

Eficiencia de la Técnica de Acoplamiento Estructural en la Reducción de las Respuestas Dinámicas de Edificios Vecinos

Efficiency of the Structural Coupling Technique in Reducing Dynamic Responses of Neighboring Buildings

Luis Alejandro Pérez Peña⁺  y Andrea Nataly Peña Peña^{*} 

⁺ Departamento de Tecnología, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasil

^{*} Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidade de Brasília (UnB), Campus Universitario Darcy Ribeiro, Brasil

Abstract. Impacts between adjacent high-rise buildings during major earthquakes have historically resulted in significant damage and loss of life. To mitigate these risks, Structural Coupling, a novel control technique, has been proposed in recent decades. This technique leverages the principle that connecting structures with coupling devices enhances their ability to dissipate vibrational energy. By doing so, it is possible to control the dynamic responses of both buildings simultaneously. This study numerically evaluates the effectiveness of structural coupling using a passive control system comprising a spring and a linear damper. Two adjacent multi-degree-of-freedom structures with known physical and mechanical properties were considered. The optimal mechanical properties and location of the connection system were determined using the Particle Swarm Optimization (PSO) method. The dynamic responses of the coupled and uncoupled systems were compared after calculating the optimal parameters. This comparison aimed to assess the advantages and disadvantages of the proposed technique and the efficacy of the connection element. Acceleration records from the El Centro, Kobe, and Northridge earthquakes were used as seismic excitations to simulate the buildings' vibrational responses. The results demonstrated that a viscous damper, characterized by zero stiffness and non-zero damping, can significantly reduce structural responses. All analyses were conducted using the GNU Octave software.

Keywords. Structural control; coupled building; seismic analysis.

Resumen. Los impactos entre dos edificios altos adyacentes durante grandes terremotos han causado daños significativos y pérdidas humanas considerables en el pasado. Con el fin de mitigar estos eventos, en las últimas décadas se ha propuesto una novedosa técnica de control conocida como Acoplamiento Estructural. Esta técnica se basa en el principio de que una estructura puede disipar energía vibratoria de manera más eficiente cuando está conectada a otra a través de dispositivos de acoplamiento. De esta manera, es posible controlar de forma simultánea las respuestas dinámicas de ambas edificaciones. Este trabajo tiene como objetivo evaluar numéricamente la efectividad del acoplamiento estructural utilizando un sistema de control pasivo compuesto por un resorte y un amortiguador lineal. Para ello, se consideraron dos estructuras adyacentes de múltiples grados de libertad con propiedades físicas y mecánicas conocidas. Es importante destacar que las propiedades mecánicas del sistema de conexión, así

* e-mail: alejandrop@unb.br

como su ubicación óptima, se determinaron usando el método de optimización por Enjambre de Partículas (*Particle Swarm Optimization method* – PSO). Una vez calculados los parámetros óptimos, se compararon las respuestas dinámicas de los sistemas acoplados y no acoplados. De esta manera, se evaluaron las ventajas y desventajas de la técnica propuesta, así como la eficacia del elemento de conexión. Los registros de aceleración correspondientes a los terremotos de El Centro, Kobe y Northridge se utilizaron como excitación sísmica para simular la respuesta vibratoria de los edificios. Los resultados obtenidos mostraron que un dispositivo de acoplamiento con rigidez nula y amortiguamiento distinto de cero, es decir, un amortiguador viscoso, puede reducir de manera significativa las respuestas en las estructuras. Todos los análisis se realizaron utilizando el programa GNU Octave.

Palabras Claves. Control estructural; edificación acoplada; análisis sísmico.

Como citar. L. A. Pérez Peña y A. N. Peña Peña, Eficiencia de la Técnica de Acoplamiento Estructural en la Reducción de las Respuestas Dinámicas de Edificios Vecinos. *Jou. Cie. Ing.*, vol. 17, no. 1, pp. 24-35, 2025. doi:10.46571/JCI.2025.1.3

Recibido: 10/12/2024 **Revisado:** 15/03/2025 **Aceptado:** 30/03/2025

1. Introducción

Las estructuras civiles deben resistir cargas dinámicas, como terremotos y vientos, que pueden causar movimientos vibratorios perjudiciales. Para proteger los edificios y evitar pérdidas humanas, se ha estudiado ampliamente el control estructural. Una técnica prometedora es el acoplamiento estructural, que consiste en conectar edificios mediante dispositivos de control. Esta técnica se basa en el principio de que una estructura puede absorber y disipar vibraciones de manera más eficiente cuando está conectada a otra mediante dispositivos de acoplamiento, con el fin de proporcionar fuerzas de control de reacción adecuadas. De esta manera, es posible controlar las respuestas dinámicas de ambas edificaciones simultáneamente.

Desde los años 70 [1], se han explorado diversos enfoques para el acoplamiento estructural, utilizando estrategias de control pasivo, semiactivo y activo. Estudios analíticos y experimentales han demostrado la viabilidad de esta técnica, aunque su eficacia depende de factores como las características de los edificios, tales como el número de pisos, la masa y la rigidez de estos, así como las propiedades del dispositivo de conexión [2]- [20].

Este trabajo tiene como objetivo evaluar numéricamente la eficacia de un sistema de control pasivo, compuesto por un resorte y un amortiguador, como elemento de conexión para reducir las vibraciones entre dos edificaciones vecinas. Estas estructuras se idealizan como modelos tipo Shear Frame o marcos cortantes, ampliamente utilizados para analizar el comportamiento de sistemas sometidos a cargas laterales.

Para lograr este propósito, se evaluará el comportamiento dinámico de dos edificaciones vecinas con masas y rigideces por piso idénticas. La principal diferencia entre ambas estructuras radica en su altura, lo que resultará en diferentes matrices de masa, amortiguamiento y rigidez.

