coincidiera con el del espectro de peligro uniforme, también obtenido de SASID. Asimismo, se destaca que la sismicidad en la Ciudad de México está influenciada por dos fuentes principales: la zona de subducción y la zona de profundidad intermedia. Por esta razón, el diseño estructural consideró ambos tipos de movimientos sísmicos, empleándose ocho registros correspondientes a terremotos de subducción y cuatro asociados a terremotos de profundidad intermedia. En la figura 4 se presentan los espectros de respuesta de los registros escalados, siendo los espectros de color gris asociados a los sismos de subducción, y los de color negro a los sismos de profundidad intermedia. Los movimientos de subducción y de profundidad intermedia fueron escalados por medio de un factor uniforme con valor de 1.15.

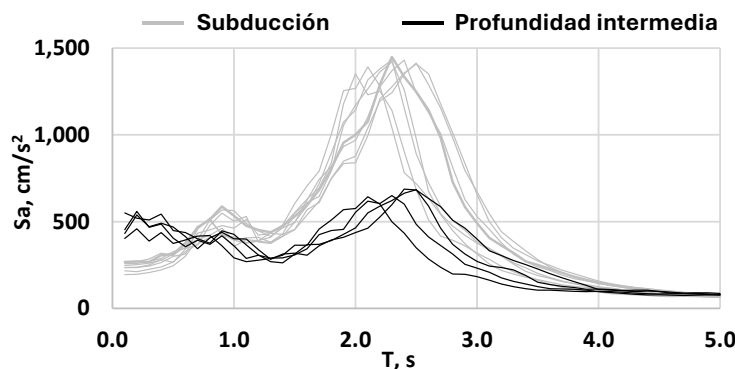


Figura 4. Espectros de respuesta de los registros de subducción y profundidad intermedia.

3.3. AMENAZA SÍSMICA

En este estudio se consideró la aceleración máxima de terreno (PGA por sus siglas en inglés) como media de intensidad sísmica, IM . Las curvas de amenaza sísmica de la Ciudad de México para suelos de tipo rocoso y blando se muestran en la figura 5. En estas curvas se relacionan los valores de PGA con la tasa media anual de excedencia. Es importante señalar que las curvas presentadas en la figura 5 fueron obtenidas por medio del programa CRISIS [41], e incluyen los efectos de sitio para suelos blandos.

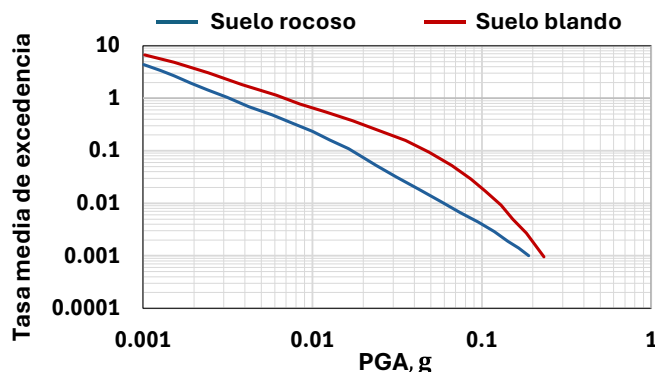


Figura 5. Curvas de amenaza sísmica.

4. OPTIMIZACIÓN METAHEURÍSTICA

4.1. TAMAÑO DEL ESPACIO DE CONFIGURACIONES

La naturaleza estocástica de las metaheurísticas provoca que estos algoritmos siempre regresen soluciones diferentes en cada iteración, siendo además estas de menor calidad que el óptimo global del problema. Por tales motivos, el uso de metaheurísticas solo se justifica en casos donde el espacio de configuraciones del problema es lo suficientemente grande como para imposibilitar su revisión exhaustiva.

Por tratarse un problema de diseño estructural en este estudio, las variables de decisión que definen a cada diseño se componen de los perfiles estructurales empleados en los seis grupos definidos de elementos. Con base en lo anterior, se tiene que cada diseño utilizará tres perfiles W para las vigas y tres perfiles HSS para las columnas. De acuerdo con los catálogos de perfiles comerciales disponibles en México, existen 215 y 308 opciones diferentes para los perfiles W y HSS, respectivamente. Por lo tanto, el espacio de configuraciones S presenta un tamaño igual al producto

de las variaciones con repetición que se pueden formar con las opciones disponibles para cada tipo de perfil (W o HSS), esto es:

$$|S| = \prod_{i=1}^k c_i^r \quad (4)$$

donde $|S|$ es el tamaño del espacio de configuraciones, k es el número de tipos de perfiles empleados, c_i es la cardinalidad de cada tipo de perfil i , y r es el número de veces que se emplea cada tipo de perfil en el diseño. Para este problema en particular se tiene $|S| = 215^3 \cdot 308^3 = 2.904 \times 10^{14}$ posibles diseños. Dado el tamaño del espacio de configuraciones del problema en cuestión, se considera apropiado el uso de algoritmos metaheurísticos para su resolución.

4.2. RESTRICCIONES DEL PROBLEMA

El problema de optimización consideró dos tipos de restricciones normativas: restricciones de capacidad y de deformaciones. El primer tipo de restricciones involucró revisar que los elementos estructurales cumplan con los requisitos de resistencia a flexión, carga axial, pandeo y resistencia de los nodos para las cargas gravitacionales y sísmicas. Para estas verificaciones se utilizaron los requerimientos normativos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México [35]. En este estudio se consideraron los requisitos de resistencia propios de factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, correspondiente a un marco de ductilidad media. Sin embargo, es importante señalar que tales demandas de ductilidad solo se presentan cuando la estructura desarrolla una distorsión de entrepiso del 2%. Para un $Q = 3$, las NTC indican que se deben de utilizar secciones tipo I para miembros a flexión. Para secciones W con almas a flexión, las secciones tipo I son aquellas que cumplen con la siguiente condición:

$$\lambda_1 \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5)$$

siendo E el módulo de elasticidad del acero, cuyo valor es de 200 GPa, y f_y es su esfuerzo de fluencia, igual a 345 MPa. El valor de λ_1 depende de las dimensiones de las secciones, determinándose como:

$$\lambda_1 = h/t_a \quad (6)$$

donde h y t_a es el peralte y el espesor del alma, respectivamente. Asimismo, el momento resistente M_R de las secciones a flexión se determina como:

$$M_R = F_{RF} Z_x f_y \quad (7)$$

donde F_{RF} es el factor de resistencia a flexión, cuyo valor se toma igual a 0.9, y Z_x es el módulo plástico de la sección. En lo que respecta a las columnas, los perfiles HSS se consideran de tipo I si cumplen con la siguiente condición:

$$\lambda_2 \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (8)$$

donde $\lambda_2 = b/t$, siendo b el ancho de la sección y t el espesor de placa. Para estas secciones se revisó el estado límite de pandeo por flexión por medio de la expresión:

$$R_c = F_{RC} \chi f_y A \quad (9)$$

donde A es el área transversal de la columna, F_{RC} es el factor de resistencia a compresión, cuyo valor se toma igual 0.9, y χ es el factor de reducción por esbeltez que se determina por la siguiente expresión:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{f_y}{F_e} \right)^n \right]^{-\frac{1}{n}} \quad (10)$$

donde n es un coeficiente adimensional con valor igual a 2 para perfiles HSS y F_e es el esfuerzo crítico de Euler, que se calcula como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (11)$$

Siendo K el factor de longitud efectiva, L la longitud del elemento y r el radio de giro de la sección. En lo que respecta a la revisión de los nodos, se tiene que garantizar la siguiente relación para todos los nodos de la estructura con excepción de aquellos ubicados en la azotea:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (12)$$

Donde $\sum M_{pc}^*$ y $\sum M_{pv}^*$ son la suma de momentos de columnas y vigas, respectivamente, que concurren en el mismo nodo. Por otra parte, las restricciones relacionadas con las deformaciones involucraron las distorsiones de entrepiso, θ , y las rotaciones plásticas de los elementos. Tres valores de distorsión de entrepiso permisibles fueron definidos, esto es: $\theta^{perm} = 1\%$, 1.5% y 2% . Para el valor de las rotaciones máximas de vigas se utilizaron aquellos valores correspondientes a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, los cuales se definieron siguiendo el procedimiento establecido en las NTC [35].

