

ARTÍCULO DE INVESTIGACIÓN

Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento

Katherine P. Yaguana Torres ¹   Bryan D. Borja Sánchez ¹  David P. Guerrero Cuasapaz. ¹ 
Diego M. Sánchez Oñate ² 

¹ Universidad Politécnica Salesiana, Departamento de Ingeniería Civil – Quito, Ecuador

² Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas – Quito, Ecuador

 Correspondencia: dguerrero@ups.edu.ec  + 593 99 675 5273

DOI: <https://doi.org/10.53313/gwj42017>

Resumen: Longitudes grandes entre vanos, disminución de peso a través del uso de estructura metálica y falta de control son las causas para que se produzcan vibraciones por efecto de caminado. En esta investigación se analizaron 10 edificios que cumplieron con los requisitos sismorresistentes establecidos en la normativa NEC-SE-DS. En estas modelaciones se realizó un análisis y evaluación de vibraciones mediante software y la aplicación de métodos analíticos como Murray, SCI e Hivoss; resultando el más eficiente aquel que elaboró un proceso minucioso y detallado, siendo así el de Murray. La investigación mostró que, aunque las edificaciones cumplieron con la norma de diseño sismorresistente, estos presentaron vibraciones debido al caminado; a lo cual este documento planteó una alternativa para corregir estos errores usando arriostramientos torsionales, los cuales permitieron reducir entre el 24,19 % y 35,29 % el índice de aceleración por caminado.

Palabras claves: Aceleración por caminado, arriostramiento torsional, frecuencia natural, pórticos especiales a momento (PEM), vibraciones de piso

Vibration analysis by walking action in steel buildings using special moment frame

Abstract: Longer span lengths, weight reduction because of the use of steel structure and lack of control cause that buildings present walking vibration. In this investigation ten buildings were analyzed. These buildings were designed using the Ecuadorian Construction Code. The walking vibration analysis were made using software and analytical methods such as Murray, SCI and Hivoss. Murray was the most efficient method because it developed a meticulous and detailed process. The investigation showed that even though the buildings fulfill with the seismic design standard, they had walking vibration problems; whereby this scientific paper proposed an alternative to correct these errors using torsional bracing, the use of torsional bracing allowed to reduce the walking acceleration ratio between 24.19 % and 35.29 %.

Keywords: Walking acceleration, torsional bracing, natural frequency, special moment frame (SMF), floor vibration



Cita: Yaguana Torres, K. P., Borja Sánchez, B. D., Guerrero Cuasapaz, D. P., & Sánchez Oñate, D. M. (2021). Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento. Green World Journal, 4(2), 17.

<https://doi.org/10.53313/gwj42017>

Recibido: 28/Julio/2021

Aceptado: 29/Agosto/2021

Publicado: 31/Agosto/2021

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.

Editor en Jefe / CaMeRa Editorial

editor@greenworldjournal.com

Nota del editor: CaMeRa se mantiene neutral con respecto a las reclamaciones legales resultado del contenido publicado. La responsabilidad sobre la información publicada es íntegra de los autores.



© 2021 Licencia CaMeRa, Green World Journal. Este artículo es un documento de acceso abierto distribuido bajo los términos y condiciones de la licencia Creative Commons Attribution (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>

1. Introducción

A través de los años, conforme al incremento poblacional y desarrollo en el campo inmobiliario, los usuarios han optado por buscar inmuebles que brinden confortabilidad, presenten grandes áreas de piso ininterrumpidas y el tiempo de construcción sea menor al habitual. Por tanto, en respuesta a tales intereses, los constructores plantean diseños arquitectónicos, en donde estos ofrecen mayores longitudes de vanos, satisfaciendo dichas características por medio del uso de estructura metálica. Sin embargo, al cumplir con los requerimientos antes mencionados, tienden a ser susceptibles a vibraciones por efecto de caminado en entresijos, consecuencia del flujo de personas y de la reducción de masa, misma que se encuentra asociada al aumento de la esbeltez del entresijo, ocasionando una menor capacidad de disipación de la energía de vibración [1].

Tales vibraciones generan cierto grado de incomodidad a quienes transitan los edificios, afectando de sobremanera su salud emocional; al igual que evitan el desarrollo de sus actividades de manera eficiente y con normalidad. Se debe enfatizar que la percepción de la vibración del entresijo no necesariamente implica falta de seguridad estructural [2].

Ahora bien, en caso de presentar vibraciones excesivas, es probable que se originen deformaciones significativas, fatiga o aumento de tensiones en los elementos estructurales o no estructurales. Por tal motivo la investigación se encaminó hacia encontrar una solución para aquellos edificios que presentaron este problema; sobre todo, en ciertos casos que, durante la etapa de diseño, se han despreciado los parámetros de vibración debidos a actividades humanas (caminar) y únicamente se ha considerado el análisis estático lineal, en donde el comportamiento sismo-resistente de la estructura resulta vital, fundamentado en el cumplimiento de criterios normados por reglamentos, mostrados a continuación:

- La NEC-SE-DS [3], establece que las derivas inelásticas máximas de piso no deben sobrepasar el valor permisible, el cual corresponde al 2 % para estructuras de acero; puesto que, de existir valores mayores causaría daños en los elementos no estructurales.
- Con respecto a periodos de vibración, alude que, no debe ser mayor en un 30 % del período calculado de forma analítica [3].
- En cuanto a la corrección por cortante, la norma señala que el cortante dinámico no debe ser menor al 80 % del cortante basal estático, cuyo porcentaje corresponde a estructuras regulares [3].

En lo que respecta a investigaciones previas, se puede indicar que, en países como Venezuela [4], Costa Rica [5] y Colombia [6] existen investigaciones donde se han efectuado análisis de vibraciones provocados por actividades humanas, tanto en entresijos de sección compuesta como en puentes peatonales. En tanto que, en Ecuador no existe estudios ni reglamentos que establezcan un análisis o condiciones referentes a las vibraciones ocasionadas por acción de caminado en entresijos; como es el caso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción [7], la cual en ninguno de sus apartados menciona sobre cargas dinámicas, referentes al tránsito de personas en estructuras de ocupación esencial; por tal razón los diseñadores al momento de realizar sus modelaciones en paquetes computacionales, no contemplan las cargas provocadas por dicha acción. No obstante,

se puede indicar que en la Universidad de Cuenca se realizó una evaluación de los efectos de las vibraciones por actividades humanas en puentes peatonales [8].

Así mismo para brindar una solución a la problemática ampliamente discutida, se identificó que, el uso o aplicación de componentes conocidos como arriostramientos torsionales (torsional bracing), cumplen la función de mitigar considerablemente las vibraciones ocasionadas en entrepisos por efecto de caminado, destacando que dichos elementos han sido empleados con regularidad para reforzamientos de puentes peatonales como vehiculares [9].

2. Materiales y métodos

Los edificios en estructura metálica analizados presentaron una geometría simétrica tanto en planta como en elevación; sus dimensiones en planta son 45 m en ambos sentidos y tienen la característica de ser consideradas estructuras esenciales, para un suelo tipo "D". En la Tabla 1, se muestra características adicionales de los modelos estudiados.