Empleando el software GNU Octave, se llevó a cabo un análisis numérico en dos etapas. En la primera, se realizó un estudio de optimización utilizando el método de Enjambre de Partículas (*Particle Swarm Optimization* – PSO) para determinar la ubicación óptima del elemento de conexión y sus propiedades mecánicas. En la segunda etapa, se compararon las respuestas dinámicas de los modelos acoplados y no acoplados para evaluar la efectividad de la técnica de acoplamiento estructural. Cabe destacar que en ambas etapas se utilizaron los registros de aceleración de los terremotos de El Centro, Kobe y Northridge para simular la respuesta sísmica de las estructuras.

2. Formulación Matemática

En la Figura 1 se muestra el modelo tipo *shear frame* o marco cortante utilizado en este trabajo. Este enfoque considera únicamente los desplazamientos horizontales en los nodos,

que representan las conexiones entre vigas y columnas, mientras se omiten otros modos de deformación, como la torsión y la deformación axial. Las columnas se modelan como elementos flexibles capaces de deformarse ante fuerzas laterales, asumiendo que son las principales responsables de resistir los esfuerzos de corte y rotación. Por otro lado, las vigas se consideran rígidas en comparación con las columnas, lo que garantiza que los desplazamientos horizontales sean uniformes a lo largo de su longitud.

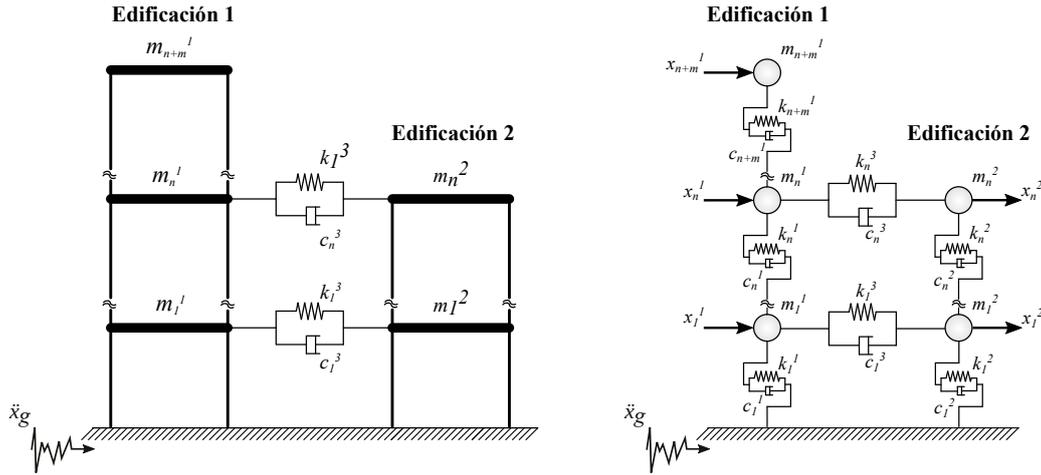


Figura 1: Sistema acoplado con múltiples grados de libertad.

La ecuación de movimiento del sistema acoplado de la Figura 1, cuando se somete a una aceleración sísmica en la base $\ddot{x}_g(t)$, es:

$$\mathbf{M}_{ee}\ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t) + (\mathbf{C}_{ee} + \mathbf{C}^3)\dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) + (\mathbf{K}_{ee} + \mathbf{K}^3)\mathbf{x}_{ee}(t) = -\mathbf{M}_{ee}\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

donde \mathbf{M}_{ee} , \mathbf{C}_{ee} y \mathbf{K}_{ee} son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema acoplado, respectivamente; \mathbf{C}^3 y \mathbf{K}^3 son las matrices que contienen los coeficientes de amortiguamiento y rigidez del sistema de conexión; $\mathbf{x}_{ee}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$ y $\ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$ son los vectores que contienen los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de las dos estructuras con respecto al suelo.

Las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento, \mathbf{M}_{ee} , \mathbf{C}_{ee} y \mathbf{K}_{ee} , de la estructura acoplada se definen de la siguiente manera:

$$\mathbf{M}_{ee} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{(n+m,n+m)}^1 & \mathbf{0}_{(n+m,n)} \\ \mathbf{0}_{(n,n+m)} & \mathbf{m}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{C}_{ee} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{(n+m,n+m)}^1 & \mathbf{0}_{(n+m,n)} \\ \mathbf{0}_{(n,n+m)} & \mathbf{c}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\mathbf{K}_{ee} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^1 & \mathbf{0}_{(n+m,n)} \\ \mathbf{0}_{(n,n+m)} & \mathbf{k}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

donde \mathbf{m}^j , \mathbf{c}^j y \mathbf{k}^j son las matrices diagonales de masa, amortiguamiento interno y rigidez del j -ésimo edificio y que pueden expresarse como:

$$\mathbf{m}^j = \begin{bmatrix} m_1^j & & \\ & \ddots & \\ & & m_i^j \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{c}^j = \begin{bmatrix} c_1^j + c_2^j & -c_2^j & & & & \\ -c_2^j & c_2^j + c_3^j & -c_3^j & & & \\ & -c_3^j & \ddots & & & \\ & & & -c_{i-1}^j & c_{i-1}^j + c_i^j & -c_i^j \\ & & & & -c_i^j & c_i^j \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\mathbf{k}^j = \begin{bmatrix} k_1^j + k_2^j & -k_2^j & & & & \\ -k_2^j & k_2^j + k_3^j & -k_3^j & & & \\ & -k_3^j & \ddots & & & \\ & & & -k_{i-1}^j & k_{i-1}^j + k_i^j & -k_i^j \\ & & & & -k_i^j & k_i^j \end{bmatrix} \quad (7)$$