5. RESULTADOS

En las tablas 1 a 3 se presentan las características de los diseños optimizados obtenidos por EE para los tres valores considerados de distorsión de entrepiso permisible (θ^{perm}). Por simplificación, los cinco diseños obtenidos para cada valor límite de θ^{perm} se nombraron por medio de una letra (A, B, C) seguida de un subíndice del 1 al 5.

De los resultados se puede observar que existe una diferencia considerable entre la cantidad de material empleado en los diseños en función del valor θ^{perm} considerado. Por ejemplo, para $\theta^{perm} = 1\%$, los diseños optimizados emplearon en promedio 35,948 kg de acero, mientras que al considerar $\theta^{perm} = 1.5\%$ la cantidad promedio de acero fue de 29,145 kg. Esto significa que el incrementar la distorsión máxima permitida de 1 a 1.5% permitió una disminución en el consumo de material del 19%. No obstante, esta misma disminución no se replicó entre los diseños que consideraban como distorsión permisible los valores del 1.5 y 2% . Para el caso de $\theta^{perm} = 2\%$, los diseños optimizados emplearon en promedio 28,250 kg de acero. Por lo tanto, la disminución de material con respecto a los diseños que consideraban una distorsión permisible del 1.5% fue de solo el 3%. Asimismo, cabe señalar que los diseños B₁ para $\theta^{perm} = 1.5\%$ y C₃ para $\theta^{perm} = 2\%$

resultaron ser la misma solución, lo cual indica una dificultad por parte de EE para encontrar soluciones cuya respuesta se aproxime efectivamente al valor de $\theta^{perm} = 2\%$.

El periodo fundamental de vibrar de las estructuras optimizadas también se muestra en las tablas 1 a 3. Se observó un periodo fundamental promedio de 0.88, 1.18 y 1.28 segundos para los modelos que consideraron una distorsión permisible del 1, 1.5 y 2%, respectivamente. En este caso, incrementar la distorsión de entrepiso permisible de 1 a 1.5% implicó un incremento del periodo fundamental promedio del 34%. Por otra parte, al pasar de una distorsión límite de 1.5 a una de 2%, el incremento del periodo fundamental fue sólo del 8%.

Tabla 1. Diseños optimizados para $\theta^{perm} = 1\%$.

Diseño	Elemento	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Material, kg	T_1 , s
A₁	Vigas	W24X103	W24X68	W21X44	37,023	0.86
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X3/4	HSS24X12X1		
A₂	Vigas	W24X76	W24X76	W18X35	36,027	0.90
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X3/4	HSS34X10X7/8		
A₃	Vigas	W24X84	W24X68	W16X31	35,497	0.92
	Columnas	HSS30X10X3/4	HSS34X10X3/4	HSS34X10X3/4		
A₄	Vigas	W24X103	W24X68	W16X45	35,816	0.87
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS30X10X1		
A₅	Vigas	W24X104	W24X68	W18X35	36,451	0.86
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X3/4	HSS34X10X3/4		

Tabla 2. Diseños optimizados para $\theta^{perm} = 1.5\%$.

Diseño	Elemento	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Material, kg	T_1 , s
B₁	Vigas	W21X48	W21X48	W14X34	28,415	1.21
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS24X12X7/8		
B₂	Vigas	W21X62	W21X48	W14X38	29,815	1.15
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS34X10X3/4		
B₃	Vigas	W24X55	W21X50	W16X31	28,949	1.15
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS24X16X3/4		
B₄	Vigas	W21X48	W21X44	W18X46	29,391	1.20
	Columnas	HSS34X10X3/4	HSS34X10X5/8	HSS24X14X3/4		
B₅	Vigas	W18X55	W21X48	W14X38	29,156	1.21
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS24X18X3/4		

Tabla 3. Diseños optimizados para $\theta^{perm} = 2\%$.

Diseño	Elemento	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Material, kg	T_1 , s
C₁	Vigas	W21X44	W21X44	W14X34	27,747	1.27
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS24X12X7/8		
C₂	Vigas	W21X44	W18X40	W14X38	28,074	1.31
	Columnas	HSS34X10X3/4	HSS34X10X5/8	HSS24X16X5/8		
C₃	Vigas	W21X48	W21X48	W14X34	28,415	1.21
	Columnas	HSS34X10X5/8	HSS34X10X5/8	HSS24X12X7/8		
C₄	Vigas	W21X48	W18X40	W14X38	28,341	1.29
	Columnas	HSS34X10X3/4	HSS34X10X5/8	HSS24X16X5/8		
C₅	Vigas	W21X44	W18X40	W14X38	28,672	1.31
	Columnas	HSS34X10X3/4	HSS34X10X5/8	HSS24X12X7/8		

En la figura 6 se presentan los periodos fundamentales de vibración promedio de los diseños optimizados localizados en los espectros elásticos de peligro uniforme de pseudoaceleración y desplazamiento del sitio donde se considera ubicada la estructura. Es importante señalar que el espectro de peligro uniforme fue obtenido de SASID. De esta figura se observa que las demandas elásticas de pseudoaceleración espectral de los diseños que consideraban una distorsión permisible del 1, 1.5 y 2% son de 750, 1180 y 1300 cm/s^2 , respectivamente. Asimismo, se señala que los periodos fundamentales de los diseños obtenidos con $\theta^{perm} = 1.5\%$ y 2% se encuentran cerca de una meseta del espectro de peligro uniforme.

Por otra parte, el espectro elástico de peligro uniforme de desplazamiento indica un desplazamiento de 15 cm para un periodo de 0.88 segundos, correspondiente con el periodo fundamental promedio de las estructuras optimizadas para alcanzar una distorsión permisible de 1%. Para las estructuras obtenidas con $\theta^{perm} = 1.5\%$ y 2%, el espectro de desplazamiento indica una respuesta de 43 y 56 cm, respectivamente. Esta ubicación dentro del espectro podría explicar parcialmente el motivo por el cual diseños con cantidades similares de material desarrollan deformaciones máximas tan diferentes.

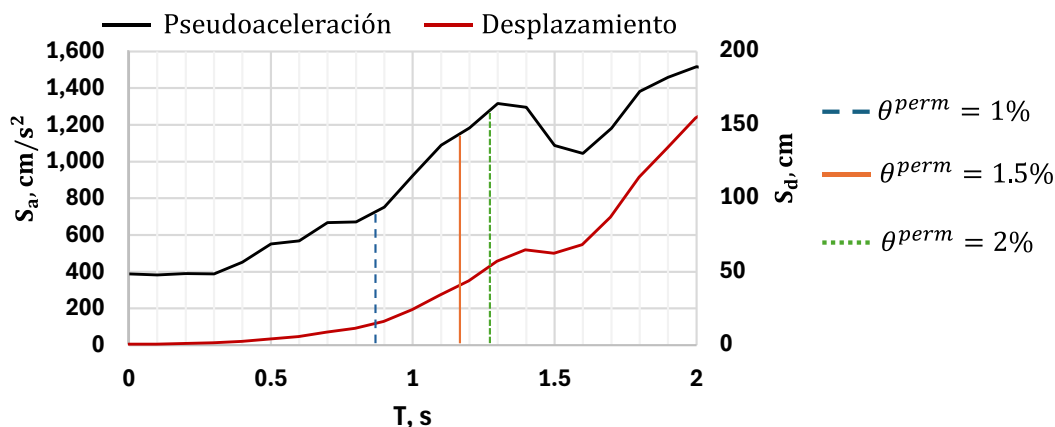


Figura 6. Periodos fundamentales promedio en espectros de peligro uniforme.