Tabla 1. Características de modelos analizados

Descripción	Valor	Unidad
Número de vanos	5	u
Luz de vanos	9	m
Número de pisos	Variable (3–12)	Nivel
Altura de entrepiso	4.5	m

Para la presente investigación, se realizó un análisis estático lineal y no lineal, con la finalidad de verificar que los modelos cumplan con los parámetros sismorresistentes y determinar el punto de desempeño de la estructura; posterior a esto, se elaboró un análisis de vibraciones por efecto de caminado empleando tres métodos analíticos, mismos que determinan si el entrepiso satisface o no el criterio de vibraciones. Para aquellos entrepisos que presentaron tal problemática, se planteó el uso de elementos adicionales que mitiguen las vibraciones y así garanticen la serviciabilidad de la edificación.

2.1 Pórticos resistentes a momento (SMF)

El sistema estructural se encuentra conformado por vigas y columnas, donde se pretende que las deformaciones inelásticas se generen principalmente en las vigas, con limitada fluencia en los paneles nodales de columnas. La finalidad del SMF, es disipar la energía ocasionada por el sismo de diseño, a través de un coeficiente de reducción de respuesta sísmica elevado; en este caso "R" es 8 [10]. Adicionalmente, para garantizar una estructura dúctil y estable, los elementos principales (vigas-columnas) del sistema, "deben cumplir los requisitos de la sección D1.1 del AISC 341-16 para miembros altamente dúctiles, a menos que se califiquen de otra manera mediante pruebas" [11].

2.2 Análisis estático lineal (AEL)

El enfoque principal del AEL es "esquematisar la acción del sismo mediante cargas laterales estáticas equivalentes que se aplican en cada piso de la edificación, para lo cual se calcula el cortante basal tomando en consideración un comportamiento lineal de los materiales constituyentes" [12].

En el análisis estático, intervienen diferentes parámetros a ser controlados, como son: derivas inelásticas y modos de vibración en entrepisos; donde es necesario garantizar que la estructura no genere desplazamientos relativos excesivos, mismos que no deben ser superiores al 2 % de acuerdo con lo indicado en normativa [3]. Por otra parte, en referencia a los modos de vibración, los dos primeros deben ser estrictamente traslacionales en sentido X, Y; además de verificar sus límites según la sección 6.3.3. de la NEC-SE-DS [3].

En lo que respecta al análisis dinámico espectral, la norma precisa que el cortante dinámico no debe ser menor al 80 % del cortante basal estático, siendo este porcentaje definido para estructuras regulares.

2.3 Análisis estático no lineal. (AENL)

Conocido también como “Análisis Pushover” o “Análisis por desempeño”; donde sus resultados brindan fiabilidad, puesto que en el proceso “se indica un enfoque de diseño estructural en el que toma en consideración el cumplimiento de objetivos de desempeño” [13]. El análisis, aplica un procedimiento, en el cual se incrementa “la carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable” [14], permitiendo conocer varias características propias de la estructura, tales como: capacidad lateral, nivel de desempeño requerido, ductilidad, entre otros [15]. A continuación, se describe algunas de estas características:

2.3.1 Curva de capacidad

Es aquella que representa la relación entre el desplazamiento lateral en cubierta y el cortante en la base de la estructura [16], indicando así el funcionamiento tanto en el rango elástico como inelástico; en función a una demanda sísmica requerida [17].

2.3.2 Niveles de desempeño

Las normativas: FEMA 273 [18], FEMA 356 [19] y ATC 40 [20], establecen tres límites de desempeño, los cuales son denominados de la siguiente manera:

- IO: Ocupación Inmediata
- LS: Seguridad de vida
- CP: Prevención de colapso

2.3.3 Punto de desempeño

Es aquel que precisa la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda; este punto sitúa a la estructura en un cierto nivel de desempeño. Una de las alternativas para determinarlo, es mediante el método de los coeficientes expuesto por FEMA 440 [21] o ASCE 41-13 [22].

2.4 Análisis de vibraciones

La normativa NEC-SE-DS [3], no menciona el chequeo de vibraciones en entresijos, razón por la cual el control y evaluación fue posible realizarlo de dos formas; tanto con el uso de paquetes computacionales, que trabajan con elementos finitos como es el caso de ETABS [23]; y mediante la aplicación de procesos analíticos como son: M. Murray [1], M. Simplificado o SCI [2] y M. Hivoos [24].

2.4.1 Método de Murray

La Guía de Diseño de Acero No. 11 correspondiente a vibraciones de entresijos debido a actividades Humanas, de acuerdo con el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC), presenta un método analítico simplificado para la evaluación de sistemas de piso ante efectos causados por el caminar de personas [1]. El método en mención describe su aplicación en paneles de piso conformados por losas de concreto o losas compuestas con vigas o viguetas de acero; mismas que se encuentran sujetas a actividades humanas.

El análisis de entresijo, consta de 3 fases, donde principalmente se determina las características de cada elemento; posteriormente se combina los modos (panel-vigüeta, panel-viga) y finalmente se calcula la deflexión instantánea de los sistemas compuestos simplemente apoyados, mediante la Ecuación 1; tal parámetro posibilita la obtención de la frecuencia natural y peso equivalente de

panel, expuestas en las Ecuaciones 2 y 4, respectivamente, considerar que la deflexión panel-viga, de ser necesario debe ser corregido a través de la Ecuación 3; en tanto que la aceleración pico, se halla en función de la Ecuación 5.

- Deflexión Panel-Vigueta / Panel-Viga

$$\Delta_{j,g} = \frac{5w_{j,g} * L_{j,g}^4}{384E_s * I_{j,g}} \quad (1)$$

Donde:

$w_{j,g}$: Peso uniformemente distribuido por unidad de longitud para vigueta o viga

$L_{j,g}$: Luz de vigueta o viga

E_s : Módulo Elástico del Acero

I_j : Momento de inercia de sección transformada modo (panel-vigueta)

I_g : Momento de inercia de sección transformada modo (panel-viga)

Nota: Considerar que "sección transformada", se refiere a una sección compuesta conformada por dos materiales (acero y concreto).

- Frecuencia natural de entrepiso tomando como referencia la relación de Dunkerley.

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} \quad (2)$$

Donde:

g : Fuerza de gravedad

Δ_j : Deflexión panel-vigueta.

Δ_g : Deflexión panel-viga

- Deflexión panel-viga corregido

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad & \text{Si } B_j > L_g \Rightarrow \Delta_g' = \frac{L_g}{B_j} \Delta_g \\ \blacksquare \quad & \text{Si } B_j \leq L_g \Rightarrow \Delta_g' = \Delta_g \end{aligned} \quad (3)$$

Donde:

L_g : Luz de viga

B_j : Ancho efectivo para el modo de vigueta compuesta

Δ_g : Deflexión panel-viga

- Peso equivalente del panel

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g'} w_j + \frac{\Delta_g'}{\Delta_j + \Delta_g'} w_g \quad (4)$$

Donde:

Δ_j : Deflexión panel-vigueta.

Δ_g' : Deflexión panel-viga corregido

w_j : Peso del sistema compuesto panel-vigueta.

w_g : Peso del sistema compuesto panel-viga.