m_i^j , c_i^j y k_i^j son los valores de masa, amortiguamiento y rigidez del i -ésimo piso del j -ésimo edificio. La matriz que contiene los coeficientes de amortiguamiento del sistema de conexión \mathbf{C}^3 se escribe:

$$\mathbf{C}^3 = \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{c}}_{(n+m,n+m)}^1 & -\hat{\mathbf{c}}_{(n+m,n)} \\ -\hat{\mathbf{c}}_{(n,n+m)} & \hat{\mathbf{c}}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

donde:

$$\hat{\mathbf{c}}_{(n+m,n+m)}^1 = \begin{bmatrix} c_1^3 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & c_n^3 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & 0 \end{bmatrix} \quad \hat{\mathbf{c}}_{(n,n)}^2 = \begin{bmatrix} c_1^3 & & \\ & \ddots & \\ & & c_n^3 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\hat{\mathbf{c}}_{(n,n+m)} = \begin{bmatrix} c_1^3 & & \cdots & 0 \\ & \ddots & & 0 \\ & & c_n^3 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \quad \hat{\mathbf{c}}_{(n+m,n)} = \begin{bmatrix} c_1^3 & & \\ & \ddots & \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

Donde c_n^3 es el coeficiente de amortiguamiento del n -ésimo elemento de conexión. La matriz que contiene los coeficientes de rigidez de ese elemento, \mathbf{K}^3 , tiene la forma mostrada en la ecuación 11, donde las matrices $\hat{\mathbf{k}}^1$ y $\hat{\mathbf{k}}^2$ son obtenidas reemplazando los coeficientes de amortiguamiento c_n^3 de la ecuación 9 por los coeficientes de rigidez correspondientes k_n^3 .

$$\mathbf{K}^3 = \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{k}}_{(n+m,n+m)}^1 & -\hat{\mathbf{k}}_{(n+m,n)} \\ -\hat{\mathbf{k}}_{(n,n+m)} & \hat{\mathbf{k}}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} \quad (11)$$

En general, para la formulación y resolución de problemas de control, se emplea la representación de la ecuación de movimiento del sistema (Ecuación 1) en formato de espacio de estados (Ecuación 12), gracias a su eficacia para describir y analizar sistemas dinámicos de manera eficiente.

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{E}\ddot{\mathbf{x}}_g(t) \\ \mathbf{y}(t) = \mathbf{C}_y\mathbf{z}(t) \end{cases} \quad (12)$$

En la ecuación anterior, $\dot{\mathbf{z}}(t)$ representa el estado del sistema estructural, que incluye la velocidad relativa y las respuestas de aceleración de los dos edificios, $\mathbf{z}(t)$ es el vector de estado, \mathbf{A}

corresponde a la matriz del sistema de estado y \mathbf{E} la matriz de entrada de perturbaciones. Los detalles de cada vector y matriz se muestran a continuación:

$$\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix} \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad \mathbf{E} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{1} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Obtenido el vector de estado $\mathbf{z}(t)$ y utilizando la matriz de salida \mathbf{C}_y (Ecuación 14) en la Ecuación 12, se obtiene el vector $\mathbf{y}(t)$ (Ecuación 15) que contiene las respuestas en términos de desplazamiento y velocidad relativa al suelo, así como la aceleración absoluta de las dos edificaciones.

$$\mathbf{C}_y = \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ee} & -\mathbf{M}_{ee}^{-1}\mathbf{C}_{ee} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\mathbf{y}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_{ee}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) \\ \ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t) \end{Bmatrix} \quad (15)$$

Además de las variables de estado, en este trabajo se considera una variable de salida diferente: las derivas inter-piso. Estas derivas son los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos del mismo edificio y se definen como:

$$\begin{cases} \Delta_1^j = x_1^j(t) \\ \Delta_i^j = x_i^j(t) - x_{i-1}^j(t), \quad 1 < i < n_j \end{cases} \quad (16)$$

donde Δ_1^j y n_j representan la deriva inter-piso y el número de pisos del j -ésimo edificio. Así, para obtener el vector de derivas \mathbf{y}_d usando la Ecuación 12, se usa la matriz de salida \mathbf{C}_y mostrada en la Ecuación 17.

$$\mathbf{C}_y = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_{n+m,n+m}^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{Q}_{n,n}^2 & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad \mathbf{Q}^j = \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ -1 & 1 & & & & \\ & -1 & 1 & & & \\ & & \ddots & \ddots & & \\ & & & & -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad 1 \leq j \leq 2 \quad (17)$$

$$\mathbf{y}_d = [\Delta_1^1(t) \quad \cdots \quad \Delta_{n+m}^1(t) \quad \Delta_1^2(t) \quad \cdots \quad \Delta_n^2(t)]^T \quad (18)$$

3. Análisis Numéricos

El sistema estructural estudiado en este trabajo se ilustra en la Figura 2. Las propiedades físicas y mecánicas del Edificio 1 ($j = 1$) y del Edificio 2 ($j = 2$) están enumeradas en la Tabla 1. Cabe destacar que las matrices de amortiguamiento de ambas estructuras se calcularon utilizando el método de amortiguamiento de Rayleigh, estableciendo un 2% de amortiguamiento relativo en los primeros y últimos modos de vibración correspondientes.