5.1. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO DE LOS DISEÑOS OPTIMIZADOS

Una comparación de los perfiles de distorsión de entrepiso máximos desarrollados por los modelos optimizados para los tres valores considerados de θ^{perm} se presenta en la figura 7. Es importante mencionar que los perfiles mostrados se obtuvieron por medio de análisis dinámicos no lineales, promediándose las distorsiones máximas de los doce registros de aceleraciones empleados. Se observa que las distorsiones de entrepiso alcanzadas por los diseños que consideraban $\theta^{perm} = 1$ y 1.5% presentan una fuerte cercanía con la restricción de deformación establecida. Sin embargo, para el caso que consideraba $\theta^{perm} = 2\%$, solo los diseños C2 y C5 lograron aproximarse al valor límite. Este resultado se atribuye a que, para valores de deformación superiores al 1.5%, los requerimientos de deformación pierden relevancia frente a los requerimientos de capacidad, especialmente en lo relacionado con la verificación de los nodos. En este contexto, los requerimientos de capacidad comenzaron a determinar la factibilidad de las soluciones e impidieron obtener diseños con mayores valores de deformación.

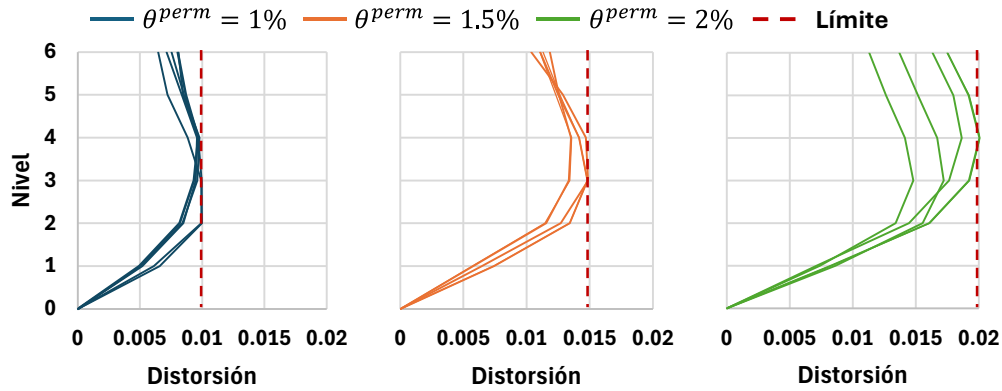


Figura 7. Perfiles de distorsión de entrepiso de los diseños optimizados.

5.2. CURVAS DE FRAGILIDAD DE FALLA

Los 15 diseños optimizados fueron sometidos a análisis dinámicos incrementales [42] para determinar sus curvas de fragilidad de falla. Estas curvas relacionan la probabilidad de falla con una determinada medida de intensidad sísmica, y son utilizadas en la metodología FEMA P58 [1] para evaluar posibles pérdidas económicas y/o número de muertes asociadas con sismos. En este estudio, se construyeron las curvas de fragilidad de falla tomando como medida de intensidad sísmica la aceleración máxima de terreno (mejor conocida como PGA, por sus siglas en inglés).

Las curvas de fragilidad de falla se construyen a partir de la función acumulativa de una distribución log-normal con media μ y desviación estándar β . En estas curvas, β representa la dispersión asociada a las diferentes fuentes de incertidumbre del análisis, y se determina como:

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_c^2 + \beta_m^2} \quad (13)$$

donde β_r es la dispersión asociada a la variabilidad de los registros sísmicos, β_c es la dispersión asociada a la calidad de la construcción y β_m es la dispersión asociada a la confiabilidad del modelo numérico. La dispersión β_r se obtiene por medio del ajuste de los datos de falla con una distribución log-normal, mientras que β_c y β_m deben ser definidos por el analista. Dado que se está estudiando una estructura destinada para uso de oficinas, se considera un proceso constructivo de calidad ordinaria, por lo que, según lo recomienda el documento FEMA P58 [1], se definió $\beta_c = 0.25$. Para el caso de β_m se consideró un valor de 0.25 debido a que el modelo estructural tomó en cuenta tanto efectos de no linealidad de material como geométricos, a la vez que se realizaron análisis dinámicos no lineales de manera detallada.

En la figura 8 se muestran las curvas de fragilidad de los quince modelos optimizados, obtenidas para los diferentes valores de θ^{perm} . Debido a que se obtuvieron cinco diseños para cada valor de distorsión permisible, en cada gráfica se presentan cinco curvas de fragilidad. Para la construcción de las curvas se utilizaron Análisis Dinámicos Incrementales que consideraban intensidades sísmicas de PGA entre 0.1 g a 0.5 g con incrementos de 0.1 g. De tales análisis se registraron el número de fallos de los diseños, considerándose como criterios de fallo una distorsión de entrepiso mayor al 2%, una rotación plástica en vigas mayor al valor límite para un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, y problemas por inestabilidad numérica durante los análisis. Las nubes de puntos generadas de este proceso permitieron ajustar curvas de distribución acumulada log-normal que asocian la intensidad sísmica con la probabilidad de falla de cada modelo. Como medida representativa, en cada curva gráfica se indica el valor de la media muestral de medias, $\mu_{\bar{x}}$, el cual se corresponde con el promedio de las intensidades sísmicas que generan una probabilidad de falla del 50%.

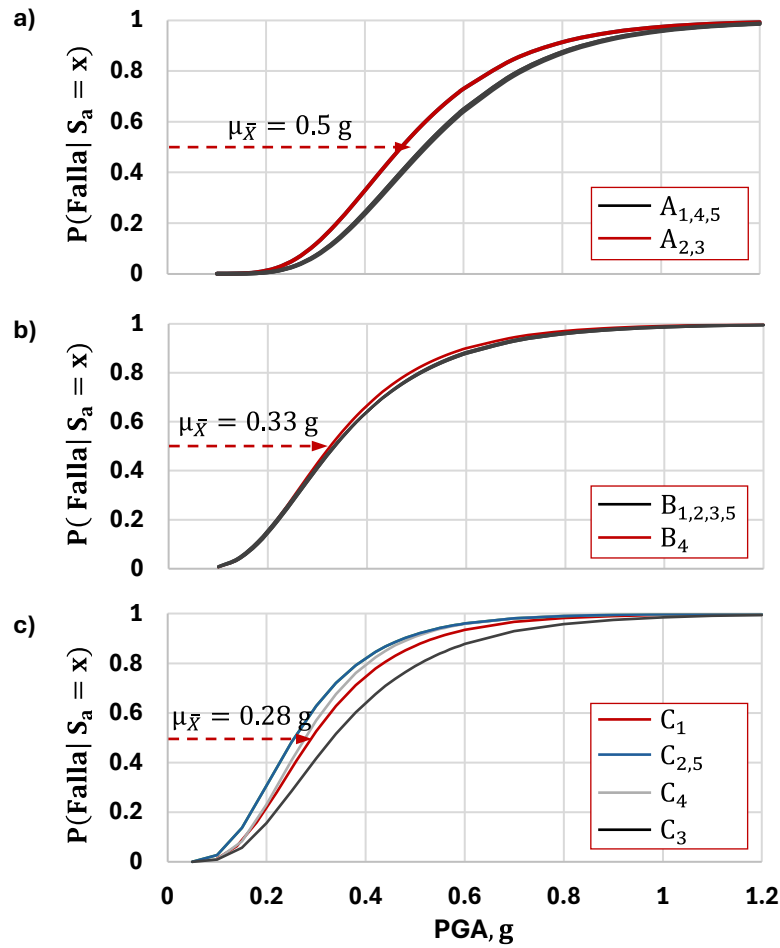


Figura 8. Curvas de fragilidad de los diseños optimizados; a) $\theta^{perm} = 1\%$, b) $\theta^{perm} = 1.5\%$, c) $\theta^{perm} = 2\%$.