- Aceleración pico estimada, $\frac{a_p}{g}$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0,35f_n}}{\beta W} \quad (5)$$

Donde:

P_o : Fuerza constante (0,29 kN). [1]

β : Razón de amortiguamiento.

W: Peso equivalente del panel, obtenido en la ecuación 4.

f_n : Frecuencia natural de entrepiso

El parámetro “razón de amortiguamiento” se obtuvo a través de la Tabla 2, adoptando un valor de 0,02; correspondiente a oficinas, debido a que sus cargas de diseño son similares a las empleadas en estructuras esenciales.

Tabla 2. Parámetros para el cálculo de la aceleración pico. [1] (Tabla adaptada)

Ocupación	Razón de Amortiguamiento β	Aceleración Límite a_o/g x100%
Oficinas, Residencias, Iglesias, Escuelas y Zonas tranquilas	0,02 – 0,05	0,5 %
Centros comerciales	0,02	1,5 %

Como instancia final para evaluar el cumplimiento del criterio de vibración, la aceleración pico estimada debe ser menor o igual que el límite de aceleración mostrado en la Tabla 2.

2.4.2 Método Simplificado SCI P-354

En el documento “Diseño de entrepisos por vibraciones: Un nuevo enfoque”, expone la evaluación simplificada para pisos de acero [2]. Donde el análisis consta de dos modos (vigüeta y viga), cuya finalidad es obtener deflexiones instantáneas de acuerdo con las condiciones de soporte de los elementos analizados [5] en función de la Ecuación 6 y 7; las cuales definen el comportamiento dinámico: frecuencia natural, masa modal y respuesta de piso, por medio de las Ecuaciones 8, 9 y 10 respectivamente.

- Deflexión (simplemente apoyada)

$$\delta = \frac{5w_{b,g} * L_{b,g}^4}{384E_s * I_{b,g}} \quad (6)$$

- Deflexión (empotrada)

$$\delta = \frac{w_{b,g} * L_{b,g}^4}{384E_s * I_{b,g}} \quad (7)$$

Donde:

$w_{b,g}$: Peso uniformemente distribuido por unidad de longitud de vigueta o viga.

$L_{b,g}$: Luz de vigueta o viga

E_s : Módulo elástico del acero

I_b : Momento de inercia de sección compuesta (losa-viga)

I_g : Momento de inercia de sección compuesta (losa-vigueta)

– Frecuencia natural

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta}} \quad (8)$$

Donde:

f_n : Frecuencia natural (losa-vigueta / losa-viga)

δ : Máxima deflexión debida al peso propio u otra carga permanente (mm)

Tomando en cuenta que, el cálculo de la frecuencia natural se realiza para los dos modos de análisis; se procede a identificar la frecuencia fundamental de entrepiso (f_o), que corresponde al menor valor de las halladas.

– Masa Modal

$$M = m L_{eff} S \quad (9)$$

Donde:

m : Masa del entrepiso por unidad de área, incluido carga muerta y carga impuesta

L_{eff} : Largo efectivo del entrepiso

S : Ancho efectivo del entrepiso

– Aceleración de frecuencia ponderada

$$a_{w,rms} = \mu_e \mu_r \frac{0,1 Q}{2\sqrt{2} M \xi} W_p \quad (10)$$

Donde:

μ_e : Unidad de amplitud normalizada en el punto de excitación

μ_r : Unidad de amplitud normalizada en el punto de respuesta

Q : Peso promedio de una persona (746 N) [2]

M : Masa modal

ξ : Relación de amortiguamiento crítico, según Tabla 3

W : Factor de ponderación apropiado para la percepción humana de vibraciones

ρ : Factor de acumulación de resonancia

La “relación de amortiguamiento crítico”, detallada en la Tabla 3, asumió un valor de 0,5 %, ya que es destinado a estructuras de acero.

Nota: En caso de no contar con suficiente información, los factores de forma toman un valor de 1 de manera conservadora [2].

Tabla 3. Relación de amortiguamiento crítico [5].

ξ Acabado de Piso
0,5 % Para estructuras de acero completamente soldadas, ej: escaleras
1,1 % Para pisos completamente desnudos o pisos donde solo hay una pequeña cantidad de muebles
3,0 % Para pisos totalmente acondicionados y amueblados en uso normal
4,5 % Para pisos en donde el diseñador confía que las particiones estarán ubicadas apropiadamente para interrumpir los modos de vibración (es decir, las líneas de las particiones son perpendiculares a los elementos de mayor vibración para el modo crítico)

– Factor de Respuesta del entrepiso

El factor calculado con la Ecuación 11, es comparado con los factores multiplicadores recomendados en la publicación SCI-P354 [2]; con el objeto de comprobar si el entrepiso es o no apto para vibraciones continuas.

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0,005} \quad (11)$$

Donde:

$a_{w,rms}$: Aceleración de frecuencia ponderada

2.4.3 Método Manual de HIVOSS

La guía Human Induced Vibrations on Steel Structures [24], desarrolla un procedimiento simplificado en tres etapas, por medio del cual verifica un diseño de entrepiso ante vibraciones debidas a actividades humanas como es el caminar.

Considerando que dicho método analiza únicamente los elementos losa y vigueta, donde el modo predominante es una viga simplemente apoyada; se determina las respectivas deformaciones instantáneas con la Ecuación 12 para ambas condiciones, y se procede a hallar la deflexión máxima a través de la Ecuación 13. Tal proceso se ejecuta con el propósito de encontrar los parámetros dinámicos, siendo estos: frecuencia natural aproximada y masa modal, conforme a las Ecuaciones 14 y 15.

– Deflexión losa / vigueta

$$\Delta_{s,j} = \frac{5w_{s,j} * L_{s,j}^4}{384E_s * I_{s,j}} \quad (12)$$

Dónde:

$\Delta_{s,j}$: Deflexión de losa o vigueta para condición simplemente apoyada (mm)

$w_{s,j}$: Peso uniformemente distribuido por unidad de longitud de losa / vigueta (N/mm²)

L_s : Separación entre viguetas (mm)

L_j : Longitud de vigueta (mm)

E_s : Módulo Elástico del Acero (N/mm²)

I_s : Momento de inercia de losa (mm⁴/mm)

I_j : Momento de inercia de vigueta (mm⁴/mm)

– Deflexión máxima

$$\delta_{max} = \Delta_s + \Delta_j \quad (13)$$

Donde:

Δ_s : Deflexión de losa.

Δ_j : Deflexión de viguetas.

- Frecuencia natural aproximada

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta_{\max}}} \quad (14)$$

Donde:

$\delta_{\max}$: Deflexión máxima (mm)

- Masa Modal

$$M_{\text{mod}} = 0,5 \mu l \quad (15)$$

Donde:

μ : Distribución de masa por unidad de longitud o por unidad de área. (kg/m)

l : Luz de vigueta (m)

- Porcentaje de amortiguación crítica

Tal porcentaje resulta de la suma de los diferentes amortiguamientos expuestos en la Tabla 4.