Tabla 1: Datos iniciales de las edificaciones del modelo numérico

	n_j	$h^j[m]$	$m^j[kg]$	$k^j[Nm^{-1}]$
Edificación 1	3	3.0	1.20×10^6	2.40×10^9
Edificación 2	6	3.0	1.20×10^6	2.00×10^9

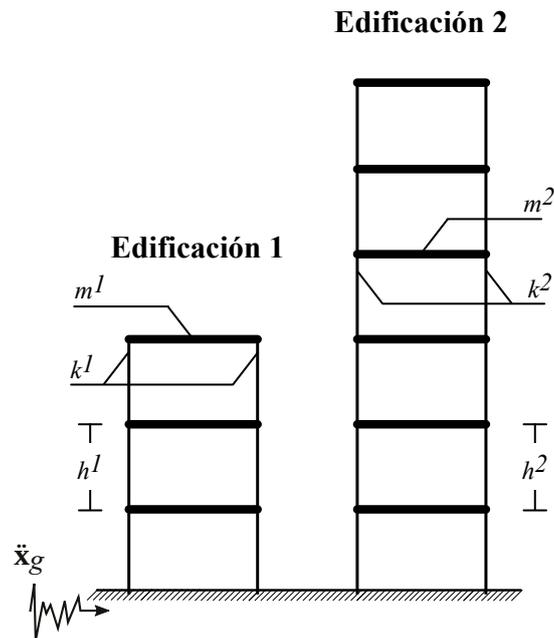


Figura 2: Modelo numérico.

3.1. Primera Etapa

En esta etapa, los edificios vecinos mostrados en la Figura 2 fueron conectados mediante un dispositivo de conexión compuesto por un resorte y un amortiguador. Considerando el número y la ubicación de los dispositivos de conexión, se analizaron siete configuraciones diferentes, mostradas esquemáticamente en la Figura 3. Los casos (a)–(f) corresponden a configuraciones semi-acopladas (no todos los pisos están conectados), mientras que el caso (g) representa un sistema totalmente acoplado.

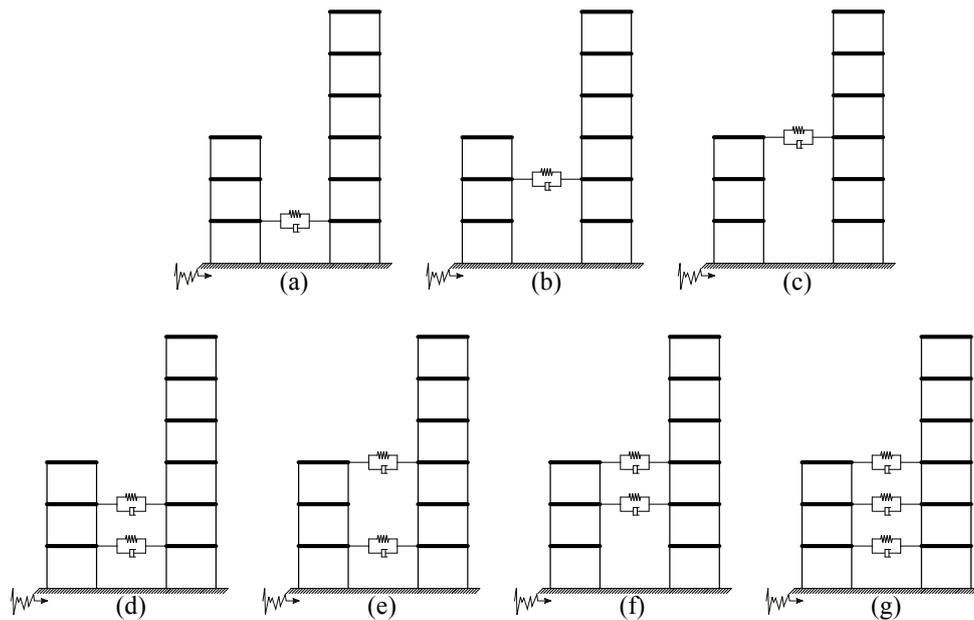


Figura 3: Configuraciones de acoplamiento pasivo.

Con el objetivo de encontrar la configuración óptima de la Figura 3, se realizó un análisis de optimización variando los valores de rigidez (k^3) y amortiguamiento (c^3) del elemento de conexión en un rango de 0 a $30 \times 10^6 \text{ Nm}^{-1}$ y $30 \times 10^6 \text{ Nsm}^{-1}$, respectivamente, valores que se corresponden con las propiedades típicas de amortiguadores comerciales. Para llevar a cabo este análisis, se empleó el método de Enjambre de Partículas (PSO), una metaheurística propuesta por Kennedy y Eberhart [21]. Dado que GNU Octave no cuenta con una implementación nativa de PSO, se desarrolló una implementación personalizada para minimizar la función objetivo definida en la Ecuación 19, la cual busca reducir al mínimo la máxima deriva inter-piso de ambos edificios.

$$f_{\text{objetivo}} = \max(\Delta_i^1(t))^2 + \max(\Delta_i^2(t))^2 \quad (19)$$

La Figura 4 muestra los valores de las funciones objetivo obtenidos en el proceso de optimización y para cada configuración mostrada en la 3. Ya la Tabla 2 muestra los valores óptimos para los coeficientes k^3 y c^3 .

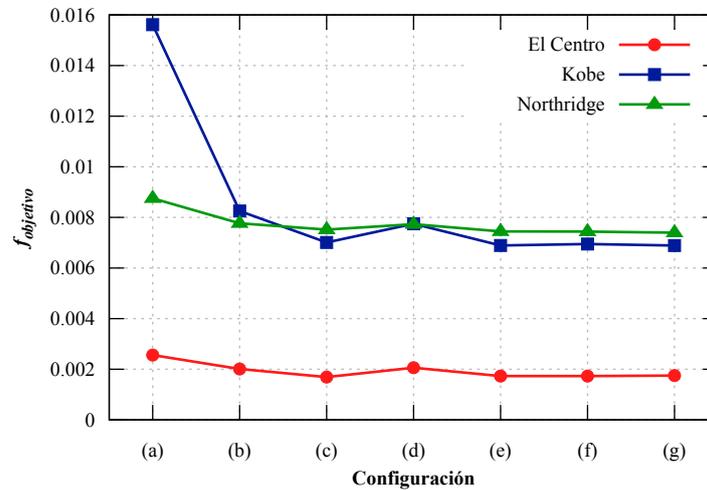


Figura 4: Valores de las funciones objetivo obtenidos con el método PSO.