Las curvas de fragilidad indican que permitir un mayor valor de θ^{perm} en el proceso de optimización genera diseños con una mayor probabilidad de falla. Por ejemplo, para los diseños obtenidos considerando una distorsión del 1%, las curvas de fragilidad indican una probabilidad de falla del 50% para una intensidad de 0.5 g. Este valor resulta contrastante con los diseños que consideraban $\theta^{perm} = 2\%$ ya que ese mismo valor de intensidad sísmica produce una probabilidad de falla del hasta el 90%. Por otra parte, en los casos que consideraban $\theta^{perm} = 1.5$ y 2%, la probabilidad de falla del 50% se presentaba para intensidades de 0.33 y 0.28 g, respectivamente.

Por otra parte, los registros sísmicos utilizados en el proceso de diseño presentaban una aceleración máxima de terreno de 210 cm/s^2 . Para tal valor de intensidad sísmica, los diseños obtenidos con una distorsión permisible de 1% presentaron una probabilidad del 1%. En el caso de los diseños que consideraron $\theta^{perm} = 1.5$, la probabilidad de falla para la misma intensidad sísmica se incrementó a un 14%. Finalmente, las probabilidades de falla, para la misma intensidad, de los diseños obtenidos con una distorsión permisible del 2% se encontraban entre un 16 y 31%.

5.3. EVALUACIÓN DE COSTOS

Para evaluar los costos totales de cada diseño fue necesario determinar el costo de la estructura (C_E), el costo de los contenidos y elementos no estructurales (C_{NE}), el costo inicial (C_I) y los costos de reparación (C_R). Siguiendo las recomendaciones por Guerrero et al. [29], el costo C_E se definió como el producto del material empleado en la estructura (perfiles y conexiones) por su costo de colocación. Como una estimación, se consideró que las conexiones representaban un incremento del material del 5%; asimismo, se tomó como costo de colocación del material un valor del \$5 USD/kg.

En el cálculo del costo C_{NE} se consideró que el costo de la estructura representa el 20% del costo total de una edificación [29], por lo tanto, $C_{NE} = 4C_E$. La suma de los costos de elementos estructurales y no estructural brindan el costo C_I , esto es, $C_I = C_E + C_{NE}$. Por último, los costos C_R se determinaron por medio de la ecuación del Valor Presente Neto (VPN) considerando que los costos anualizados, C_A , incluyen los egresos generados por las reparaciones esperadas, calculadas con la metodología FEMA P58 [1], y por la pérdida de funcionalidad del edificio derivada de las labores de reparación en caso de terremotos.

Para estimar la afectación económica producida por la pérdida de funcionalidad, se consideró que la clausura del edificio originaba una pérdida de \$7,500 USD/día, lo cual corresponde aproximadamente con el 1% del costo promedio inicial de los diseños optimizados considerando $\theta^{perm} = 1.5\%$. Asimismo, para el cálculo del VPN se consideró una tasa de interés del 7% y un tiempo de vida útil de la construcción de 50 años.

Los costos iniciales y totales promedio de los diseños optimizados se presentan en la figura 9 para los tres niveles de distorsión permisible evaluados. Adicionalmente, los costos que dieron origen a los promedios presentados se señalan por medio de marcadores circulares. Nótese la mayor variabilidad para los costos totales correspondientes al caso de distorsión permisible de 2%. De manera general, se puede apreciar que, en promedio, el costo inicial de los diseños optimizados que consideraban una distorsión permisible del 1, 1.5 y 2% fue de \$801,903, \$765,060 y \$760,359 USD, respectivamente. Estos resultados indican una reducción del 4.6 y 5.2% del costo inicial cuando la distorsión de entrepiso permisible se incrementa de 1 a 1.5 y 2%, respectivamente.

En lo que respecta a los costos totales, que incluyen costos iniciales de construcción más reparaciones esperadas, para el caso de los diseños que consideraban una distorsión permisible del 1%, el costo total promedio ascendió a un valor de \$905,317 USD. Por otra parte, para los diseños con valores límite del 1.5% y 2% el costo total alcanzó valores de \$1,083,138 y \$1,233,212 USD, respectivamente. Estos resultados indican que el incrementar la distorsión permisible genera diseños más costosos en términos generales. Específicamente, el incremento del costo total entre los diseños que consideraban $\theta^{perm} = 1.5$ y 2% con respecto a aquellos obtenidos por una distorsión permisible del 1% resultó ser del 19.6 y 36.2%, respectivamente.

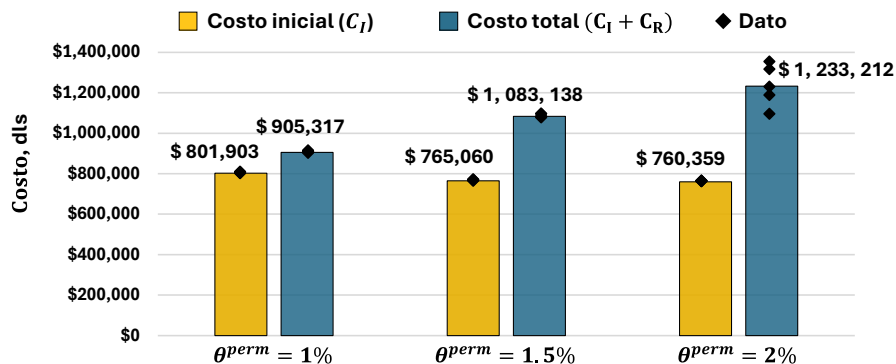


Figura 9. Costos iniciales y totales promedio por objetivos de diseño.

Para estudiar las aportaciones de cada componente del costo al valor total de cada proyecto, se brinda un desglose de los costos totales de los diseños optimizados en la figura 10. Es importante señalar que los costos presentados se encuentran normalizados con respecto al costo inicial C_I de cada diseño. En este caso, se observa que los costos de reparación C_R estimados para los 50 años de vida útil de las estructuras implicaron incrementos de costos importantes con respecto al costo inicial estimado. Por ejemplo, para el caso de los diseños obtenidos con $\theta^{perm} = 1\%$, los costos de reparación resultaron ser entre un 12% y un 14% el valor del costo inicial. Por otra parte, para las estructuras que consideraron los objetivos prestacionales menos restrictivos ($\theta^{perm} = 2\%$), los costos de reparación alcanzaron entre un 44% y un 80% del costo inicial. Asimismo, para los costos de reparación de los diseños optimizados para alcanzar $\theta^{perm} = 1.5\%$ se encontraban entre un 40% y un 44% los costos iniciales. Claramente se observa que los costos de reparación son significativamente mayores, y más variables, a medida que crece la distorsión permisible.