Tabla 4. Determinación de la amortiguación. [25]

Tipo	Amortiguamiento (%)
Amortiguamiento Estructural D_1	
Madera	6
Concreto	2
Acero	1
Acero-Concreto	1
Amortiguamiento debido a muebles D_2	
Oficina tradicional para 1 a 3 personas con paredes separadoras	2
Oficina sin papeleo	0
Oficina de plan abierto	1
Biblioteca	1
Casas	1
Escuelas	0
Gimnasios	0
Amortiguamiento debido a los acabados D_3	
Cielo raso debajo del piso	1
Piso flotante	0
Swimming screed	1
Amortiguamiento total $D = D_1 + D_2 + D_3$	

La segunda etapa consiste en estimar el “valor cuadrático medio de la raíz de un paso (OS-RMS₉₀), mismo que representa la respuesta de piso que entra en vibración debido a que una persona camina sobre este” [26], con el fin de evaluar la comodidad y definir los criterios de aceptación de las vibraciones [27]; el parámetro OS-RMS₉₀, se encuentra en función de la frecuencia natural aproximada, masa modal y porcentaje de amortiguación. Para su determinación, dicho valor se obtiene a partir de gráficas tabuladas por la guía de estudio [24]. Es así como, la Figura 1, correspondiente a una amortiguación del 3 %, fue utilizada en la presente investigación, misma que resulta de la suma de 1 % referente al acero, 1 % de biblioteca y 1 % de cielo raso debajo del piso; valores obtenidos de la Tabla 4.

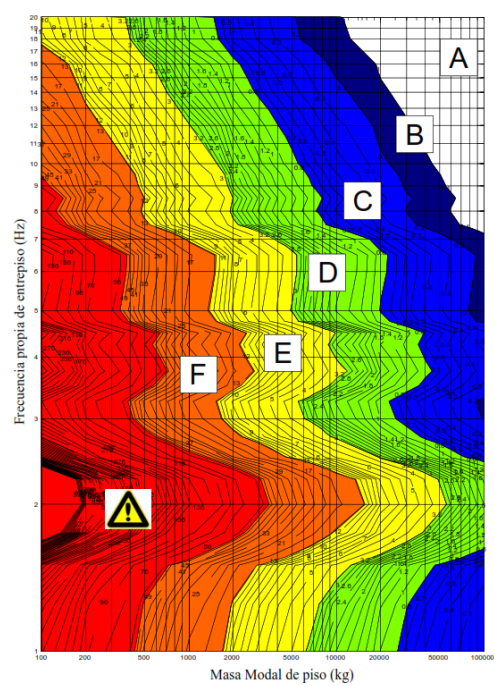


Figura 1. Clasificación basada en una amortiguación del 3 %. [24]

Para concluir esta evaluación, se procede a determinar y verificar la clase de piso en función de la Tabla 5, e indicar si se encuentra en rango recomendado, crítico o no recomendado [27].

Tabla 5. Clasificación de la respuesta del entepiso y recomendaciones para la aplicación de clases. [25]

CLASE	OS-RMS90		Función del entepiso									
	Límite inferior	Límite superior	Zona de trabajo crítica	Salud	Educación	Residencial	Oficina	Reunión	Comercio	Hotel	Industrial	Deporte
A	0,0	0,1										
B	0,1	0,2										
C	0,2	0,8										
D	0,8	3,2										
E	3,2	12,8										
F	12,8	51,2										

Recomendada

Crítica

No recomendada

2.5 Arriostramiento torsional

Como medida de mitigación para efectos de vibración debido al caminado, la guía 11 del AISC [1] dispone diferentes alternativas; sin embargo, como opción óptima se emplea la introducción de arriostramientos torsionales propuestos en el AISC 360–16 [28], dado que brinda mayores beneficios en cuanto a inestabilidad lateral / torsional de vigas y al problema tratado en la presente investigación.

Los arriostramientos torsionales pueden tener diferentes configuraciones como son “tipo K”, “tipo X” y “tipo-canal”, que serán empleados dependiendo el criterio del diseñador, además estos elementos se dividen en puntuales y continuos; mismos que efectúan su función “mediante diafragmas verticales o arriostramientos cruzados (cross-frame), que vincula dos vigas entre sí”. [10]

- Arriostramiento Puntual

Conocido también como arriostramiento nodal, brinda la posibilidad de controlar los movimientos “en el punto arriostado sin interacción directa con los puntos arriostados adyacentes” [28], donde la resistencia en flexión solicitada por un arriostramiento se halla a través de la Ecuación 16.

$$M_{br} = 0,02 M_r \quad (16)$$

Donde:

M_r : Mayor de las resistencias en flexión solicitadas por la viga entre las longitudes no arriostadas adyacentes al punto arriostado usando combinaciones de carga.

- Arriostramiento Continuo

Es aquel que se encuentra conformado por arriostramientos puntuales con la cualidad de ser “adjuntos a la longitud completa del miembro” [28], la resistencia requerida en flexión por un arriostramiento continuo se define con la Ecuación 17.

$$M_{br} = \frac{0,024 M_r L}{nC_b L_b} \quad (17)$$

Donde:

M_r : Mayor de las resistencias en flexión solicitadas por la viga entre las longitudes no arriostadas adyacentes al punto arriostado usando combinaciones de carga.

L: Longitud de luz

n: número de puntos arriostados nodalmente dentro de la luz

C_b : Factor de modificación.

L_b : Longitud no arriostada lateral.

3. Resultados

Las edificaciones analizadas contaron con las condiciones de diseño establecidas en la Tabla 6.

Tabla 6. Materiales del sistema empleado

Material	Valor
f'c (Losa)	240 kg/cm ²
Fy (Deck)	2600 kg/cm ²
Fy (ASTM 36)	2531,05 kg/cm ²
Fy (ASTM 572 Gr.50)	3515,35 kg/cm ²
γhormigón	2400 kg/m ³
γacero	7850 kg/m ³
Eacero	2100000 kg/cm ²

Con referencia a la carga permanente para entrepiso y cubierta, se usaron valores de 3,51 kN/m² y 0,19 kN/m², respectivamente; destacando que, en cubierta se consideró un peso debido instalaciones electromecánicas e impermeabilización. La carga viva de entrepiso fue de 2,90 kN/m² perteneciente a salas de quirófano y laboratorio, mientras que para cubierta inaccesible de 0,7 kN/m².

3.1. Sistema de pórticos resistentes a momentos (SMF)

La Figura 2 indica la geometría y distribución de vigas – columnas en planta, empleados en el sistema de pórticos resistentes a momento.