Tabla 2: Valores óptimos de c^3 y k^3 obtenidos con el método PSO.

2*Config.	El Centro		Kobe		Northridge	
	$c^3 \text{ [Nsm}^{-1}\text{]}$	$k^3 \text{ [Nm}^{-1}\text{]}$	$c^3 \text{ [Nsm}^{-1}\text{]}$	$k^3 \text{ [Nm}^{-1}\text{]}$	$c^3 \text{ [Nsm}^{-1}\text{]}$	$k^3 \text{ [Nm}^{-1}\text{]}$
(a)	30×10^6	$15,9 \times 10^{-7}$	30×10^6	$37,7 \times 10^{-4}$	30×10^6	$33,1 \times 10^{-4}$
(b)	30×10^6	$25,9 \times 10^{-7}$	30×10^6	$47,3 \times 10^{-4}$	30×10^6	$10,1 \times 10^{-4}$
(c)	$22,2 \times 10^6$	$95,9 \times 10^{-7}$	$25,7 \times 10^6$	$37,7 \times 10^{-4}$	$22,7 \times 10^6$	$33,1 \times 10^{-4}$
(d)	$21,3 \times 10^6$	$15,9 \times 10^{-7}$	30×10^6	$37,7 \times 10^{-4}$	$27,6 \times 10^6$	$23,8 \times 10^6$
(e)	$21,2 \times 10^6$	$35,5 \times 10^{-7}$	$21,9 \times 10^6$	$37,7 \times 10^{-4}$	$25,6 \times 10^6$	$33,1 \times 10^{-4}$
(f)	$13,4 \times 10^6$	$55,3 \times 10^{-7}$	$17,4 \times 10^6$	$47,3 \times 10^{-4}$	$17,5 \times 10^6$	$30,0 \times 10^6$
(g)	$12,0 \times 10^6$	$85,6 \times 10^{-7}$	$15,4 \times 10^6$	$47,3 \times 10^{-4}$	$18,5 \times 10^6$	$16,9 \times 10^6$

La Figura 4 revela que el Caso (a) presenta los valores más elevados de la función objetivo para los tres eventos sísmicos evaluados. Por otro lado, se observa una escasa variación en los valores de la función objetivo al comparar los Casos (c) a (g), lo que sugiere que incrementar el número de amortiguadores no conlleva una mejora sustancial en la protección sísmica, corroborando los hallazgos de estudios previos (citar). En consecuencia, se concluye que la configuración óptima

corresponde al Caso (c), donde se requiere un único dispositivo de conexión ubicado en el nivel superior de la estructura menor. La Tabla 2 muestra que el valor ideal de rigidez para el elemento de conexión k^3 tiende a cero. En cambio, el amortiguamiento c^3 presentó valores iniciales elevados que disminuyeron progresivamente a medida que se incrementó el número de elementos. En base a estos datos, se concluye que, para el modelo analizado, un amortiguador viscoso es la solución más adecuada, dada su capacidad para disipar energía sin alterar significativamente las características dinámicas de la estructura. Estos hallazgos son consistentes con estudios realizados previamente [3, 11, 15].

3.2. Segunda Etapa

En esta etapa, se analizó el caso ideal considerado en la etapa anterior (Caso (c)) con sus respectivos valores óptimos c^3 (Tabla 2). Se calcularon las respuestas máximas de desplazamientos, derivas, velocidades y aceleraciones para ambos sistemas (acoplado y desacoplado) bajo la acción de los tres registros sísmicos. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3, donde los valores indicados entre paréntesis corresponden a las mayores respuestas dinámicas registradas para el sistema acoplado. Para facilitar la interpretación, las Figuras 5 a la 8 muestran los valores máximos por piso de ambas edificaciones así como el diagrama de derivas. Ya en la Tabla 4 se presentan los valores de reducción en términos porcentuales.

Tabla 3: Respuestas máximas absolutas de los modelos acoplado y desacoplado del Caso (c)

2*Sismo	2*Edificación	Valores Máximos Absolutos			
		$x_{max}[m]$	$\dot{x}_{max}[ms^{-1}]$	$\ddot{x}_{max}[ms^{-2}]$	$\Delta_{max}[m]$
2*El centro	1	0.029(0.027)	0.624(0.385)	10.882(6.619)	0.014(0.011)
	2	0.1(0.078)	1.014(0.919)	10.983(10.354)	0.024(0.016)
2*Kobe	1	0.074(0.05)	1.353(0.774)	29.338(12.226)	0.034(0.02)
	2	0.296(0.147)	2.81(1.659)	32.356(17.457)	0.067(0.037)
2*Northridge	1	0.117(0.063)	2.367(1.111)	46.102(20.385)	0.052(0.026)
	2	0.128(0.122)	1.445(1.845)	19.475(25.378)	0.033(0.035)

Tabla 4: Porcentaje de reducción de las respuestas máximas de los modelos acoplado y desacoplado del Caso (c)

