

DOI: <https://doi.org/10.18359/rcin.5442>



Optimización del diseño de estructuras conformadas por pórticos de acero resistentes a momentos y amortiguadores de masa sintonizada (TMD)*

Ana Milena Ramírez Ospina^a ■ José Alex González Muñoz^b ■ Orlando Cundumi Sánchez^c ■ Jesús Daniel Villalba Morales^d

Resumen: las metodologías convencionales de diseño de estructuras sismo-resistentes se basan en el diseño de resistencia, rigidez y ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Recientes avances en el área, buscan generar nuevas metodologías basadas en la disipación de energía del sismo mediante dispositivos externos. Lo anterior con el fin de disminuir los daños que se puedan presentar en los elementos estructurales después de la ocurrencia de un sismo. En este artículo, se propone una metodología para la optimización del diseño de pórticos de acero resistentes a momentos, equipados con amortiguadores de masa sintonizada. El objetivo es disminuir las deformaciones, los daños estructurales, los no estructurales y el costo de la estructura.

En el proceso de optimización se utilizó una heurística basada en la teoría de la evolución de una población y denominada algoritmo de evolución diferencial. Se modificó adicionando dos características para mejorar su funcionamiento. En primera instancia, se le generó una autoadaptación de los parámetros de mutación y cruzamiento. Por otra parte, se le dio características multimodales para ayudar al algoritmo a encontrar el óptimo global. Finalmente, utilizando la metodología de optimización en los diversos casos de estudio, se pudo observar que la calidad de la solución y la convergencia del algoritmo eran buenas. Además, se vio una mejoría en la calidad de optimización debido a las características adicionadas de funciones multimodales y parámetros autoadaptativos. Haciendo que el algoritmo tuviera mayor espacio de exploración y explotación.

Palabras clave: algoritmo de evolución diferencial; amortiguadores de masa sintonizada; optimización estructural; pórticos de acero resistentes a momento; sistemas de protección sísmica

* Artículo de revisión.

- a Ingeniera civil, magíster en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia. Correo electrónico: ra_ana@javeriana.edu.co ORCID: <http://orcid.org/0000-0003-1981-5333>
- b Ingeniero civil, magíster en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia. Correo electrónico: gonzalezjose@javeriana.edu.co ORCID: <http://orcid.org/0000-0001-5046-0839>
- c Ingeniero civil, doctor en Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Javeriana. Cali, Colombia. Correo electrónico: orlando.cundumi@javerianacali.edu.co ORCID: <http://orcid.org/0000-0002-0122-6621>
- d Ingeniero civil, doctor en Ciencias-Area Estructuras. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia. Correo electrónico: jesus.villalba@javeriana.edu.co ORCID: <http://orcid.org/0000-0001-8339-2262>

Recibido: 21/11/2020

Aceptado: 23/06/2021

Disponible en línea: 31 de diciembre 2021.

Cómo citar: A. M. Ramírez Ospina, O. Cundumi Sánchez, J. A. González Muñoz, y J. D. Villalba Morales, «Optimización del diseño de estructuras conformadas por pórticos de acero resistentes a momentos y amortiguadores de masa sintonizada (TMD)», Cien.Ing.Neogranadina, vol. 31, n.º 2, pp. 39-54, dic. 2021.

Optimizing the Design of Structures Formed by Moment-Resisting Steel Frames Resistant and Tuned Mass Dampers (TMD)

Abstract: Conventional design methods for earthquake-resistant structures are based on the structure's resistance, stiffness, and ductility in the inelastic range. Recent advances in the area seek to engender new methodologies based on seismic energy dissipation through external devices to reduce the damage that may occur in the structural elements after an earthquake. This article proposes a method to optimize the design of moment-resisting steel frames equipped with tuned mass dampers. The objective is to reduce deformations, structural damage, non-structural damage, and the cost of the structure. In the optimization process, a heuristic criterion was used based on the theory of evolution of populations called the differential evolution algorithm, modified by adding two features to improve its performance. First, the mutation and crossing parameters were provided with self-adaptation. Then, the algorithm was given multimodal characteristics to help it find the global optimum. Finally, we observed that the solution quality and algorithm convergence were good using the optimization method in the various study cases. Furthermore, there was an improvement in optimization quality due to the added features of multimodal functions and self-adaptive parameters, expanding the algorithm for exploration and exploitation.

Keywords: Differential evolution algorithm; tuned mass dampers; structural optimization; moment-resisting steel frames; seismic protection systems

Introducción

Con el objetivo de mejorar la respuesta de una estructura ante un evento sísmico de magnitud considerable, la academia y la industria han hecho un esfuerzo conjunto para desarrollar y utilizar un importante número de sistemas de protección sísmica (SPS). Mientras que estructuras convencionales disipan la energía del sismo por medio de deformaciones permanentes en los elementos estructurales, estructuras con SPS cuentan con dispositivos que absorben o disipan gran parte de la energía del sismo y evitan mayores niveles de daño a la estructura principal. En ese sentido, tal tipo de solución es atractiva para el diseño de edificaciones en zonas de amenaza sísmica alta, como es el caso de Colombia. Sin embargo, aún son pocas las edificaciones en el país que cuentan con tal tecnología. Una de las razones para ello está asociada con el costo inicial del sistema estructural resultante.

Un amortiguador de masa sintonizada TMD (*Tuned Mass Damper*) es un dispositivo que entra en la categoría de SPS de tipo inercial. Este se compone de una masa y de un elemento que proporciona rigidez y amortiguamiento [1]. El principio de funcionamiento del TMD se basa en conseguir que la masa oscile como un péndulo alrededor de la posición de equilibrio durante el movimiento sísmico. De tal forma que se generen fuerzas que contrarresten los movimientos del sistema principal. Es importante anotar que existen diversos factores que impactan el desempeño de un TMD en su tarea de reducir la respuesta sísmica de una estructura. Young-Rak *et al.* [2] demostraron que la eficiencia de un conjunto de TMDs para controlar la respuesta sísmica es afectada por la posición de los dispositivos en la estructura. Espinoza *et al.* [3] desarrollaron una metodología que consideraba la influencia del contenido frecuencial de la señal sísmica sobre la definición de los parámetros de sintonización de un TMD. Barros *et al.* [4] encontraron que la eficiencia de un TMD de bastante peso depende sobre la ductilidad y rigidez del sistema principal. Nakai *et al.* [5] desarrollaron un TMD de gran tamaño que permitió contrarrestar los efectos de terremotos de períodos largos en edificios

de gran altura mediante una modificación de su coeficiente de amortiguamiento.