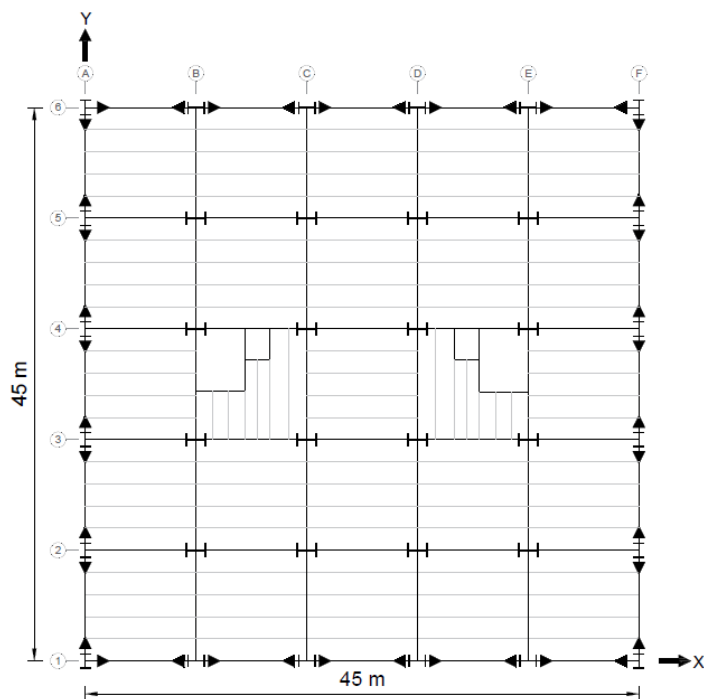


Figura 2. Planta de edificaciones analizadas (Estructura Tipo 2). [29]

La Figura 3 muestra la configuración y disposición de los elementos estructurales en elevación para las edificaciones estudiadas; cabe indicar que las secciones de columnas, vigas y viguetas variaron en función al número de niveles que posee la estructura.

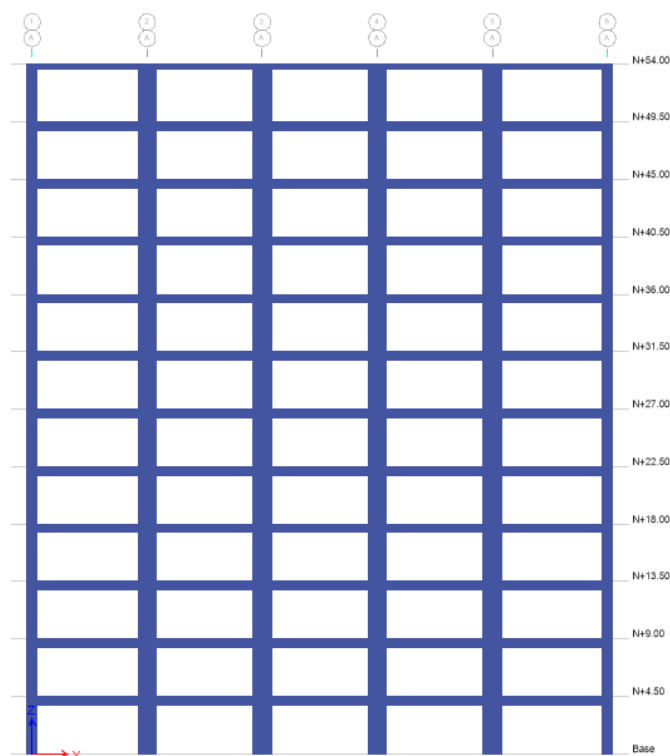


Figura 3. Elevación de edificaciones analizadas (Pórtico tipo). ETABS [23].

3.2. Aplicación de arriostramientos torsionales

En vista de la variedad de tipos de arriostramientos torsionales, como lo expone la Figura 4, se optó por el uso de arriostramientos tipo "K".

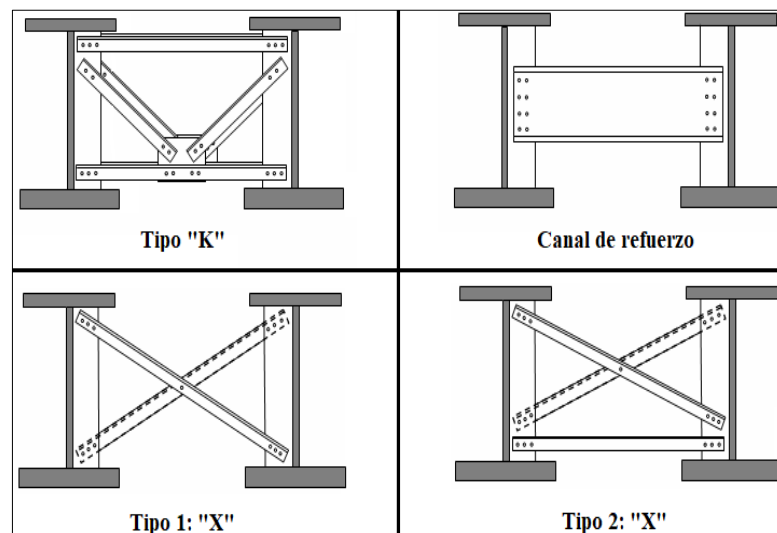


Figura 4. Tipos de arriostramientos torsionales [30].

La selección del tipo de arriostramiento “K”, se estableció en función del beneficio que brindó ante vibraciones, tal como se indica en la Tabla 7; donde se observa que redujo notablemente el índice de aceleración de caminado y la cantidad de acero empleado no fue exuberante en comparación con los otros tipos.

Tabla 7. Comparación de tipos de arriostramientos torsionales

TIPO ARRIOS.	ap/g inicial	ap/g final	Peso (kg/m)
Tipo “K”	0,005259	0,003213	49,48
Canal de refuerzo		0,004326	989,10
Tipo 1: “X”		0,003551	49,08
Tipo 2: “X”		0,003094	73,28

Con el objetivo de mitigar las vibraciones en cubierta y entrepiso, se utilizaron las secciones detalladas en la Tabla 8.

Tabla 8. Secciones de arriostramientos torsionales utilizados

Nivel	Cubierta	Entrepiso
12	L64X64X7,9	L89X89X11,1
11	L64X64X7,9	2L76X76X11,1
10	L64X64X7,9	2L76X76X11,1
9	L64X64X7,9	2L76X76X11,1
8	L64X64X7,9	2L76X76X11,1
7	L64X64X7,9	2L76X76X11,1
6	L64X64X7,9	2L64X64X12,7X19
5	L64X64X7,9	2L76X76X11,1
4	L64X64X9,5	2L76X76X11,1
3	L64X64X9,5	L89X89X11,1

Dichos elementos fueron ubicados como se muestra en la Figura 5; sin embargo, tal disposición no fue constante en las modelaciones, ya que dependió de la presencia o no de vibraciones debido al caminado.

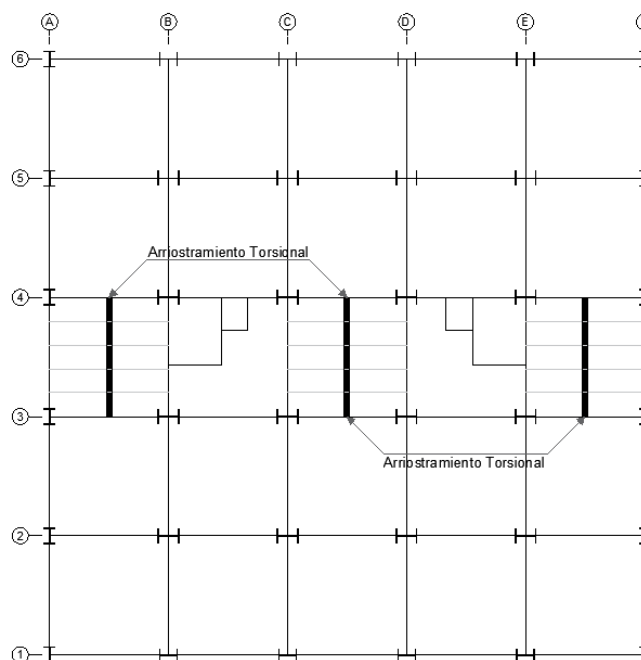


Figura 5. Ubicación de arriostramientos torsionales en planta.