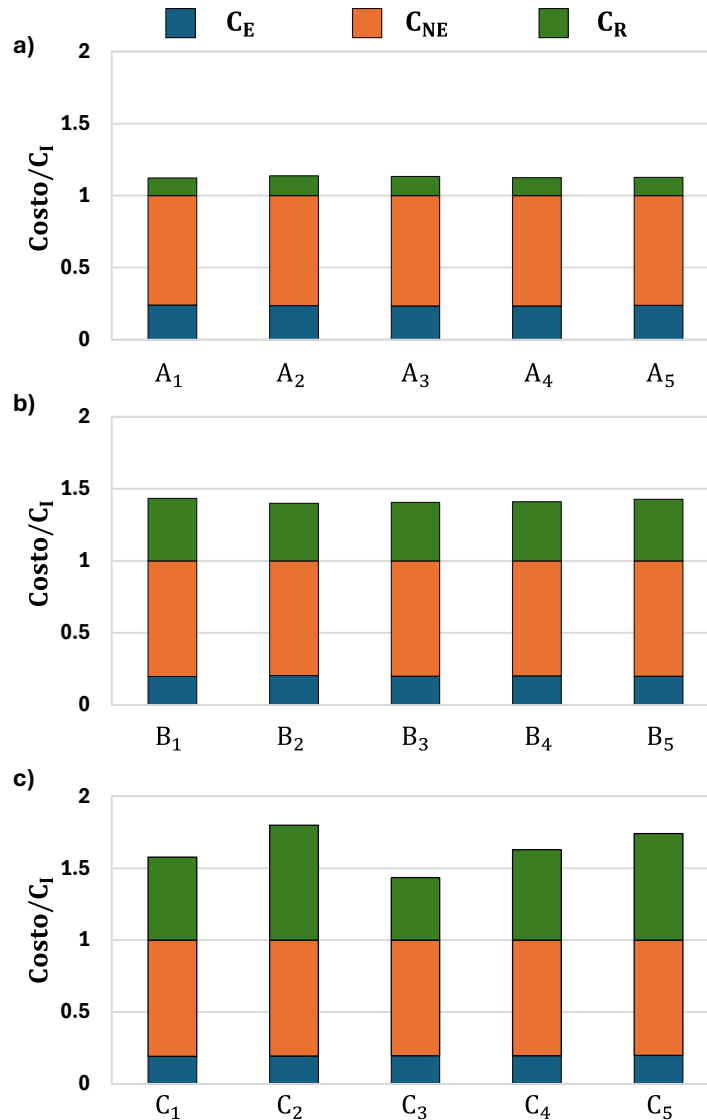


Figura 10. Costos totales normalizados con respecto al costo inicial; a) $\theta^{perm} = 1\%$, b) $\theta^{perm} = 1.5\%$, c) $\theta^{perm} = 2\%$.

Por otro lado, al normalizar los costos C_E , C_{NE} y C_R con respecto a los costos totales, obtenemos la importancia relativa de cada costo en el proyecto. Los resultados de esta normalización

se presentan en la figura 11 para cada uno de los diseños optimizados. En este caso se aprecia que los costos de reparación resultan ser entre un 11% y 12% el costo total del proyecto al considerarse como objetivo prestacional una distorsión permisible del 1%. Al incrementarse la distorsión permisible a un 1.5%, los costos de reparación aumentan su aportación al costo total, llegando a representar hasta un 30% del valor de este. Por su parte, al incrementarse nuevamente la distorsión permisible a un 2%, los costos de reparación llegan a representar entre un 30% a un 44% el costo total del proyecto. Este último incremento resulta ser significativo, en especial si se considera que entre los diseños con $\theta^{perm} = 1.5\%$ y $\theta^{perm} = 2\%$ solo se observó un ahorro promedio del 3% del material empleado en la estructura. Estos resultados demuestran nuevamente que un objetivo prestacional poco restrictivo en los diseños sísmicos puede originar estructuras menos confiables y más costosas.

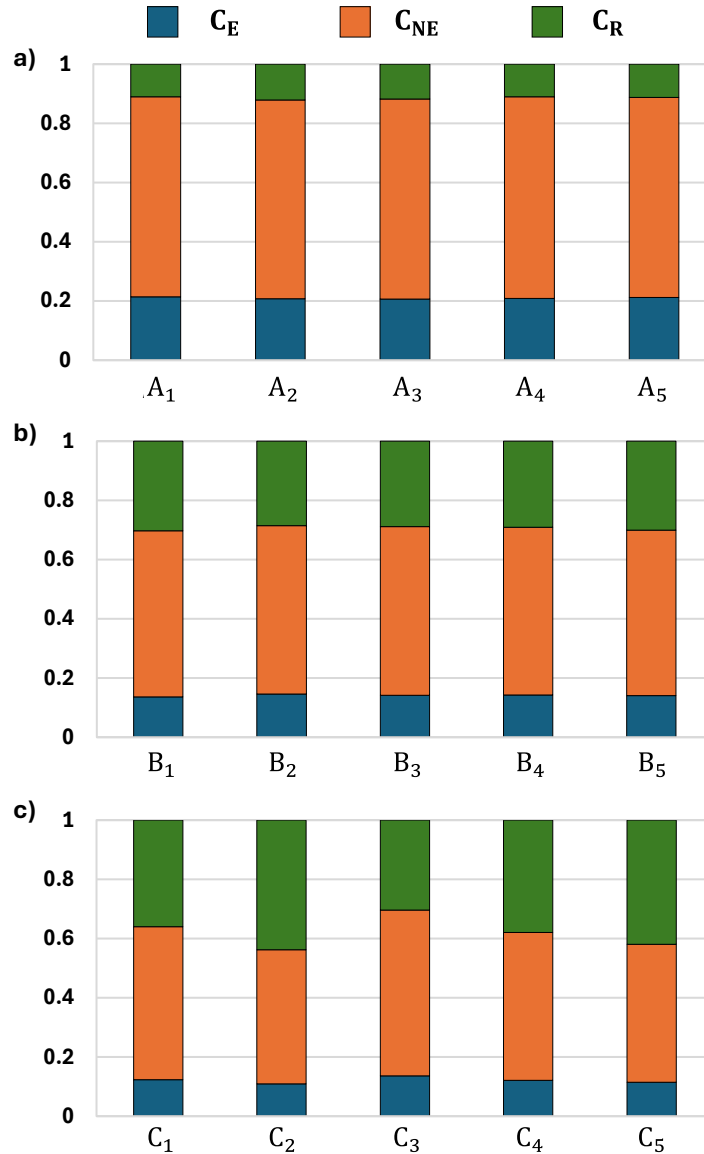


Figura 11. Desglose de costos totales; a) $\theta^{perm} = 1\%$, b) $\theta^{perm} = 1.5\%$, c) $\theta^{perm} = 2\%$.

5.4. FUNCIONES DE DESEMPEÑO DE COSTOS DE REPARACIÓN

En las figuras 12 a 14 se presentan las funciones de desempeño, en términos de los costos de reparación, normalizados con respecto al costo inicial de los diseños optimizados, para intensidades sísmicas de $PGA = 0.1, 0.2$ y 0.3 g . Para el caso de los diseños con objetivos prestacionales altamente restrictivos ($\theta^{perm} = 1\%$), las funciones de desempeño indican que para todos los diseños optimizados (A1 a A5) hay una alta probabilidad (mayor al 90%) de que los costos de reparación sean menores al 10% del costo inicial para la intensidad sísmica de 0.2 g . Por otra parte, al considerar la mayor intensidad (0.3 g), esa probabilidad disminuye a valores entre el 50 y el 75%.

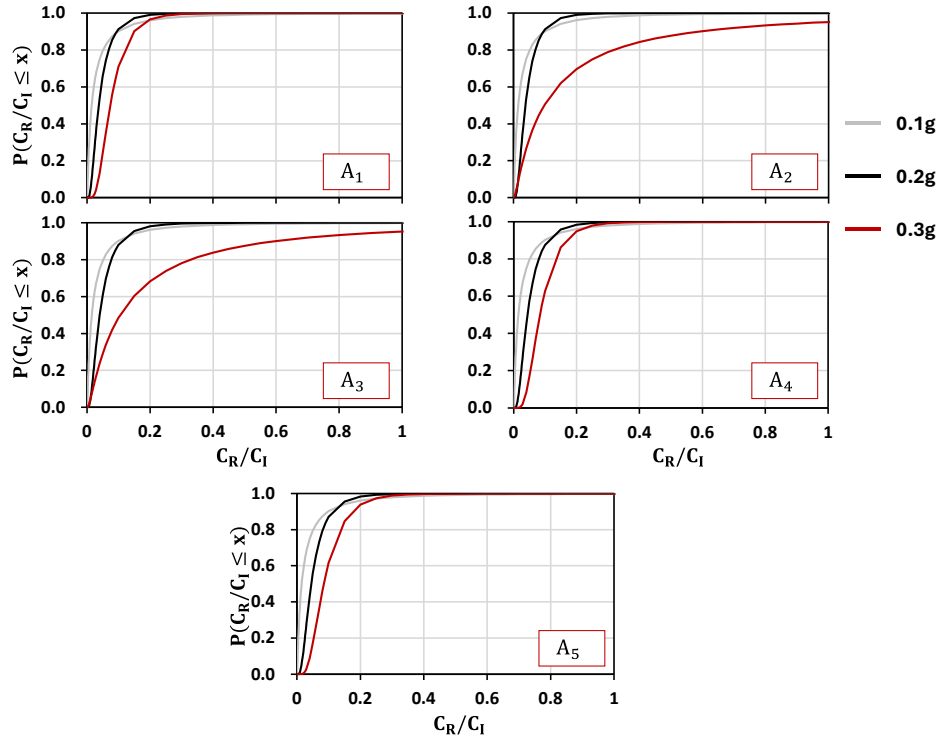


Figura 12. Funciones de desempeño de los costos de reparación, $\theta^{perm} = 1\%$.