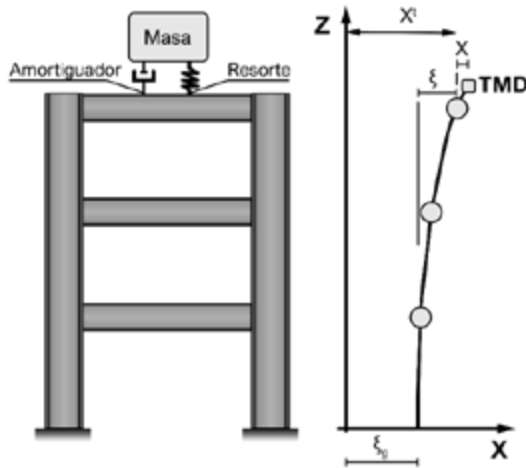
En lo relacionado a la definición de las propiedades del TMD (masa, rigidez y amortiguamiento), Chang en 1990 [6] estableció, inicialmente, un conjunto de ecuaciones sencillas que relacionan las propiedades óptimas del TMD a aquellas de la estructura. Este estudio ha sido utilizado como base de muchas investigaciones reportadas en la literatura. Kaveh *et al.* [7] utilizaron un algoritmo de optimización caótico para determinar la rigidez y amortiguamiento óptimo de un TMD. Lo anterior, considerando como criterio de diseño una función objetivo que combina desplazamientos y aceleraciones. Khazaei *et al.* [8] estudiaron el efecto de la localización en altura de múltiples TMDs para disminuir la respuesta sísmica en edificios de acero altos con plantas en forma de U y L. Caicedo *et al.* [9] propusieron un algoritmo de evolución diferencial para la optimización de las propiedades de TMDs en edificios de gran altura. Para ello, consideraron diferentes funciones objetivo basadas en desplazamientos y aceleraciones de piso. Soheili *et al.* [10] desarrollaron una metodología para la determinación óptima de los parámetros de un TMD que utiliza un algoritmo de colonia de hormigas, una función objetivo basada en la máxima deriva para la reducción y consideraciones de la interacción suelo-estructura.

Como se puede observar, los trabajos anteriores están orientados a optimizar los parámetros y/o localización de los TMDs. Pero no se explora la posibilidad de estudiar el sistema estructura principal-TMD como una única estructura. En este trabajo se propone una metodología para la optimización de edificios aperticados de acero en Colombia, equipados con un amortiguador de masa sintonizada (TMD en el último piso como parte de su sistema de resistencia sísmica). El problema de optimización es resuelto mediante una técnica heurística, ya que estas han mostrado buen desempeño en la solución de problemas del área de ingeniería estructural. La función objetivo corresponde al costo total de la estructura (elementos estructurales más TMD).

1. Amortiguadores de masa sintonizada

De forma ideal, un amortiguador de masa sintonizada (TMD) está constituido por un elemento de masa que se conecta a la estructura principal a través de un elemento tipo resorte y otro tipo

amortiguador viscoso como se observa en la figura 1a. Actualmente, estos dispositivos son producidos a nivel industrial como aquel presentado en la figura 1b de la empresa Maurer.



(a)



(b)

Figura 1. Amortiguadores de masa sintonizada: a) representación, b) ejemplo real de la empresa Maurer.

Fuente: www.maurer.eu

La disipación de la energía del sismo se alcanza cuando el movimiento del TMD entra en desfase con aquel de la estructura principal. Lo cual se alcanza mediante la sintonización de las frecuencias del dispositivo y de la edificación. En ese sentido, la ecuación de movimiento que describe el comportamiento en dos direcciones del piso superior de una estructura con TMD ante una carga sísmica viene dada por [11]:

$$m_x \ddot{x}(t) + c_x \dot{x}(t) + k_x x(t) = -m_x \ddot{\xi}_g(t) - m_x \dot{\xi}_g(t) \quad (1)$$

$$m_y \ddot{y}(t) + c_y \dot{y}(t) + k_y y(t) = -m_y \ddot{\eta}_g(t) - m_y \dot{\eta}_g(t) \quad (2)$$

donde m , c y k son las propiedades del amortiguador (masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente) que deben definirse en las direcciones x e y . La acción sísmica es definida en término de las

aceleraciones del terreno $\ddot{\xi}_g$ y $\ddot{\eta}_g$ en las direcciones x e y , respectivamente. Mientras que la respuesta del último piso es medida en término de las aceleraciones relativas al terreno $\dot{\xi}$ y $\dot{\eta}$ en las direcciones x e y , respectivamente. Es importante anotar que esta formulación considera que el comportamiento de la estructura principal es elástico durante el sismo.

La determinación de las propiedades del tmd (masa, rigidez y amortiguamiento) para una estructura específica ha sido objeto de estudio desde hace varias décadas. Chang [6] propuso que el diseño del TMD esté basado en la relación (μ) de las masas del TMD (m_{TMD}) y del sistema principal (m_s):

$$\mu = \frac{m_{TMD}}{m_s} \quad (3)$$

la cual está comúnmente entre el 1% y 3%. A partir de este valor se obliga a que la relación (λ_{opt}) entre la frecuencia natural del TMD (w_{TMD}) y la frecuencia del modo fundamental del sistema principal (w_s) sea cercana a 1, así:

$$\lambda_{opt} = \frac{w_{TMD}}{w_s} \quad (4)$$

A partir de esta información se puede determinar la rigidez del TMD mediante:

$$k_{TMD} = w_{TMD}^2 * m_{TMD} \quad (5)$$

Por último, se calcula el amortiguamiento óptimo según la expresión deducida en [6]:

$$\xi_{opt} = \frac{1}{2} \frac{\sqrt{\mu(1 - \frac{1}{4}\mu)}}{(1 + \mu)(1 - \frac{1}{2}\mu)} \quad (6)$$

2. Algoritmo de evolución diferencial

El algoritmo de evolución diferencial (DEA) es una heurística de búsqueda estocástica basada en población. Fue desarrollado por Rainer y Kenneth en 1995 para resolver problemas de optimización global con espacios de búsqueda grandes y complejos [12]. Su formulación matemática se fundamenta en la teoría de la evolución natural. En esta, una población de individuos (representaciones de soluciones del problema) se somete iterativamente a la aplicación de operadores genéticos para alcanzar la evolución (generación de nuevas soluciones de alta calidad). Cada individuo de la población se forma por un vector que representa una posible solución al problema analizado (cada componente del vector representa a una de las variables del problema) y por su correspondiente valor de calidad (costo). La generación de la población inicial, de tamaño NV, se puede realizar de forma aleatoria o mediante heurísticas basadas en el conocimiento del problema.

El primer operador que se aplica sobre la población se conoce como mutación. Tiene como objetivo la generación de individuos desde la población actual dado que el cruce de estos puede llevar a mejores individuos. Existen muchos operadores de mutación reportados en la literatura, siendo uno comúnmente utilizado [12]:

$$V_{i,g} = X_{best,g} + F(X_{r1,g} - X_{r2,g})$$

donde $V_{i,g}$ = Vector mutado, F = Factor de mutación, $X_{r1,g}$ = Vectores aleatorios de la población inicial y $X_{best,g}$ = Vector con mayor costo en la población en la generación g. El valor del factor de mutación definido por el usuario afecta la calidad de la solución y la velocidad de convergencia.