3.3. Aplicación de arriostramientos torsionales

Una vez definidas las secciones de los elementos estructurales, se procedió a verificar los siguientes parámetros exigidos en la normativa NEC-SE-DS [3].

3.3.1. Periodos de vibración

En la Figura 6, se muestra los periodos de vibración extraídos a través del software ETABS [23], para las diferentes modelaciones con y sin arriostramientos torsionales; los cuales cumplieron con la condición de que no debe ser mayor en un 30 % del periodo calculado, establecido en normativa [3].

Es importante recalcar que el incremento de dichos elementos no afecta en cuanto al comportamiento modal de la estructura.

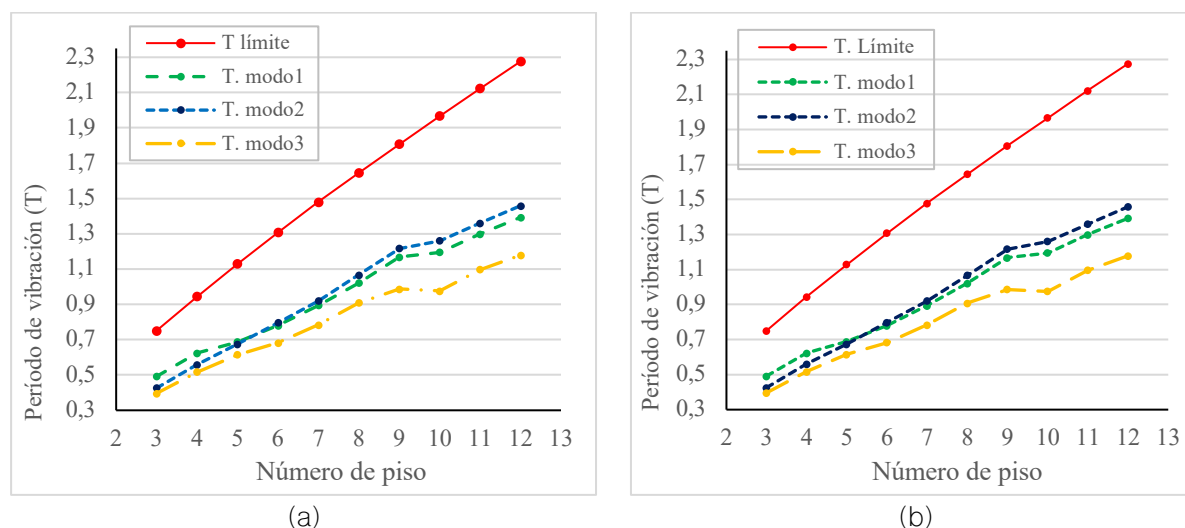


Figura 6. Periodos de vibración: (a) Sin arriostramiento torsional; (b) Con arriostramiento torsional

3.3.2. Derivas de piso X-Y

La Figura 7, expone las derivas inelásticas de piso generadas en los modelos, con y sin refuerzos torsionales para la solución de vibraciones por efectos de caminado; a la vez, se controló que dichos indicadores se encuentren dentro del parámetro estipulado de acuerdo con la norma NEC-SE-DS [3], es decir que estas sean menores al 2 % para estructuras de acero.

Al igual que los periodos de vibración, las derivas de piso no se ven alteradas considerablemente tras la implementación de los arriostramientos torsionales.

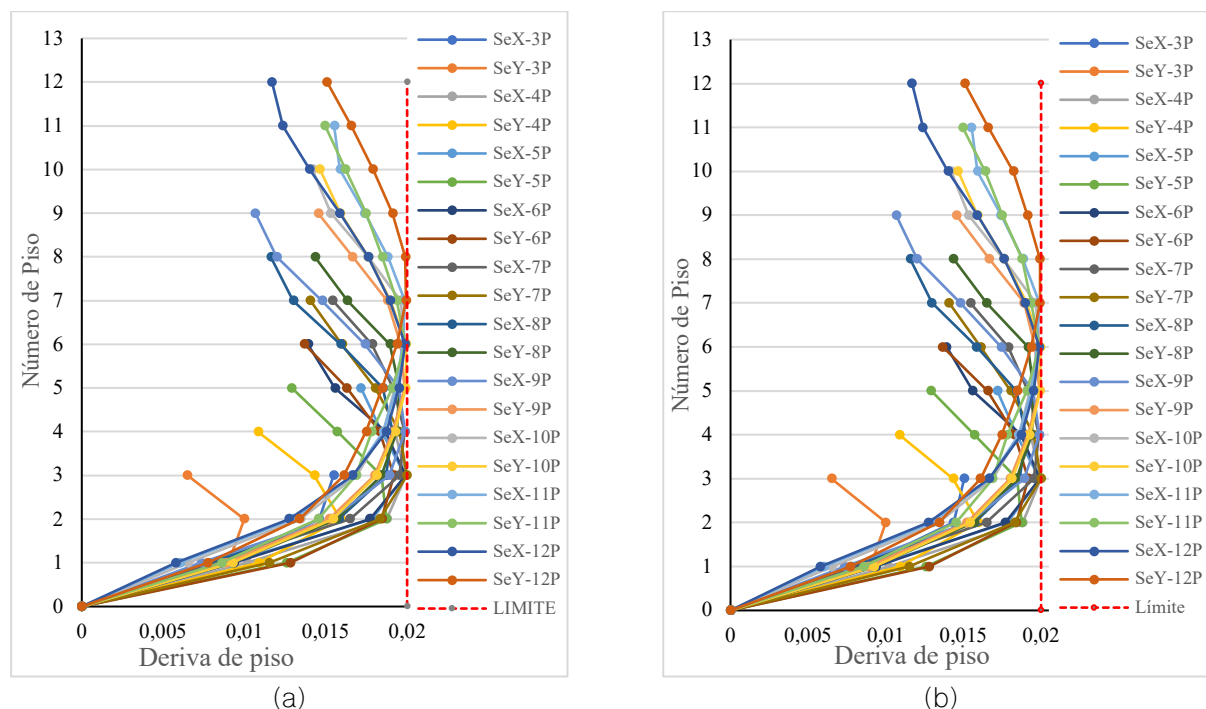


Figura 7. Deriva de piso: (a) Sin arriostramiento torsional; (b) Con arriostramiento torsional

3.3.3. Corrección de cortante

La NEC-SE-DS, especifica la necesidad de realizar un ajuste del corte basal para el análisis dinámico, de tal manera que este no sea menor al 80 % del cortante basal determinado por el método estático, porcentaje indicado para estructuras regulares.

En la Tabla 9, se presenta un ejemplo de verificación del cortante basal, destacando que el factor de modificación se multiplica por el parámetro de respuesta dinámica, cumpliendo así la condición dispuesta por normativa. [3]

Tabla 9. Verificación de cortante basal.