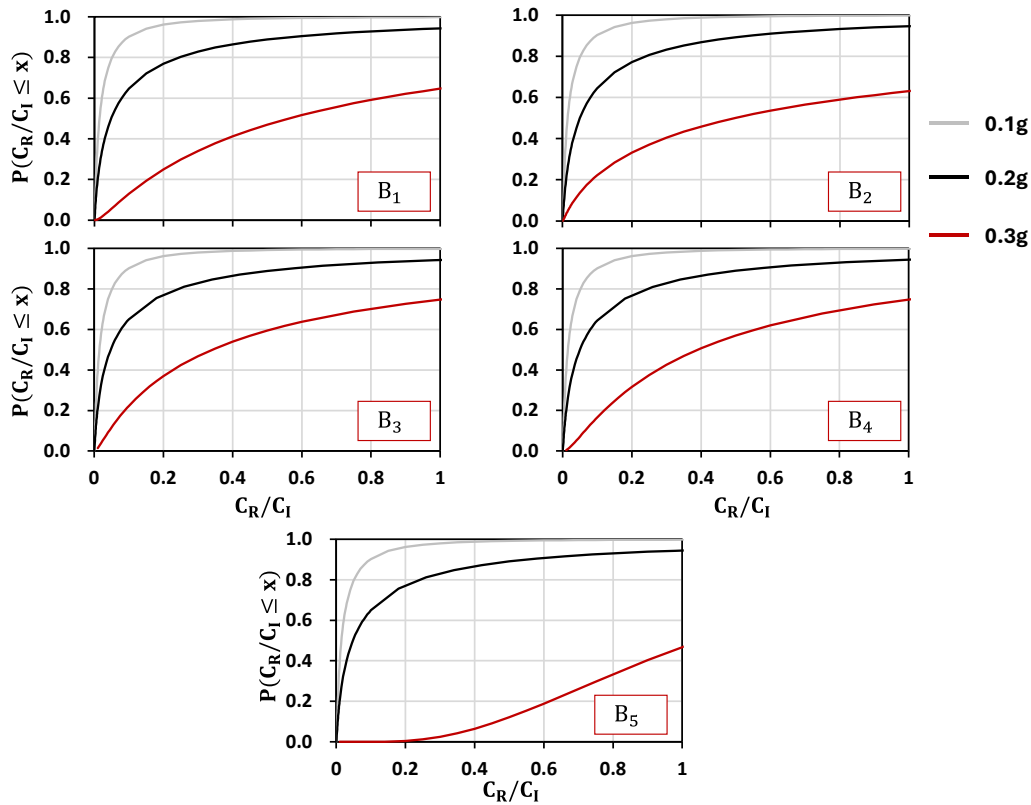


Figura 13. Funciones de desempeño de los costos de reparación, $\theta^{perm} = 1.5\%$.

Para los diseños optimizados para alcanzar distorsiones del 1.5 y 2%, los resultados cambiaron significativamente. En ambos casos se observó que una intensidad de 0.1 g presenta una probabilidad del 90% de generar costos de reparación menores o iguales al 10% del costo inicial. Para intensidades mayores, los costos de reparación incrementaron considerablemente. Por ejemplo, para una intensidad de 0.3 g, los costos medios de reparación (con una probabilidad del 50%) se ubicaron entre un 35 y un 100% del costo inicial para la distorsión límite de 1.5%, y entre un 55 y 100% para la distorsión límite de 2%.

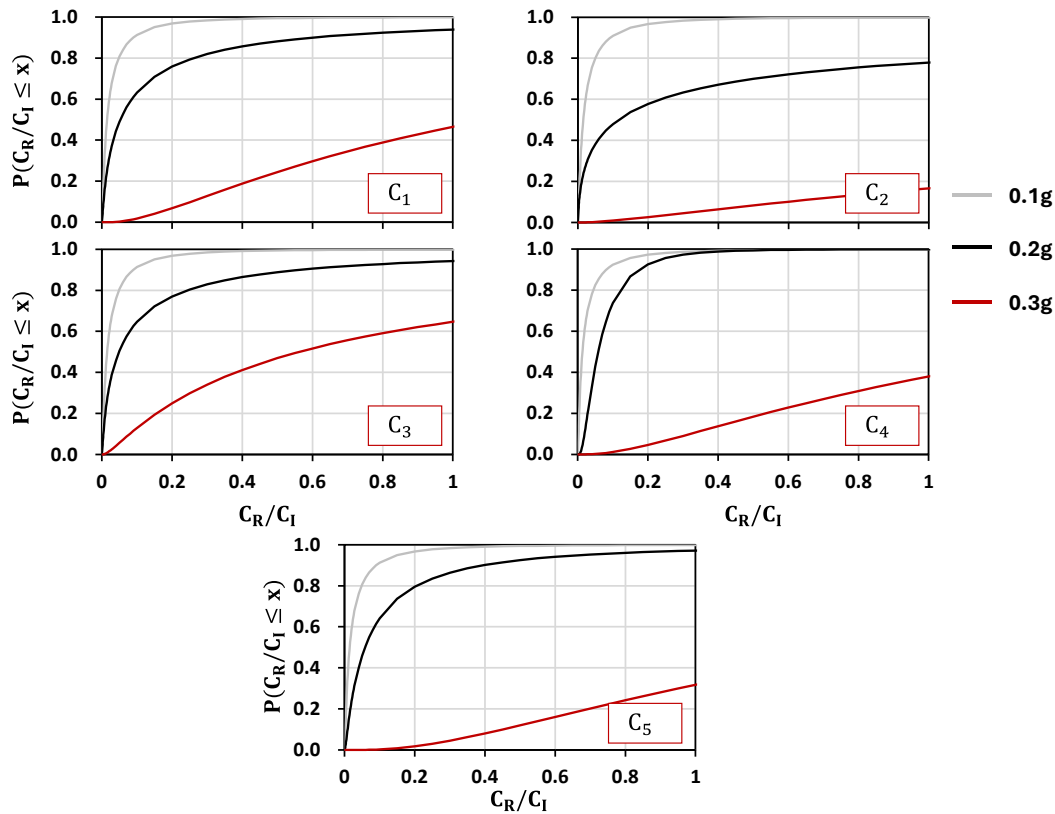


Figura 14. Funciones de desempeño de los costos de reparación, $\theta^{perm} = 2\%$.

6. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en este estudio demuestran que existe una relación entre los objetivos prestacionales de un diseño sísmico y las consecuencias económicas que este puede generar a lo largo de su vida útil. Tal como se mencionó en la introducción de este trabajo, una práctica usual en la optimización metaheurística de diseños sísmicos es buscar minimizar el costo inicial de construcción o la cantidad de material empleada en el sistema estructural. Se considera que este enfoque tiene su origen en los primeros trabajos de optimización estructural, donde únicamente se tomaban en cuenta las cargas gravitacionales [43–45]. A pesar de que tal enfoque resulta coherente en regiones con amenaza sísmica baja, lo cierto es que, en zonas de sismicidad elevada, el priorizar la disminución de los costos iniciales de construcción de una estructura da origen a diseños poco convenientes.