Con el fin de incrementar la diversidad del espacio de búsqueda, se procede al proceso de cruce donde se combinan parámetros del vector inicial con el vector mutante para obtener un vector de prueba dado por [12]:

$$u_{i,g,j} = \{v_{i,g,j} \text{ si } rand_j \leq CR \text{ o } j = j_{rand} x_{i,g,j} \text{ en caso contrario} \quad (8)$$

donde CR es la tasa de cruce e indica qué porcentaje del vector mutante y del vector objetivo ($x_{i,g,j}$) formará parte del vector de prueba. El rango para CR es de 0 a 1.

Por último, se realiza el proceso de selección en el cual el vector de prueba y el vector objetivo se evalúan en la función objetivo, y el que tenga una mejor solución o aptitud pasará a la siguiente generación.

$$X_{i,g+1} = \{U_{i,g} \text{ si } f(U_{i,g}) < f(X_{i,g}) \text{ en caso contrario} \quad (9)$$

Este proceso se repite en sucesivas generaciones hasta que se alcance un criterio de paro. Por ejemplo, un número máximo de generaciones, NMG.

3. Metodología propuesta

A continuación, se propone una primera aproximación para la obtención de un diseño de pórticos regulares de acero equipados con TMDs.

Esto mediante un proceso de optimización cuyas variables de diseño involucran tanto la estructura principal como el dispositivo de protección sísmica y la consideración del costo total de la estructura. Dado el alcance de la investigación, la metodología propuesta utiliza algunas simplificaciones del problema en su formulación:

- La función de costo es simplificada a materiales, como es comúnmente adoptado en la literatura.
- El TMD no proviene de una empresa comercial siendo que su costo está asociado con materiales que se pueden conseguir en el país. Así, este permite tener una estimación de materiales de un producto construido localmente.
- Las estructuras analizadas no presentan irregularidades en planta y altura.
- Dado que no existe en Colombia un reglamento para estructuras con TMDs, se asume que el dimensionamiento de los elementos del pórtico será realizado siguiendo las directrices del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10) [13], con la consideración de que la estructura principal permanecerá en el régimen elástico. Esto permite la realización de un análisis dinámico lineal para la consideración de la amenaza sísmica sobre la edificación.
- En este trabajo se asume que la amenaza está formada por 3 registros sísmicos escalados por amplitud y se toma la respuesta máxima de la estructura para efectos de diseño. La utilización de solamente 3 registros ayuda a disminuir el costo computacional asociado con el análisis dinámico de cada solución estructural. Se asume que los registros seleccionados son compatibles con la amenaza del lugar de construcción.

La figura 2 muestra la metodología propuesta y posteriormente se describen los detalles específicos de cada paso, incluyendo las suposiciones realizadas.

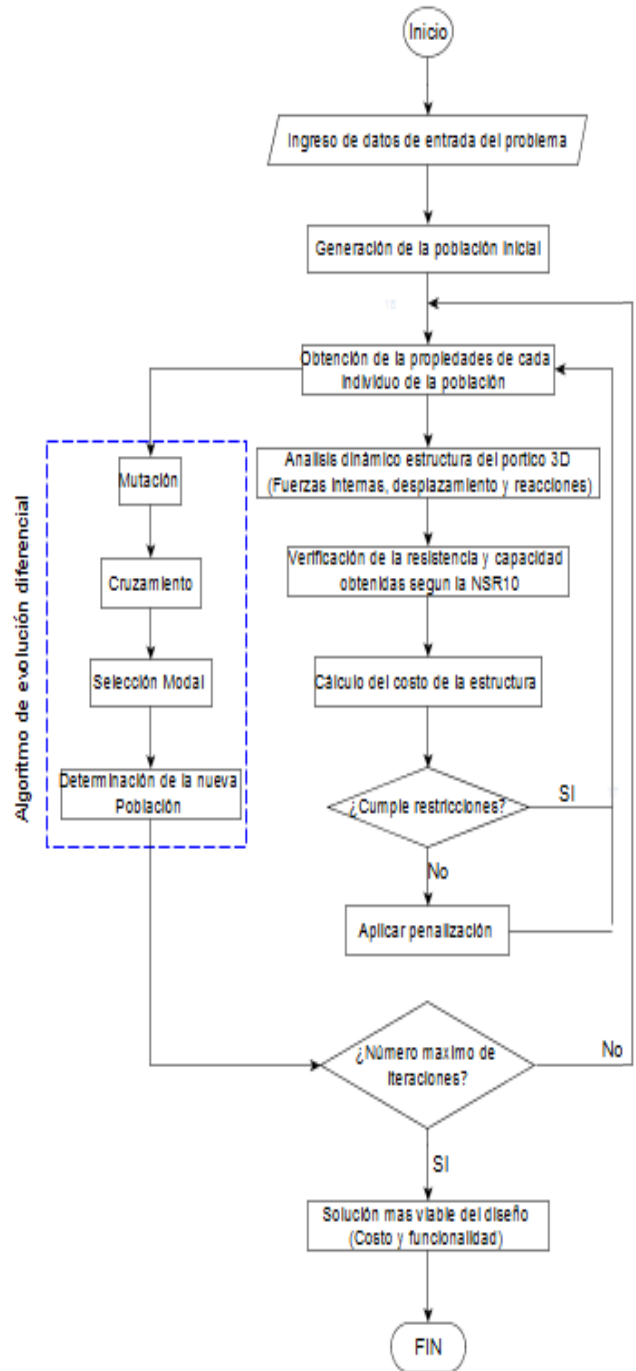


Figura 2. Diagrama de flujo metodología propuesta

Fuente: Elaboración propia.

En primera instancia, el algoritmo requiere que el usuario suministre tanto las características de la edificación (dimensiones, cargas, base de datos de perfiles, rango de valores del TMD, sismos de análisis) como los parámetros del DEA (CR, F, NV, NMG). A partir de esta información, se inicializa la primera población de soluciones que consiste de NV pórticos regulares de acero equipadas con TMDs. Estos presentan configuraciones estructurales (perfiles y propiedades del TMD) diferentes. Para cada estructura se debe determinar la respuesta sísmica máxima (desplazamientos, derivas, fuerzas internas). Para el conjunto de sismos definidos por la amenaza mediante un análisis dinámico cronológico lineal, se adoptan 3 registros. Seguidamente, se evalúan las restricciones de comportamientos locales (elementos) y globales (estructura) y se calcula el costo de cada configuración estructural. Si una configuración estructural no cumple con al menos una restricción, se procede a penalizar el costo de dicha configuración con el objetivo de que pueda ser descartada por el proceso de optimización.