Edif.	Condición	Factor de modificación	V. Dinámico	V. Estático
4 Pisos	$V_{d,x1} \geq 0.80 \cdot V_{s,x}$	1,1079	913,37	1264,899
	$V_{d,y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,y}$	1,1079	913,37	1264,899

3.4. Análisis no lineal

Con la finalidad de obtener los puntos de desempeño de las estructuras, se procedió a generar las curvas de capacidad (desplazamiento vs. fuerza cortante) de los pórticos bidimensionales para

ambos sentidos mediante el software ETABS [23]. Las Figuras 8 y 9, exponen las curvas de capacidad, pertenecientes al sentido “X”, “Y” respectivamente, para las modelaciones con y sin el uso de arriostramientos torsionales. A pesar de que en la dirección “X”, no existió un cambio en cuanto a los desplazamientos, en el sentido “Y” si existió una reducción mínima, debido a que fueron influenciados por la colocación de dichos elementos.

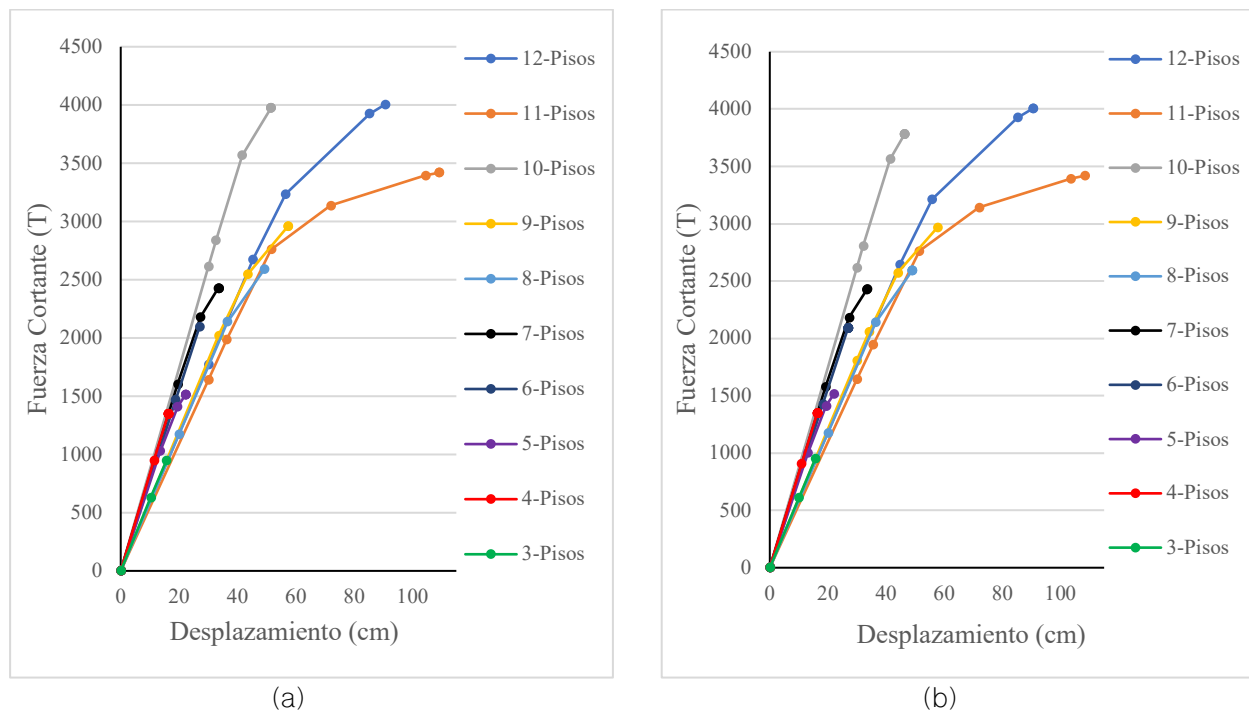


Figura 8. Curva de capacidad “X”: (a) Sin arriostramiento torsional; (b) Con arriostramiento torsional

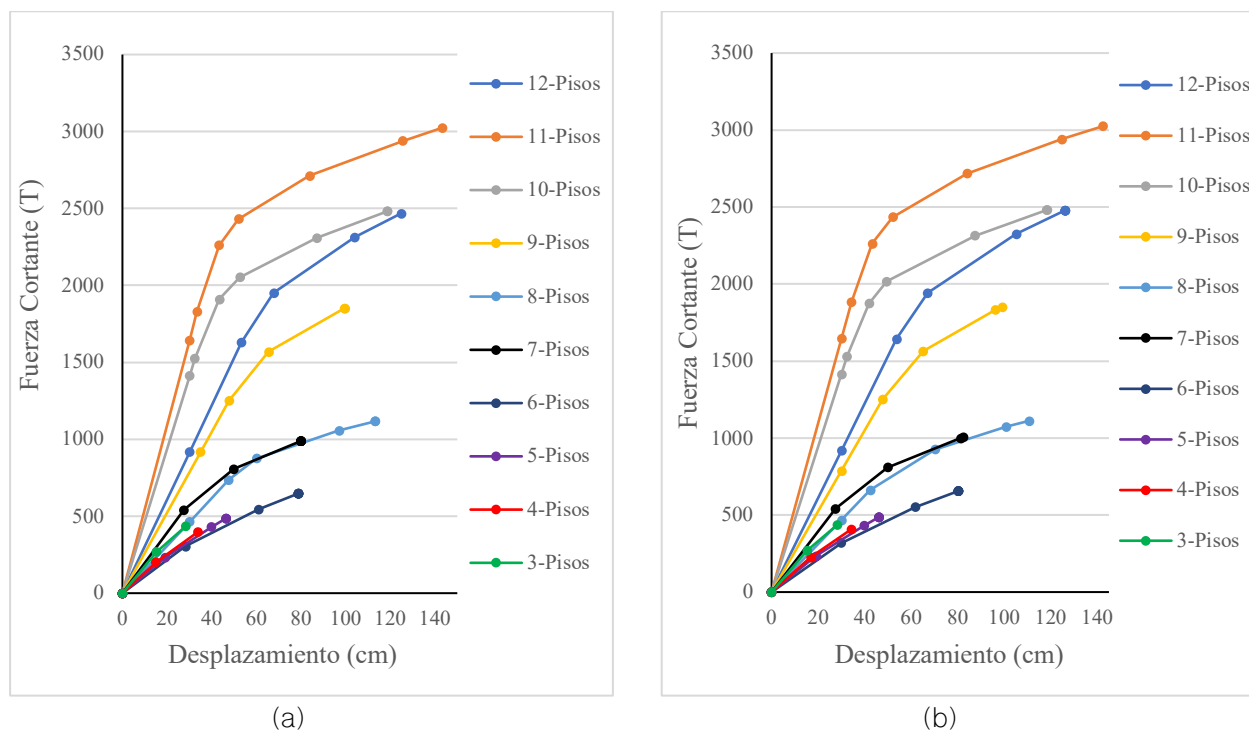


Figura 9. Curva de capacidad “Y”: (a) Sin arriostramiento torsional; (b) Con arriostramiento torsional

A partir de las edificaciones evaluadas, se obtuvo los desplazamientos laterales máximos y sus cortantes últimos, correspondientes al eje X, extraídos del modelo de 11 pisos; cuyos valores se detallan en la Tabla 10.