2*Sismo	2*Edificación	Reducción			
		$x[\%]$	$\dot{x}[\%]$	$\ddot{x}[\%]$	$\Delta[\%]$
2*El centro	1	6.6 %	38.3 %	39.2 %	22.5 %
	2	22.2 %	9.4 %	5.7 %	36.5 %
2*Kobe	1	33.0 %	42.8 %	58.3 %	41.4 %
	2	50.5 %	41.0 %	46.0 %	45.3 %
2*Northridge	1	46.2 %	53.1 %	55.8 %	49.9 %
	2	4.6 %	-27.7 %	-30.3 %	-5.0 %

En las Tablas 3 y 4, así como en las Figuras 5 a la 7, se puede observar que, para el sismo de Kobe, las respuestas dinámicas de ambas edificaciones se redujeron de manera significativa al estar acopladas. En el caso del sismo de El Centro, también se evidenció una disminución en los valores de las respuestas, siendo las aceleraciones las que experimentaron la mayor reducción. Un

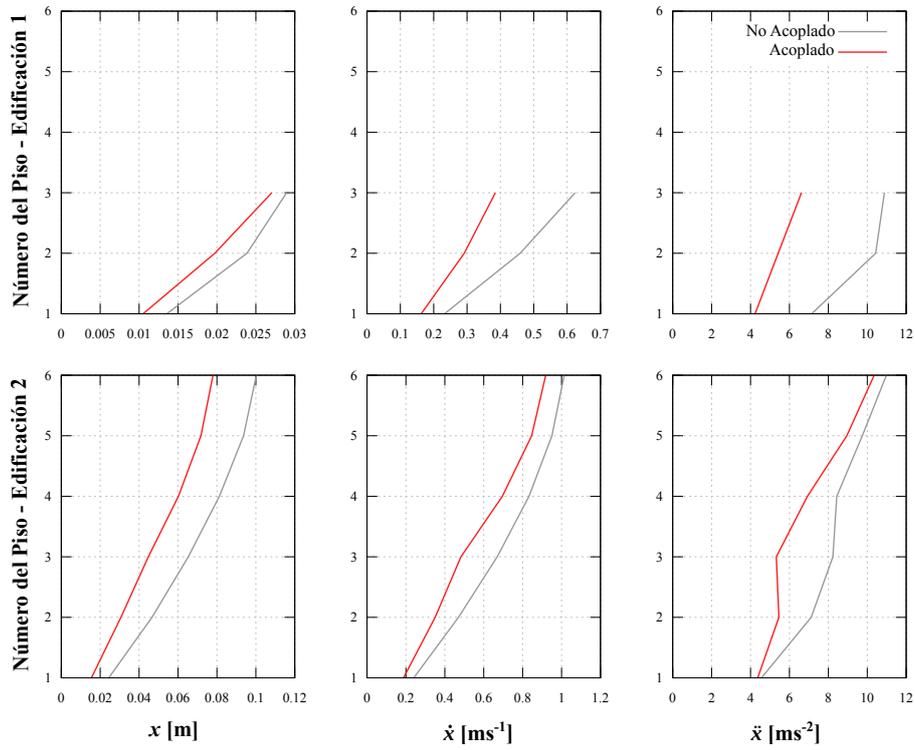


Figura 5: Valores máximos en cada piso, obtenidos bajo la excitación sísmica de El Centro.

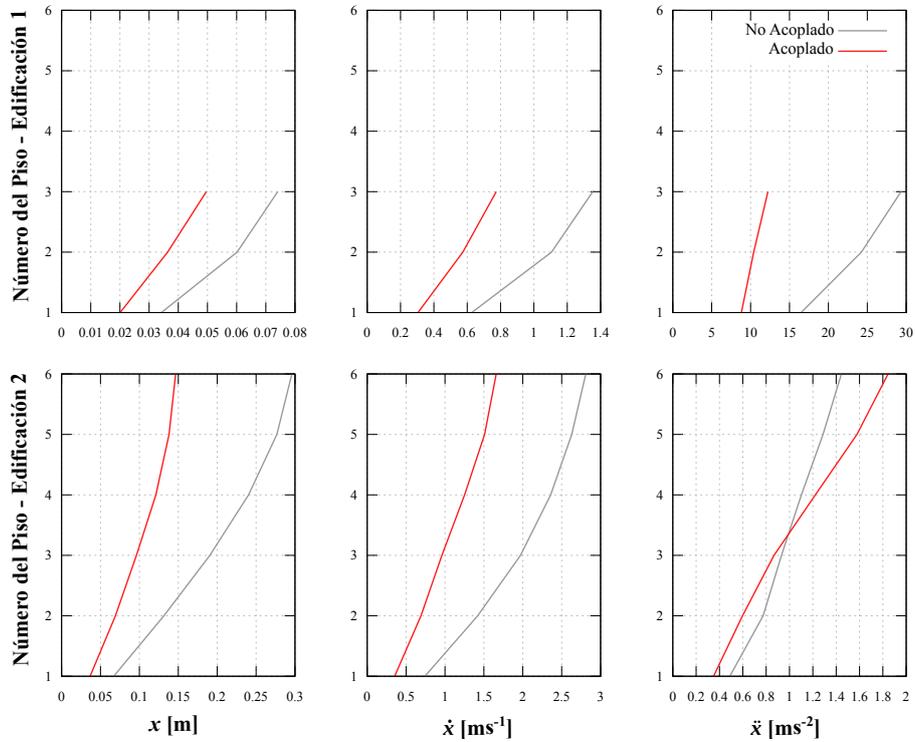


Figura 6: Valores máximos en cada piso, obtenidos bajo la excitación sísmica de Kobe.