Para el caso de estudio considerado en esta investigación, se encontró que el permitir una distorsión de entrepiso de 1% generaba sistemas estructurales con un volumen de obra 23 y 27% mayor en comparación con los diseños obtenidos al emplear distorsiones permisibles de 1.5 y 2%, respectivamente. Sin embargo, esta aparente ventaja económica desapareció al considerarse los costos derivados por reparaciones durante la vida útil de la estructura. Tal como indican los resultados, los costos de reparación de los diseños generados al considerar una distorsión permisible del 2% alcanzaron hasta un 80% del valor del costo inicial. Por su parte, cuando se restringió la distorsión de entrepiso a 1%, los diseños resultantes presentaron costos de reparación menores que alcanzaron, como máximo, un 14% del costo inicial. Resultados similares se obtuvieron al estudiar las curvas de fragilidad de falla, mismas que indicaron mayor probabilidad de falla en diseños obtenidos con objetivos prestacionales poco restrictivos en comparación con aquellos que permitían menos deformaciones. Esto para un mismo valor de intensidad sísmica.

Con base en ello, se considera imperativo replantear la forma en que se desarrollan los trabajos de optimización sísmica de tal forma que los costos totales (incluyendo costos iniciales y costos de reparación esperados) de un proyecto sustituyan a los costos iniciales de construcción como medida de optimización. Asimismo, un objetivo de especial relevancia es identificar el valor de distorsión permisible que posibilite la minimización tanto de los costos iniciales como de reparación. Los resultados obtenidos en este estudio parecen indicar que tal valor de distorsión se encuentra cercano al 1%; sin embargo, hacen falta más estudios que involucren un intervalo más amplio de objetivos prestacionales.

Por otra parte, es importante señalar las limitantes de este trabajo. En primera instancia, este trabajo se enfocó en estudiar un único sistema estructural, el cual fue a base de marcos de acero, de altura media. Asimismo, solo se consideró una distribución de perfiles en el marco, lo cual limitaba los posibles diseños que Estrategias Evolutivas podía generar. Otros casos de interés pueden abarcar sistemas estructurales de diferentes alturas, de diferentes materiales y con otras distribuciones de perfiles. Adicionalmente, este estudio se puede ampliar para considerar diferentes tipos y fuentes de amenazas sísmica, o inclusive casos que incluyan sistemas de control de la respuesta, como disipadores pasivos y aislamiento sísmico. Finalmente, se menciona que existen otras métricas de optimización que cada día cobran más importancia, tal es el caso de los tiempos de reparación y las consecuencias ambientales. Por razones de practicidad, en este trabajo se omitió su estudio. No obstante, la evaluación de tales parámetros, y la subsecuente identificación de la distorsión que permita su minimización, posibilitaría la creación de diseños sísmicos más resilientes y sostenibles.

7. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

En este trabajo se realizó la evaluación de consecuencias económicas de múltiples diseños sísmicos optimizados para desarrollar diferentes valores de distorsiones permisibles, θ^{perm} . Como caso de estudio se consideró un marco plano de acero de mediana altura ubicado en la región de suelo blando de la Ciudad de México. Tres valores de distorsión permisible fueron considerados, los cuales fueron del 1, 1.5 y 2%. Derivado de los resultados, se brindan las siguientes conclusiones:

- Los enfoques de optimización de diseños sísmicos que solo buscan minimizar los costos iniciales de construcción resultan inadecuados debido a que estos generan diseños poco convenientes en términos de costos totales.
- El valor de distorsión de entrepiso permisible tiene un efecto significativo en la fragilidad de falla y costos totales de un diseño sísmico. Al optimizar el marco, considerado en esta investigación, para desarrollar una distorsión permisible del 1%, se encontró que el diseño presentaba una probabilidad de falla del 50% para una intensidad sísmica de 0.5 g , mientras que esta misma probabilidad se presentaba para una intensidad de 0.28 g al considerar una distorsión permisible del 2%. En otras palabras, considerando una distorsión límite de 1% ayudó a acomodar prácticamente el doble de intensidad sísmica en comparación con distorsiones límite de 2%.
- A pesar de que valores de distorsión permisible altos posibilitan obtener diseños sísmicos con un uso más reducido de material, los costos de reparación que estos generan durante su vida útil no compensan los ahorros en el costo inicial de construcción. Para este estudio se encontró que una distorsión permisible del 1% podría genera diseños con costos iniciales hasta 5.4% mayores que aquellos obtenidos con una distorsión permisible del 2%. Sin embargo, al considerarse los costos de reparación, en 50 años, los diseños obtenidos con una distorsión permisible del 1% resultaron ser un 36% más económicos que aquellos obtenidos con una distorsión permisible del 2%.
- Al considerarse las participaciones relativas en el costo total se identificó que los costos de reparación representaban hasta un 44% del costo total de los diseños obtenidos con una distorsión permisible del 2%. Esta misma participación relativa disminuyó a un 14% al establecerse un valor del 1% como distorsión permisible.

- Las funciones de desempeño, en términos de costos de reparación, indicaron una reducción considerable de las consecuencias económicas originadas por sismos a medida que se disminuye la distorsión permisible.

Con base a las observaciones de este estudio, se recomiendan las siguientes líneas futuras de investigación:

- Una de las limitantes de este trabajo es que solo consideró un caso de estudio. Por lo tanto, se recomienda ampliar la investigación a estructuras de diferentes alturas y ubicadas en diversos tipos de suelos y tipos y fuentes de amenaza sísmica.
- En este estudio solo se consideraron tres valores permisibles de distorsión de entrepiso. Resulta entonces necesario ampliar el intervalo de distorsiones permisibles con la finalidad de identificar el valor de deformación óptimo que permita minimizar los costos totales de la estructura.
- Por último, se señala que en este trabajo solo se analizaron las consecuencias económicas. Sin embargo, la metodología del FEMA P58 [1] también permite considerar otras consecuencias, como tiempos de reparación y costos ambientales. Investigar los efectos en esos parámetros resulta de relevancia para determinar si existe un valor de distorsión que permita la minimización tanto de los costos de reparación como de los otros parámetros.

REFERENCIAS

- [1] FEMA P58. (2014). Seismic performance assessment of buildings, vol. 1, Federal Emergency Management Agency.
- [2] Bland, J.A. (2001). Optimal structural design by ant colony optimization, *Eng. Optim.*, 33(4), pp. 425–43, Doi: 10.1080/03052150108940927.
- [3] De Albuquerque, A.T., El Debs, M.K., Melo, A.M.C. (2012). A cost optimization-based design of precast concrete floors using genetic algorithms, *Autom. Constr.*, 22, pp. 348–56, Doi: 10.1016/j.autcon.2011.09.013.
- [4] Yeo, D., Potra, F.A. (2015). Sustainable Design of Reinforced Concrete Structures through CO2 Emission Optimization, *J. Struct. Eng.*, 141(3), Doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000888.
- [5] Velasco, L., Hospitaler, A., Guerrero, H. (2022). Optimal design of the seismic retrofitting of reinforced concrete framed structures using BRBs, *Bull. Earthq. Eng.*, , Doi: 10.1007/s10518-022-01394-z.
- [6] Domizio, M., Garrido, H., Ambrosini, D. (2022). Single and multiple TMD optimization to control seismic response of nonlinear structures, *Eng. Struct.*, 252(September 2021), Doi: 10.1016/j.engstruct.2021.113667.
- [7] Noureldin, M., Ali, A., Memon, S., Kim, J. (2022). Fragility-based framework for optimal damper placement in low-rise moment-frame buildings using machine learning and genetic algorithm, *J. Build. Eng.*, 54(May), pp. 104641, Doi: 10.1016/j.job.2022.104641.
- [8] Ghasemof, A., Mirtaheri, M., Karami, R. (2022). Multi-objective optimization for probabilistic performance-based design of buildings using FEMA P-58 methodology, *Eng. Struct.*, 254(December 2021), pp. 113856, Doi: 10.1016/j.engstruct.2022.113856.
- [9] Tapeh, A.T.G., Naser, M.Z. (2023). Artificial intelligence, machine learning, and deep learning in structural engineering: A scientometrics review of trends and best practices, vol. 30, Springer Netherlands.