Al finalizar todas las estructuras en la población actual, la solución de menor costo en la población corresponderá a la mejor solución para la generación actual. Una nueva población es generada mediante las operaciones del algoritmo DEA establecidas en la sección 2 junto con las modificaciones presentadas en la sección 4.2. Se predefine un número máximo de iteraciones como criterio de paro en la base de pruebas preliminares sobre la cantidad que permite garantizar la convergencia. La solución final del algoritmo DEA debe ser el resultado de ejecutarlo en un número determinado de veces dada su naturaleza estocástica. Debe verificarse que la solución óptima satisfaga todas las restricciones del problema.

3.1. Planteamiento del problema

3.1.1. Variables de diseño

En este problema, las variables de diseño corresponden a las secciones de los elementos estructurales (vigas y columnas) para cada piso de la edificación. Además de la relación de masa entre

el TMD y el sistema principal. En el caso de los elementos estructurales, se debe escoger el perfil estructural de acero de cada piso desde una base de datos de perfiles disponibles. En ese sentido, la variable corresponde a la posición del perfil dentro de una base de datos, la cual está organizada en función de la inercia de cada perfil e incluye perfiles que van desde el W4x13 al W 44x335. A pesar de que son 3 los parámetros del TMD, mediante la definición de la relación de masas (se permite un rango de valores entre 0.005 y 0.01) se puede determinar la rigidez y el amortiguamiento mediante las Ecs. 5 y 6, respectivamente.

3.1.2. Función objetivo

La función objetivo que define la optimización del diseño de estructuras está comúnmente asociada con la minimización del costo de la configuración estructural obtenida. En este caso, tenemos un costo asociado a la estructura principal (COSTO_{EP}) y un costo asociado al TMD (COSTO_{TMD}), así:

$$\text{Min Costo Total} = \text{Costo}_{EP} + \text{Costo}_{TMD} \quad (10)$$

En este trabajo, se hace la suposición que los costos estarán asociados únicamente a los materiales de vigas, columnas y del TMD. Existen otros costos derivados, por ejemplo, de la parte constructiva o las conexiones. Sin embargo, una función de costo detallada será objeto de mayor estudio en una investigación posterior. Así las expresiones de costo quedan:

$$\begin{aligned} \text{Costoep} &= \sum_{i=1}^{NV} P_{svi} * L_i * C_a + \sum_{i=1}^{NC} P_{sci} * L_i * C_a \quad (12) \\ \text{Costotmd} &= \text{Volc} * C_c + \text{Volne} * C_{ne} \end{aligned}$$

dónde C_a es el costo del acero por metro lineal, L es la longitud del elemento (m), NV es el número de vigas, NC es el número de Columnas, P_{svi} es el peso de la sección de la viga (kg/m), P_{sci} es el peso de la sección de la columna (kg/m). Para efectos de este trabajo, se considera que el TMD corresponde a un bloque de concreto que se conecta mediante aisladores elastoméricos a la estructura principal. Así que Volc es el volumen del bloque de concreto

(m³), Volne es el volumen del neopreno (m³), Cc es el costo del concreto por m³, Ca es el costo del acero por kg, y Cne es el costo del neopreno por volumen. No se incluyen otros costos como formaletas para la fundición del concreto.

3.1.3. Restricciones

Las restricciones para el problema en estudio vienen desde aspectos funcionales y constructivos. La estructura principal debe ser diseñada para cumplir con los requisitos dados en el capítulo F del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 [13]. En este caso, se supone que la estructura se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia. Razón por la cual se consideran los lineamientos del reglamento para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía DMO. Sin embargo, es importante anotar que se considerará que la estructura principal permanece en el rango elástico para la amenaza del lugar. La tabla 1 muestra todas las restricciones definidas para el problema, donde b: ancho de aleta, t_f: espesor Aleta, h: altura de alma, t_w: espesor de alma, k: rigidez, L: longitud efectiva, r: radio de giro, Δ permisible= L/360 Pu = resistencia de compresión axial requerida, P_n = resistencia de compresión axial disponible. M_u = resistencia de flexión requerida, M_n = resistencia de flexión disponible en la dirección de análisis. (X eje fuerte. Y eje débil) Φ = factor de resistencia. 0.90. Δⁱmax : deriva máxima, h_{pl}: altura de piso. sci= sección de la columna del piso. Sci-1= sección de la columna del piso inferior.

3.2. Configuración del algoritmo de evolución diferencial

En este trabajo se utiliza el algoritmo DEA presentado en la sección 2 como método de optimización. Sin embargo, esta versión fue modificada para mejorar su desempeño respecto al problema en estudio. Ya que es posible que el espacio de búsqueda del problema sea multimodal. Con lo cual, diferentes configuraciones estructurales pueden producir valores similares de la función objetivo. Para ello, se utiliza la propuesta dada en la referencia [14]

para tratar con múltiples óptimos locales. Esta está basada en el cálculo de la distancia euclidiana entre individuos para definir la presencia de óptimos locales y, con ello, generar mayor exploración del espacio de búsqueda.

$$F_{i,G+1} = \{F_1 + rand_1 \times F_u \quad \text{if } rand_2 < \tau_1 F_{i,G} \quad (28)$$

otherwise

Asimismo, se pretende que el usuario no tenga que definir los parámetros F y CR del DEA cuando vaya a utilizar la metodología. En ese sentido, se emplea la estrategia definida en [15] que consiste en permitir que cada vector de la población tenga sus propios parámetros en cada generación del proceso de búsqueda. Como dado por:

$$CR_{i,G+1} = \{rand_3 \quad \text{if } rand_4 < \tau_2 CR_{i,G} \quad \text{otherwise} \quad (29)$$

donde τ₁ y τ₂ tiene un valor de 0.1, F_u=0.9 y F_i=0.1. Los valores de CR varían entre [0,1]. Rand1 y rand2 son valores aleatorios entre 0 y 1 que siguen una distribución uniforme. El tamaño de la población debe ser definido por el usuario mediante prueba y error. Dado que depende de la complejidad del problema.

Tabla 1. Restricciones del problema de optimización.