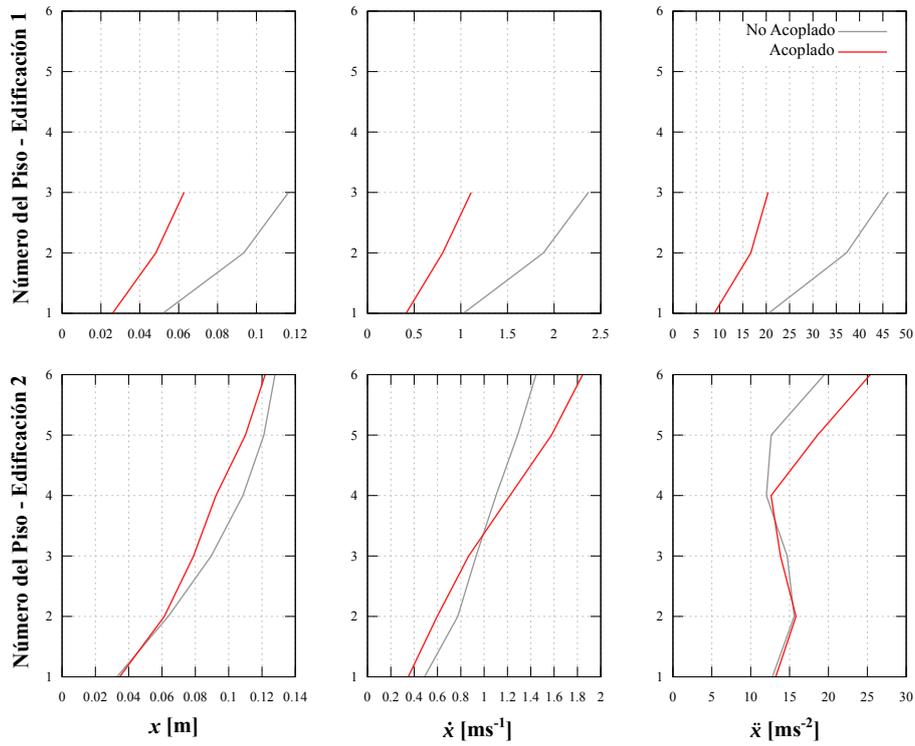


Figura 7: Valores máximos en cada piso, obtenidos bajo la excitación sísmica de Northridge.

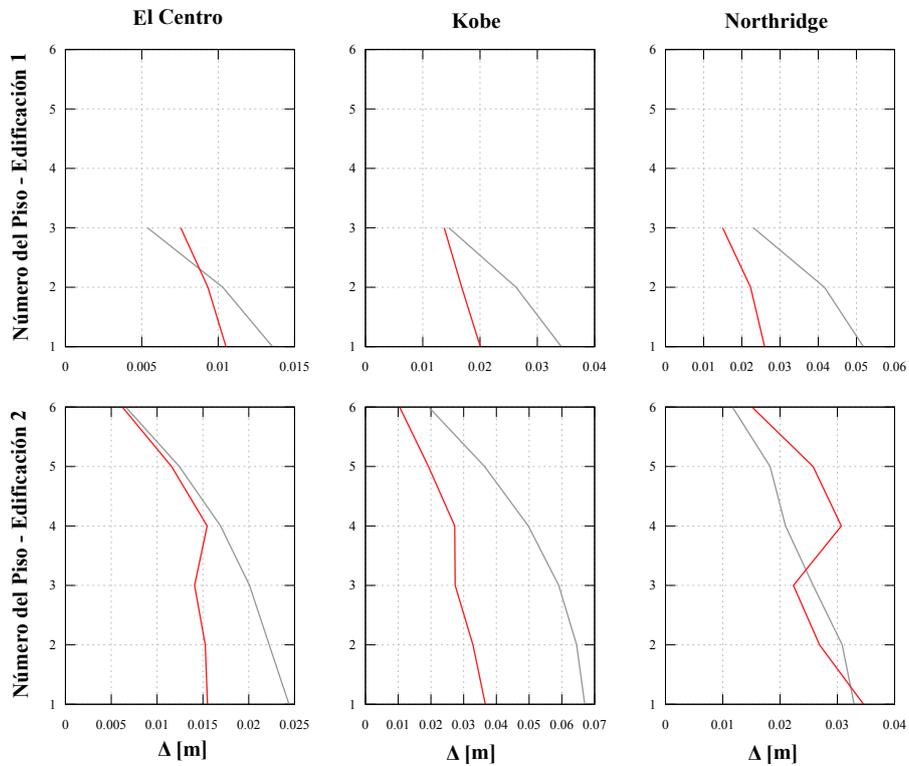


Figura 8: Derivas máximas en cada piso.

caso particular lo representan los resultados de la Edificación 2 (de mayor masa) para el sismo de Northridge, donde se observó una reducción limitada en los desplazamientos, a diferencia de la Edificación 1 (de menor masa), en la cual todas las respuestas dinámicas presentaron una disminución notable. En este caso específico, sería pertinente reconsiderar una función objetivo que, además de minimizar los desplazamientos como se hizo en este estudio, incluya también las velocidades y aceleraciones o la instalación de un sistema de control adicional localizado en la estructura de mayor masa y que pueda trabajar en conjunto con el sistema pasivo.

De acuerdo con las normas sismo resistentes, el desplazamiento relativo máximo entre pisos, conocido como deriva, no debe exceder el 1.5% de la altura libre del piso, lo que en este caso corresponde a aproximadamente 0.045 m. Al comparar los resultados de la Figura 8 con este límite normativo, se observa que, gracias al elemento de conexión, el valor máximo disminuyó para el sismo de Kobe (en ambas edificaciones) y para Northridge (únicamente en la Edificación 1), cumpliendo así con el requisito establecido. En el caso de El Centro, las derivas de las edificaciones desacopladas ya cumplían con la normativa. Por otro lado, en la Edificación 2, para el sismo de Northridge, aunque se redujo el valor máximo en el punto de instalación del dispositivo, se produjo un aumento en los pisos superiores.