- [10] Boussaïd, I., Lepagnot, J., Siarry, P. (2013). A survey on optimization metaheuristics, *Inf. Sci. (Ny)*, 237, pp. 82–117, Doi: 10.1016/j.ins.2013.02.041.
- [11] Larrañaga, P., Kuijpers, C.M.H., Murga, R.H., Inza, I., Dizdarevic, S. (1999). Genetic algorithms for the travelling salesman problem: A review of representations and operators, *Artif. Intell. Rev.*, 13(2), pp. 129–70, Doi: 10.1023/A:1006529012972.
- [12] Bettinger, P., Boston, K., Kim, Y.H., Zhu, J. (2007). Landscape-level optimization using tabu search and stand density-related forest management prescriptions, *Eur. J. Oper. Res.*, 176(2), pp. 1265–82, Doi: 10.1016/j.ejor.2005.09.025.
- [13] Bonilla-Petriciolet, A., Segovia-Hernandez, J., Castillo-Borja, F., Ivan Bravo-Sanchez, U. (2007). Thermodynamic calculations for chemical engineering using a simulated annealing optimization method, *Comput. Aided Chem. Eng.*, 24, pp. 243–8, Doi: 10.1016/S1570-7946(07)80064-2.
- [14] Hassan, I.H., Abdullahi, M., Aliyu, M.M., Yusuf, S.A., Abdulrahim, A. (2022). An improved binary manta ray foraging optimization algorithm based feature selection and random forest classifier for network intrusion detection, *Intell. Syst. with Appl.*, 16(June), pp. 200114, Doi: 10.1016/j.iswa.2022.200114.
- [15] Atabay, Ş. (2009). Cost optimization of three-dimensional beamless reinforced concrete shear-wall systems via genetic algorithm, *Expert Syst. Appl.*, 36(2 PART 2), pp. 3555–61, Doi: 10.1016/j.eswa.2008.02.004.
- [16] Farhat, F., Nakamura, S., Takahashi, K. (2009). Application of genetic algorithm to optimization of buckling restrained braces for seismic upgrading of existing structures, *Comput. Struct.*, 87(1–2), pp. 110–9, Doi: 10.1016/j.compstruc.2008.08.002.
- [17] Akbari, J., Ayubirad, M.S. (2017). Seismic Optimum Design of Steel Structures Using Gradient-Based and Genetic Algorithm Methods, *Int. J. Civ. Eng.*, 15(2), pp. 135–48, Doi: 10.1007/s40999-016-0088-0.
- [18] Oskoueï, A.V., Fard, S.S., Aksogan, O. (2012). Using genetic algorithm for the optimization of seismic behavior of steel planar frames with semi-rigid connections, *Struct. Multidiscip. Optim.*, 45(2), pp. 287–302, Doi: 10.1007/s00158-011-0697-9.
- [19] Rechenberg, I. (1973). *Evolutionsstrategie: Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution*. Frommann Holzboog Verlag, Stuttgart, .
- [20] Beyer, H.-G., Schwefel, H.-P. (2002). Evolution strategies - A comprehensive introduction, *Nat. Comput.*, 1, pp. 3–52, Doi: 10.1023/A.
- [21] Weyland, D. (2010). A Rigorous Analysis of the Harmony Search Algorithm: How the Research Community can be Misled by a “Novel” Methodology, *Int. J. Appl. Metaheuristic Comput.*, 1(2), pp. 50–60, Doi: 10.4018/jamc.2010040104.
- [22] Weyland, D. (2015). A critical analysis of the harmony search algorithm-How not to solve sudoku, *Oper. Res. Perspect.*, 2, pp. 97–105, Doi: 10.1016/j.orp.2015.04.001.
- [23] Blum, C., Roli, A. (2003). Metaheuristics in Combinatorial Optimization: Overview and Conceptual Comparison, *ACM Comput. Surv.*, 35, pp. 268–308, Doi: 10.1145/937503.937505.
- [24] Velasco, L., Guerrero, H., Hospitaler, A., Saura, H. (2024). Comparative study on the

- performance of metaheuristics in the optimization of seismic designs. 18th World Conference on Earthquake Engineering, Milan, Italy.
- [25] Velasco, L., Guerrero, H., Hospitaler, A. (2023). A Literature Review and Critical Analysis of Metaheuristics Recently Developed, *Arch. Comput. Methods Eng.*, , Doi: 10.1007/s11831-023-09975-0.
- [26] Eguchi, R., Goltz, J., Taylor, C., Chang, S., Flores, P., Johnson, L., Seligson, H., Blais, N. (1998). Direct Economic Losses in the Northridge Earthquake: A Three-Year Post-Event Perspective, *Earthq. Spectra*, 12(2), pp. 245–64.
- [27] Zeng, X., Lu, X., Yang, T.Y., Xu, Z. (2016). Application of the FEMA-P58 methodology for regional earthquake loss prediction, *Nat. Hazards*, 83(1), pp. 177–92, Doi: 10.1007/s11069-016-2307-z.
- [28] Guha-Sapir, D., Vos, F., Below, R. (2010). Annual disaster statistical review. The numbers and trends., Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED), Brussels.
- [29] Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Ji, T., Escobar, J. (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils, *Eng. Struct.*, 136, pp. 406–19, Doi: 10.1016/j.engstruct.2017.01.038.
- [30] MAE. (2007). Mid-America Earthquake Centre Seismic Loss Assessment System, , pp. 2007.
- [31] FEMA. (2018). PACT Performance Assessment Calculation Tool, ,.
- [32] Molina, S., Lang, D.H., Lindholm, C.D. (2010). SELENA - An open-source tool for seismic risk and loss assessment using a logic tree computation procedure, *Comput. Geosci.*, 36(3), pp. 257–69, Doi: 10.1016/j.cageo.2009.07.006.
- [33] Lew, H., Kunnath, S. (2000). Evaluation of Analysis Procedures for Performance-Based Seismic Design of Buildings, *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng. Auckland, New Zeal.*, Paper No., pp. 1–8.
- [34] Guerrero, H. (2016). Seismic Design and Performance of Hospital Structures Equipped with Buckling-Restrained Braces in the Lakebed Zone of Mexico City, *PQDT - UK Irel.*, , pp. 274.
- [35] NTC-20. (2020). Normas Técnicas Complementarias, Ciudad de México, México.
- [36] OpenSeesPy. OpenSeesPy.(2019). The OpenSeesPy Library. Available at: <https://openseespydoc.readthedocs.io/en/latest/index.html>. [accessed July 2, 2022].
- [37] Velasco, L., Guerrero, H. (2020). Introducción al análisis estructural con OpenSees, UNAM, México, Serie de docencia. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- [38] Menegotto, M., Pinto, P.E. (1973).Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads, pp. 15–22.
- [39] Neuenhofer, A. y Filippou, F. (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models, 123(7), pp. 958–66.
- [40] SASID. SASID.(2023). Sistema de Acciones Sísmicas para Diseño. Available at: <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/default.aspx>. [accessed May 8, 2021].

- [41] Institute of Engineering. (2007). CRISIS, UNAM. Mexico.
- [42] Vamvatsikos, D., Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31(3), pp. 491–514, Doi: 10.1002/eqe.141.
- [43] Rajeev, S., Krishnamoorthy, C.S. (1992). Discrete optimization of structures using genetic algorithms, *J. Struct. Eng.*, 118(5), pp. 1233–50.
- [44] Cohn, M.Z., Lounis, Z. (1995). Optimal design of structural concrete bridge systems, 120(9), pp. 2653–74.
- [45] Coello, C., Christiansen, A., Hernández, F. (1997). A simple genetic algorithm for the design of reinforced concrete beams, *Eng. Comput.*, 13(4), pp. 185–96, Doi: 10.1007/bf01200046.