Concepto	Restricción*	Ecuación
Chequeo de esbeltez de la sección para elementos a compresión: aleta y alma	$g1(x) = \frac{b}{t_f} - \lambda r \leq 0$ $g2(x) = \frac{h}{t_w} - \lambda r \leq 0$	(13, 14)
Chequeo de ductilidad de los elementos: aletas y alma	$g3(x) = \frac{b}{t_f} - \lambda dm \leq 0$ $g4(x) = \frac{h}{t_w} - \lambda dm \leq 0$	(15, 16)
Chequeo de esbeltez en longitud para elementos a compresión.	$g5(x) = \frac{kL}{rx} - 200 \leq 0$ $g6(x) = \frac{kL}{ry} - 200 \leq 0$	(17, 18)
Chequeo de compacta/no compacta de la sección para elementos a flexión	$g7(x) = \frac{b}{t_f} - \lambda p \leq 0$ $g8(x) = \frac{h}{t_w} - \lambda p \leq 0$	(19, 20)

Deflexiones en vigas	$g9(x) = \delta - \delta_{\text{permisible}} \geq 0$	(21, 22)
Límite de resistencia de los elementos a flexión	$g10(x) = (Mu - \varnothing Mn) \leq 0$	(23, 24)
Límite de resistencia de los elementos a flexocompresión	Si $\frac{Pu}{\varnothing Pn} \geq 0.2$ entonces: $g11(x) = \left[\frac{Pu}{\varnothing Pn} + \frac{8}{9} \left(\left(\frac{Mux}{\varnothing Mux} \right) + \left(\frac{Muy}{\varnothing Muy} \right) \right) \right] - 1 \leq 0$ Si $\frac{Pu}{\varnothing Pn} < 0.2$ entonces: $g12(x) = \left[\frac{Pu}{\varnothing Pn} + \left(\left(\frac{Mux}{\varnothing Mux} \right) + \left(\frac{Muy}{\varnothing Muy} \right) \right) \right] - 1 \leq 0$	(25)
Derivas edificio	$g1(x) = \Delta^i \text{max} - 0.01hpi \leq 0$	(26)
Restricciones de geometría	$g15(x) = sc_{i-1} \geq sc_i$	(27)

Fuente: elaboración propia.

4. Ejemplos numéricos

4.1. Casos de estudio

Para mostrar el desempeño de la metodología propuesta, se presentan los resultados correspondientes a la optimización de cuatro edificaciones en estructura metálica, regulares, compuestas de una luz de 3.00 m en ambos sentidos (X y Y), de 5, 7, 9 y 12 pisos con una altura de entrepiso de 4.00 m (ver figura 3). El material de los perfiles presenta límite de fluencia de 345 MPa, módulo de elasticidad 200,000 MPa, resistencia a la tracción de 450 MPa, peso específico de 7850 kg/m³. Respecto al TMD, se asumieron las propiedades presentadas en el trabajo de Meza y Manrique [16]. En cuanto a las cargas utilizadas, se consideró el peso propio de los elementos estructurales, la placa de entrepiso con un espesor de 0.20 m y la fuerza sísmica. Para la fuerza sísmica se tomaron los acelerogramas de los sismos de Lomapieta (sismo 1), Coalinga (sismo 2) y El Centro (sismo 3) escalados a una aceleración de 0.35g. Estos sismos se asumen como representativos de la amenaza en el lugar de construcción. Siendo que debe ser definida la amenaza para el sitio de construcción.

Los costos de los materiales, tanto del acero como del concreto, se determinaron a partir de la base de datos dada en la revista Construdata [17]. Mientras que, para el costo del TMD, se tomó como referencia lo reportado por Meza y Manrique [16]. Es importante anotar que en la medida en que los costos cambien, se obtendrán soluciones que pueden ser diferentes, pero la concepción de la metodología como tal no se modifica. Respecto al algoritmo de optimización, se hacen 5 ejecuciones dada la naturaleza estocástica del algoritmo de optimización. Siendo reportada como solución la ejecución con la estructura que reporta el menor costo. El tamaño de la población de vectores para cada uno de los ejemplos se tomó como 30 después de un proceso de prueba y error.

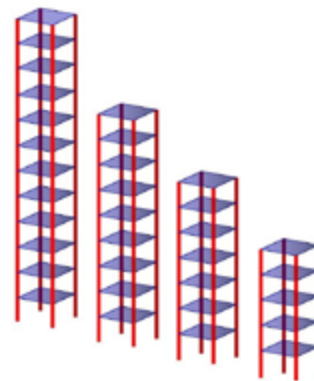


Figura 3. Geometría de las edificaciones analizadas.

Fuente: elaboración propia.

4.2. Estructuras optimizadas

Las tablas 2 a 5 presentan la solución encontrada mediante la metodología propuesta para cada una de las edificaciones analizadas. En dichas tablas, se reporta la configuración de perfiles y la relación de masa del TMD obtenidas para cada uno de los sismos analizados. Así como el diseño final de la estructura a aquella configuración estructuralmente más robusta. Adicionalmente, se hace la optimización del pórtico sin TMD para efectos de comparación con la solución estructural, incluyendo la protección sísmica. Considerando un R=7 para el diseño de esta

estructura. Puede observarse que en función del sismo utilizado las configuraciones estructurales obtenidas pueden variar significativamente, produciendo diferencias en costos mayores al 50%.

En el caso del pórtico de 9 pisos, se observó que es muy susceptible al sismo 3. Dando como resultado una estructura muy robusta. Esta solución podría indicar también que el algoritmo quedó atrapado en un óptimo local. Cabe mencionar que la respuesta obtenida por el algoritmo se puede mejorar si se aumenta el número de ejecuciones y el número de registros sísmicos utilizados a por lo menos 7 de tal forma a utilizar el promedio de la solución. No obstante, lo anterior implica un aumento del costo computacional. Por lo que se deben definir estrategias para manejar este aspecto.

Igualmente, la relación óptima de la masa del TMD no presenta un valor similar independiente de la estructura. Lo cual indica que para diseñar una estructura con TMD en particular, se debe hacer por lo mínimo un proceso iterativo donde se varía tal relación. Respecto a la solución sin TMD, se observa un incremento del costo inicial en la mayoría de los casos. Siendo que para la estructura de 12 pisos no se cumplió con la restricción de derivas máximas, tornando esa solución inviable. Es importante resaltar que el desempeño sísmico de la estructura con TMD sería mejor que el que presenta su correspondiente sin TMD. Teniendo en

cuenta los perfiles y la relación de masa obtenida por medio de la metodología de optimización, en la figura 4 se muestran los desplazamientos máximos generados en edificio de 7 pisos, con la configuración establecida. Así, se puede observar cómo los desplazamientos disminuyen significativamente en un 38% cuando se acopla el TMD a la estructura con una relación de masa de 2.2 %. Obteniendo unos desplazamientos máximos sin TMD de 0.058 m y con TMD de 0.024 m.

En la tabla 6, se muestran los resultados de la relación demanda-capacidad de cada uno de los elementos estructurales (vigas y columnas) y derivas máximas que se obtienen con los perfiles generados en el proceso de optimización para la estructura de 7 pisos con TMD y sin TMD. La intención es corroborar que cumple con las solicitudes impuestas. Como se puede analizar, los perfiles obtenidos para la estructura sin TMD son menores a los de la estructura con TMD. Lo anterior, se debe a que en el proceso de optimización el algoritmo no encuentra una solución viable que satisficiera las restricciones. En este caso la deriva máxima no cumple con la admisible. Por el contrario, la estructura con TMD cumple con todas las restricciones en cuanto a capacidad y desplazamientos permisibles de la estructura. Por lo cual es la solución viable para el problema.