4. Conclusiones

Los resultados evidenciaron la eficacia del método de control basado en el acoplamiento estructural, destacando que su desempeño depende principalmente de las propiedades de los edificios adyacentes, tales como la masa, la rigidez y el número de niveles.

El análisis de optimización confirmó que el amortiguador más adecuado para conectar las estructuras vecinas planteadas en este estudio es del tipo viscoso-fluido. En este caso, un único amortiguador ubicado en la parte superior de la estructura más baja fue suficiente para lograr un control eficiente de las respuestas dinámicas.

Sin embargo, para el sismo de Northridge, aunque el acoplamiento logró reducir moderadamente las respuestas en la edificación de mayor masa, sería aconsejable reconsiderar la función objetivo, incluyendo no solo la reducción de desplazamientos, sino también de velocidades y aceleraciones. Alternativamente, podría evaluarse la implementación de un sistema de control complementario, localizado en cada estructura y diseñado para trabajar en conjunto con el elemento de conexión.

En conclusión, si las propiedades del dispositivo de conexión se seleccionan de manera óptima, es posible disminuir significativamente las respuestas dinámicas inducidas por los sismos en una o ambas edificaciones.

Referencias

- [1] R.E. Klein, C. Cusano, J. Stukel, "Investigation of a method to stabilize wind induced oscillations in large structures", in *ASME Winter Annual Meeting*, Paper No. 72, 1972.
- [2] B.D. Westermo, "The dynamics of interstructural connection to prevent pounding", in *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v.18, n.5, p.687–699, 1989.
- [3] Yl. Xu, Q. He, J.M Ko, "Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation", in *Engineering Structures*, v.2, n.21, p.135–148, 1999.
- [4] R.E. Christenson, "Semiactive Control of Civil Structures for Natural Hazard Mitigation: Analytical and Experimental Studies", in *University of Notre Dame* (Indiana, USA), PhD Dissertation, 2001.
- [5] R.E. Christenson, B.F. Spencer Jr, E.A. Johnson, K. Seto, "Coupled building control considering the effects of building configurations", in *ASCE Journal of Structural Engineering*, v.6, n.132, p. 853–863, 2006.
- [6] H. Roh, G.P. Cimellaro, D.L. Garcia, "Seismic Response of adjacent steel structures connected by passive device, in *Journal Advances in Structural Engineering*, v.13, n.14, p.499-517, 2011.
- [7] S. Naserkhaki, A. Aziz, N.A. Farah, H. Pourmohammad, "Parametric study on earthquake induced pounding between adjacent buildings", in *Structural Engineering and Mechanics*, v.4, n.43, p.503–526, 2012.
- [8] E. Tubaldi, M. Barbato, S. Ghazizadeh, "A probabilistic performance-based risk assessment approach for seismic pounding with efficient application to linear systems", in *Structural Safety*, v.36, p.14–22, 2012.

- [9] M. Barbato, E. Tubaldi, “A probabilistic performance-based approach for mitigating the seismic pounding risk between adjacent buildings”, in *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v.42, n.8, p.1203–1219, 2013.
- [10] C.C. Patel, R.S. Jangid, “Dynamic response of identical adjacent structures connected by viscous damper”, in *Structural Control and Health Monitoring*, v.21, n.2, p.205–224, 2014.
- [11] L.A.P. Pena, G.N. Doz, S.A. Moreira, “Seismic response control of adjacent buildings connected by viscous and hybrid dampers”, in *Dynamics of Civil Structures*, v.1, n.4, p.433–440, 2014.
- [12] K. Bigdeli, W. Hare, J. Nutini, S. Tesfamariam, “Optimizing damper connectors for adjacent buildings”, in *Journal Optimization and Engineering*, v.2, n.44, p.1491–1509, 2015.
- [13] E. Tubaldi, “Dynamic behavior of adjacent buildings connected by linear viscous/viscoelastic dampers”, in *Structural Control and Health Monitoring*, v.22, n.8, p.1086–1102, 2015.
- [14] H.M. Faridani, A. Capsoni, “A modified replacement beam for analyzing building structures with damping systems”, in *Structural Engineering and Mechanics*, v.5, n.58, p.905–929, 2016.
- [15] L.A.P. Pena, “Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura”, in *University of Brasilia (UnB)* (Brasília, Brazil), PhD Dissertation, 2017.
- [16] M. Abdeddaim, A. Ounis, M.K. Shrimali, T.K. Datta, “Retrofitting of a weaker building by coupling it to an adjacent stronger building using MR dampers”, in *Structural Engineering and Mechanics*, v.2, n.62, p.197–208, 2017.
- [17] S. Rahimi, M. Soltani, “Expected extreme value of pounding force between two adjacent buildings”, in *Structural Engineering and Mechanics*, v.2, n.61, p.183–192, 2017.
- [18] L.A.P. Pena, G.N. Doz, S.A. Moreira, “Numerical and experimental comparative of coupled neighboring buildings”, in *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.13, n.6, 2020.
- [19] R. Doroudi, S.H.H. Lavassani, “Connection of coupled buildings: A state-of-the-art review”, in *Journal Structures*, v.33, p.1299–1326, 2021.
- [20] A.S. Pippi, G.N. Doz, S.A. Moreira, “A review on the use of the inerter device in the structural coupling technique for adjacent building vibration control”, in *Journal Structures*, v.42, p.480–501, 2022.
- [21] J. Kennedy, R. Eberhart, “Particle swarm optimization”, in *Proceedings of ICNN’95-international conference on neural networks – IEEE*, v.4, p.1942–1948, 1995.