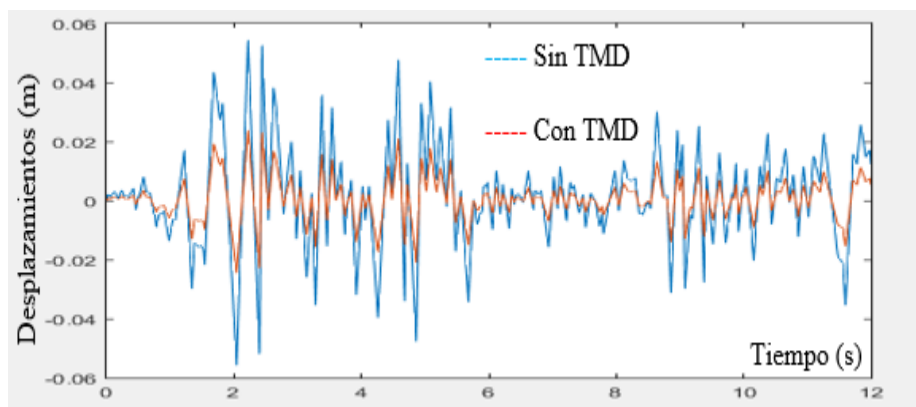


Figura 4. Desplazamientos máximos estructura de 7 pisos con y sin TMD con una relación de masa del 2.1% para el sismo de Lomapieta.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 2. Resultado: edificio de 5 pisos

Variables	Descripción	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Resultado Final	Sin TMD
V1	Viga	W10X30	W8X15	W8X48	W8X48	W6X16
V2	Columna 5-4 piso	W10X30	W10X112	W8X48	W8X48	W21X132
V3	Columna 4-3 piso	W12X50	W10X112	W8X48	W8X48	W21X132
V4	Columna 3-2 piso	W14X74	W10X112	W8X48	W8X48	W21X147
V5	Columna 2-1 piso	W21X93	W10X112	W27X236	W27X236	W27X258
V6	Columna 1-0 piso	W14X193	W21X132	W18X311	W18X311	W33X263
V7	Relación de masa	0.90%	2.80%	2.00%	2.00%	-
	Costo	\$105,386,513	\$132,910,195	\$183,307,317	\$183,307,317	\$177,449,250
		13	95	17	17	50

Fuente: elaboración propia.

Tabla 3. Resultado: edificio de 7 pisos

Variables	Descripción	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Resultado Final	Sin TMD
V1	Viga	W14X132	W16X89	W16X77	W16X77	W21X122
V2	Columna 7-6 piso	W24X207	W18X158	W14X233	W14X233	W21X122
V3	Columna 6-5 piso	W24X207	W36X330	W27X336	W27X336	W21X122
V4	Columna 5-4 piso	W24X207	W36X330	W27X336	W27X336	W21X122
V5	Columna 4-3 piso	W30X292	W36X330	W27X336	W27X336	W21X122
V6	Columna 3-2 piso	W30X292	W36X330	W14X455	W14X455	W12X305
V7	Columna 2-1 piso	W14X398	W24X370	W14X455	W14X455	W24X306
V8	Columna 1-0 piso	W14X398	W24X370	W14X455	W14X455	W24X306
V9	Relación de masa	3.00%	2.00%	2.20%	2.20%	-
	Costo	\$292,632,012	\$395,794,475	\$492,742,919	\$492,742,919	\$365,684,400
		12	75	19	19	00

Fuente: elaboración propia.

Tabla 4. Resultado edificio 9 pisos

Variables	Descripción	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Resultado Final	Sin TMD
V1	Viga	W8X58	W6x16	W10x30	W10x30	W8x15
V2	Columna 9-8 piso	W8X58	W6x16	W18x258	W18x258	W8x15
V3	Columna 8-7 piso	W21X83	W24x162	W18x258	W18x258	W21X147
V4	Columna 7-6 piso	W24X131	W24x162	W33x318	W33x318	W21X147
V5	Columna 6-5 piso	W24X131	W12x252	W33x318	W33x318	W21X147
V6	Columna 5-4 piso	W24X131	W24x279	W33x318	W33x318	W14x176
V7	Columna 4-3 piso	W14x176	W33x354	W33x318	W33x318	W12x336
V8	Columna 3-2 piso	W14x176	W36x361	W33x318	W33x318	W36x395
V9	Columna 2-1 piso	W27x217	W36x361	W33x318	W33x318	W36x395
V10	Columna 1-0 piso	W14x311	W36x361	W14X550	W14X550	W36x395
V11	Relación de masa	1.50%	1.00%	1.10%	1.10%	-
	Costo	\$332,112,493	\$418,301,016	\$661,244,425	\$661,244,425	\$402,577,830
		93	16	25	25	30

Fuente: elaboración propia.

Tabla 5. Resultado edificio 12 pisos

Variables	Descripción	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Resultado Final	Sin TMD
V1	Viga	W8X21	W8X21	W8X15	W8X15	W10X30
V2	Columna 12-11 piso	W8X21	W21X48	W8X15	W8X15	W10X30
V3	Columna 11-10 piso	W10X112	W21X166	W17X77	W17X77	W10X45
V4	Columna 10-9 piso	W10X112	W21X166	W18X211	W18X211	W21X166
V5	Columna 9-8 piso	W18X130	W21X166	W40X294	W40X294	W21X166
V6	Columna 8-7 piso	W24X250	W21X166	W24X306	W24X306	W21X166
V7	Columna 7-6 piso	W33X291	W24X176	W30X326	W30X326	W21X166

V8	Columna 6-5 piso	W33X291	W24X176	W30X326	W30X326	W18X283
V9	Columna 5-4 piso	W12X305	W27X217	W30X326	W30X326	W18X283
V10	Columna 4-3 piso	W33X318	W27X217	W30X326	W30X326	W24X306
V11	Columna 3-2 piso	W33X318	W40X264	W24X335	W24X335	W24X306
V12	Columna 2-1 piso	W30X326	W12X279	W24X335	W24X335	W14X342
V13	Columna 1-0 piso	W36X361	W40X327	W24X335	W24X335	W40X392
V14	Relación de masa	1.50%	1.00%	1.10%	1.10%	-
Costo		\$422,958,054	\$466,981,905	\$483,237,878	\$483,237,878	\$502,914,960

Fuente: elaboración propia.

Tabla 6. Verificación resultados edificio de 7 pisos

Estructura	7 pisos con TMD	7 pisos sin TMD
Viga	0.032	0.05
D/C columnas 7-6 piso	0.0563	0.071
D/C columnas 6-5 piso	0.0577	0.21
D/C columnas 5-4 piso	0.1277	0.28
D/C columnas 4-3 piso	0.1365	0.26
D/C columnas 3-2 piso	0.1376	0.28
D/C columnas 2-1 piso	0.299	0.26
D/C columnas 1-0 piso	0.299	0.26
Deriva máxima (m)	0.024	0.052
Deriva admisible (m)	0.40	0.40

Fuente: elaboración propia.

4.3. Análisis de convergencia

En las figuras 5 y 6 se muestra el proceso de convergencia para 5 ejecuciones de la estructura de 7 y 12 pisos con el sismo del Lomapieta. Se destacan los aspectos a continuación:

- El punto de inicio de cada una de las curvas no es el mismo, debido a que una población inicial de soluciones se genera de forma aleatoria. Con lo cual puede haber presencia de mejores soluciones en una ejecución determinada.
- En todos los casos se observa que la solución mejora con el proceso de optimización, llegando a obtener en todas las ejecuciones soluciones que satisfacen todas las restricciones.
- En algunos tramos de las distintas gráficas de convergencia se presentan períodos prolongados de generaciones, donde el algoritmo se queda atrapado sin generar una mejor solución. Se deben introducir mejoras en el algoritmo que permitan hacer refinamientos locales de la mejor solución, mientras se avanza en el proceso de optimización.



Figura 5. Resultados del edificio de 7 pisos con el sismo de Lomapieta.

Fuente: elaboración propia.

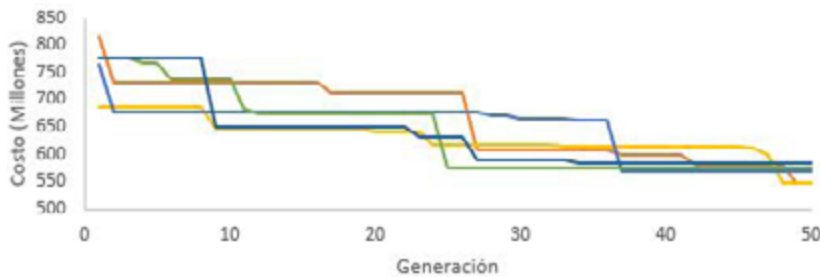


Figura 6. Resultados del edificio de 12 pisos con el sismo de Lomapieta.

Fuente: elaboración propia.

4.4. Análisis de robustez del algoritmo

Tomando los valores de 10 ejecuciones para el edificio de 7 y 9 pisos, corridos con el sismo del El Centro, se sacó la media y la desviación estándar. En la tabla 7 se muestran los resultados. Se puede observar que la desviación estándar que hay entre todas las ejecuciones es de una magnitud baja en comparación con los costos de toda la estructura. Ello hace al algoritmo que converja de buena forma y su robustez sea buena. Sin embargo, en el peor caso, se tiene una diferencia de más de 100 millones de pesos entre el costo de la mejor y peor ejecución. Lo cual muestra la importancia de que se realicen diversas ejecuciones del algoritmo. Del mismo modo, se pueden añadir otras características al algoritmo que permitan una mayor robustez.

Tabla 7. Estadísticas del desempeño del algoritmo para las 10 ejecuciones

Edificio	7 pisos	9 pisos
Max. costo	\$ 571,501,575	\$ 779,973,031
Min. costo	\$ 492,742,818	\$ 661,244,425
Media	\$ 524.616.310	\$ 730,239,528
Desviación	\$ 31,822,116	\$ 53,025,872
Sismo	Centro	Centro

Fuente: elaboración propia.

4.5. Costo computacional

Debido al costo computacional y el número de ejemplos que se corrieron, se hicieron edificios de una luz en ambas direcciones. Ya que al aumentarle una luz más en ambos sentidos, incrementa el tiempo de corrida para el algoritmo en gran medida. Estos tiempos se aplican para una máquina Core I7 con 8GB de memoria Ram. Este aspecto aún requiere de atención con el fin de disminuir la exigencia computacional que se origina en la

necesidad de realizar análisis dinámico cronológico lineal.

Tabla 8. Tiempo de costo computacional en minutos para cada ejemplo (1 ejecución)

Estructura	Sismo 1 T(min)	Sismo 2 T(min)	Sismo 3 T(min)
5P	28.30	26.90	28.80
7P	31.60	29.50	39.50
9P	40.60	41.90	43.80
12P	57.10	50.20	60.60

Fuente: elaboración propia.

4.6. Efectos del tamaño de la población

La población de individuos en los problemas de optimización juega un papel importante, pues de esta dependen las mejores respuestas. Es decir que entre más individuos se creen en cada generación, hay más posibilidades de obtener una mejor respuesta. En general, existe un límite sobre el cual la mejora de la respuesta no es apreciable con un incremento de la población, pero sí hay un incremento en el costo computacional.

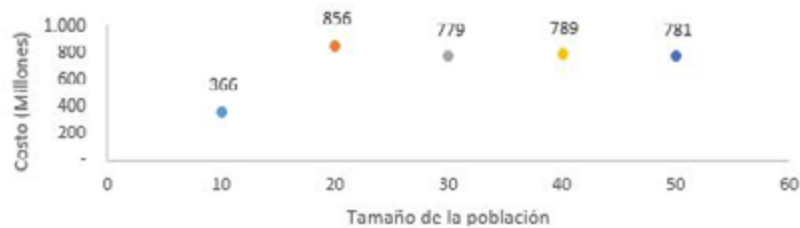


Figura 7. Comparación de población de individuos, edificio de 7 pisos.

Fuente: elaboración propia.

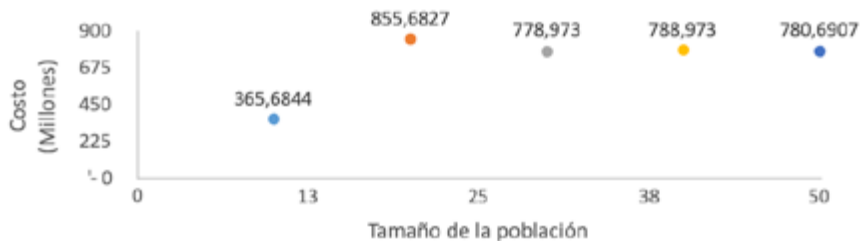


Figura 8. Comparación de población de individuos, edificio de 9 pisos.

Fuente: elaboración propia.

En las figuras 7 y 8 se muestran los resultados del proceso de optimización para las edificaciones de 7 y 9 pisos, respectivamente, cuando se varía el número de vectores de la población. En ambos casos, para poblaciones de 10 individuos se obtienen respuestas que, aparentemente, son económicas pero que no cumplen con todas las restricciones. Por lo tanto, no pueden ser consideradas como

viabiles. Se puede considerar entonces que se puede utilizar un número de vectores de 30 para los edificios. Dado que al aumentar el número se consigue solo una reducción en el costo baja (aproximadamente 5% en el mejor de los casos). Es importante anotar que las cifras reportadas en las figuras 7 y 8 no son absolutas dada la naturaleza estocástica del problema.

5. Conclusiones

Se desarrolló una metodología, que cumple con los requisitos normativos de la NSR-10 en cuanto a capacidad, desplazamientos, ductilidad, esbeltez (sección y longitud del elemento), para la optimización del diseño de pórticos de acero resistentes a momento que incorporan amortiguadores de masa sintonizada. La característica más importante de la metodología propuesta es que simultáneamente se están optimizando los perfiles de la estructura principal y las propiedades del TMD en cuanto a la masa, rigidez y amortiguamiento. Se utilizó como herramienta de optimización al Algoritmo de Evolución Diferencial. El cual se modificó de su versión original en dos aspectos para mejorar sus características de convergencia. Se adicionaron características para la auto-adaptación de los parámetros del algoritmo. Siendo que el usuario solo debe definir el tamaño de la población debido a que depende del tamaño del espacio de búsqueda. Este parámetro presenta un valor para el cual poblaciones mayores no mejoran los resultados, así como el problema del aumento en el costo computacional. Se utilizó una característica multimodal debido a que, como se observa en los resultados, diferentes configuraciones estructurales pueden tener un costo similar.

Con respecto a las configuraciones estructurales encontradas, se observa que al aumentar la masa del TMD, se ve una mejoría en la reducción de los desplazamientos. Razón por la que este modifica el comportamiento dinámico de la estructura ante un evento sísmico. Sin embargo, si la masa aumenta en gran medida, la solución puede mejorar en cuanto a los desplazamientos, pero el costo de la edificación va a aumentar, siendo menos competitiva. Según los resultados obtenidos, se observó que las configuraciones de los perfiles obtenidos varían de acuerdo con la señal sísmica utilizada. Por ende, se recomienda realizar otras iteraciones modificando la señal sísmica.

Referencias

- [1] L.F. Fadel-Miguel, R. Holdorf-Lopez, L.F. Fadel-Miguel *et al.*, (2016, febr.). “A Novel Approach to The Optimum Design of MTMDS Under Seismic Excitations,” *Structural Control and Health Monitoring*. [Internet]. Vol. 23, n. °11, pp. 1290-1313. DOI: <https://doi.org/10.1002/stc.1845>.
- [2] L. Young-Rak, K. Hyun-Su y K. Joo-Wong, (2020, nov.). “Seismic Response Control Performance Evaluation of Tuned Mass Dampers for a Retractable-Roof Spatial Structure”, *International Journal of Steel Structures*. [Internet]. Vol. 21 n. °1, pp. 213-224. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13296-020-00431-4>.
- [3] G. Espinoza, F. Benedetti, P. Alvarez-Mendoza *et al.*, (2018, jul.). “Influence of The Seismic Excitation Frequencies Content on The Behavior of a Tuned Mass Damper in Low-Rise Building Considering Soil-Structure Interaction”. *Latin American Journal of Solids and Structures*. [Internet]. Vol. 15, n. °8, pp. 1-75. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/1679-78254868>.
- [4] E. Barros, C. Mouninho y R. Barros, “The use of TMD’s with heavy mass to mitigate the seismic response of structures” en *3rd ECCOMAS thematic conference*, Corfu, Grecia, 2011.
- [5] T. Nakai, H. Kurino, T. Yaguchi *et al.*, (2019, jun.). “Control Effect of Large Tuned Mass Damper Used For seismic Retrofitting of Existing High-Rise Building”. *Japan Architectural Review*. [Internet]. Vol. 2, n. °3, pp. 269-286. Disponible en DOI: <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12100>.
- [6] C.C. Chang, “Mass dampers and their optimal designs for building vibration control”, *Engineering Structures*, [Internet]. vol. 21, n. °5, pp. 454-463, Mayo, 1999, DOI: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00213-7](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00213-7).
- [7] A. Kaveh, S. M. Javadi y R. Mahdipour-Moghanni, (2020, nov.). “Optimal Structural Control of Tall Buildings Using Tuned Mass Dampers Via Chaotic Optimization algorithm”, *Structures*. [Internet]. Vol. 28, n.° 3, pp. 2704-2713. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.is-truc.2020.11.002>.
- [8] M. Khazaei, R. Vahdani & A. Kheyroddin, (2020, sept.). “Optimal Location of Multiple Tuned Mass Dampers in Regular and Irregular Tall Steel Buildings Plan”. *Shock and Vibration*. [Internet]. Vol. 2020. DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/9072637>.

- [9] D. Caicedo, L. Lara-Valencia, J. Blandon *et al.*, (2021, febr.). “Seismic Response of High-Rise Buildings Through Metaheuristic-Based, Optimization Using Tuned Mass Dampers and Tuned Mass Dampers Inerter”, *Journal of Building Engineering*. [Internet]. Vol. 34. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101927>.
- [10] S. Soheili, H. Zoka y M. Abachizadeh, (2020, nov.). “Tuned Mass Dampers for The Drift Reduction of Structures with Soil Effects Using Ant Colony Optimization”. *Advances in Structural Engineering*. [Internet]. Vol. 24, n.º 4, p. 771-783. Disponible en DOI: <https://doi.org/10.1177/1369433220969023>.
- [11] Bassotti, R. y D. Ambrosini, “Sobre la utilización de amortiguadores de masa sintonizados en la provincia de Mendoza”, *Mecánica computacional*, vol. 26, n.º 27, pp. 2321-2340, 2007, nov.
- [12] R. Storn y K. Price, (1997, dic.). “Differential Evolution: A Simple and Efficient Heuristic for Global Optimization Over Continuous Spaces”, *Journal of global optimization*. [Internet]. Vol. 11, n.º 4, pp. 341-359. DOI: <https://doi.org/10.1023/A:1008202821328>.
- [13] AIS. *Reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes*, Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.
- [14] J.J Liang, B.Y. Qu, X.B. Mao *et al.*, (2014, ag.). “Differential Evolution Based on Fitness Euclidean-Distance Ratio for Multimodal Optimization”, *Neurocomputing*. [Internet]. Vol. 137, n.º 5, pp. 252-260. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.neucom.2013.03.069>.
- [15] J. Brest, A. Zamuda, B. Bošković *et al.*, (2008, en.). “An Analysis of the Control Parameters’ Adaptation in DE”, *Advances in differential evolution*. [Internet]. Vol. 143, pp. 89-110. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-540-68830-3_3
- [16] J. Meza y D. Manrique. “Evaluación técnica y de costos del uso de sistemas de control pasivo de respuesta sísmica en instituciones hospitalarias: Caso de estudio aplicado a una estructura regular de siete pisos de altura ubicada en zona de amenaza sísmica intermedia”, tesis de maestría, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, 2017. Legis. *Revista Construdata*, Bogotá: Legis, 2017.