Tabla 10. Desplazamiento vs. Cortante último (Eje X)

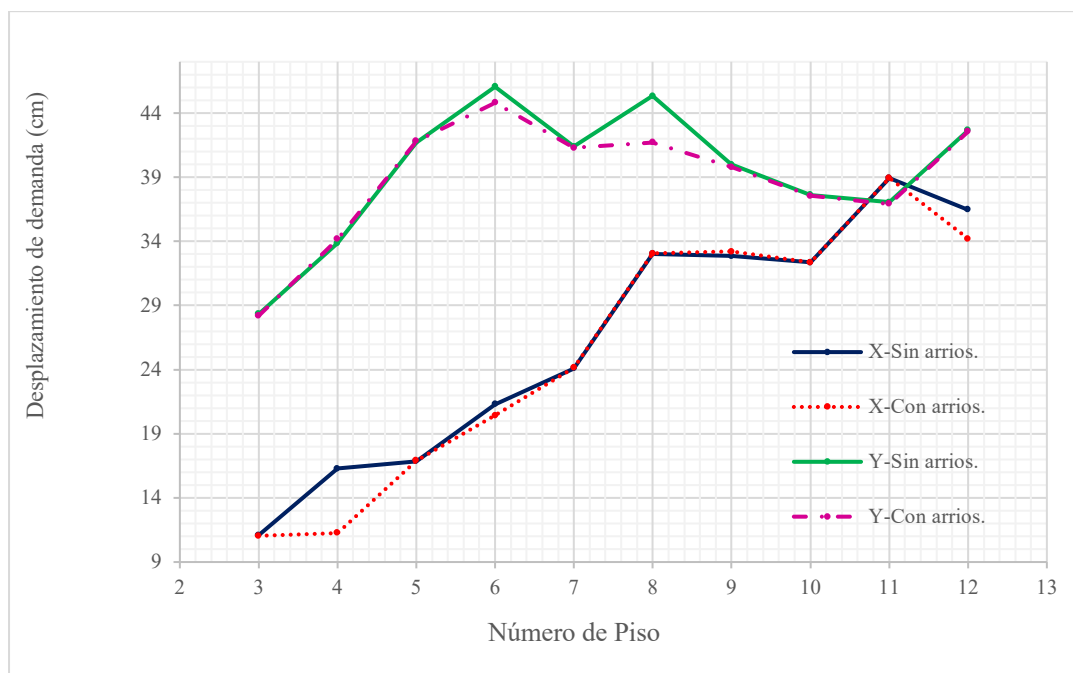
EJE-X	Sin Arriostramiento	Con Arriostramiento
Desplazamientos (cm)	38,93	38,94
Cortante último (T)	3418,31	3419,14

Así mismo, para el eje Y, se obtuvo los desplazamientos laterales máximos y sus cortantes últimos perteneciente a la modelación de 6 pisos, datos mostrados en la Tabla 11.

Tabla 11. Desplazamiento vs. cortante último (Eje Y)

EJE-Y	Sin Arriostramiento	Con Arriostramiento
Desplazamientos (cm)	46,05	44,80
Cortante último (T)	647,40	655,60

Por lo indicado previamente; en la Figura 10, se visualiza la reducción del desplazamiento de demanda entre 0,09 % y 3,61 %, en el sentido “Y”, beneficiando la estabilidad lateral / torsional de vigas y aportando mayor rigidez a la estructura, lo cual mejora de manera global el desempeño estructural de los edificios.

**Figura 10.** Desplazamiento de demanda (cm)

3.5. Métodos para análisis de vibraciones

En la Figura 11, se exhibe los resultados obtenidos tras la aplicación de los tres métodos para el análisis de vibraciones (M. Murray, M. Simplificado y M. Hivoss), tanto para entrepiso como para cubierta. Cabe destacar que los métodos antes mencionados tienen la característica de calcular

la frecuencia natural originada en entrepisos, por efecto de acciones humanas

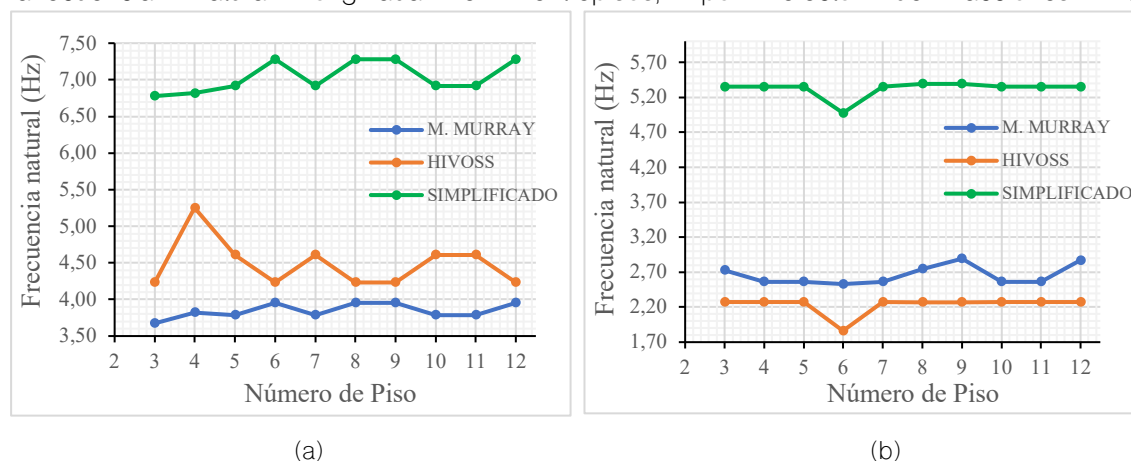


Figura 11. Frecuencia Natural: (a) Cubierta; (b) Entrepiso

Por otra parte, se observa que existe una diferencia considerable entre las frecuencias naturales halladas a través del método simplificado SCI, con respecto a los otros métodos; tal separación se produjo a causa de las cargas estimadas, ya que dicho método considera únicamente cargas permanentes (cargas muertas); al contrario de los métodos Murray e Hivoss que toman en cuenta permanentes y temporales. Por lo expuesto anteriormente, se puede señalar que, al considerar mayor carga, esta provoca mayor deflexión, misma que es inversamente proporcional a la frecuencia natural.

3.6. Mitigación de vibraciones por caminado

Con miras a solucionar problemas de vibraciones causados por el caminado, se optó por el uso de elementos adicionales conocidos como arriostramientos torsionales [10], los cuales cumplieron con el objetivo de mitigar las vibraciones en entrepisos y de esta forma mejoró las condiciones de habitabilidad en las edificaciones. La Figura 12 mostrada a continuación, denota la aceleración de caminado, previo al uso de arriostramientos torsionales y posterior a este; tal propiedad fue hallada por medio del software ETABS [23].

Cabe destacar que las secciones de los elementos estructurales varían según la solicitud de cada modelo, es por ello que, en la siguiente figura el índice de aceleración no es constante.

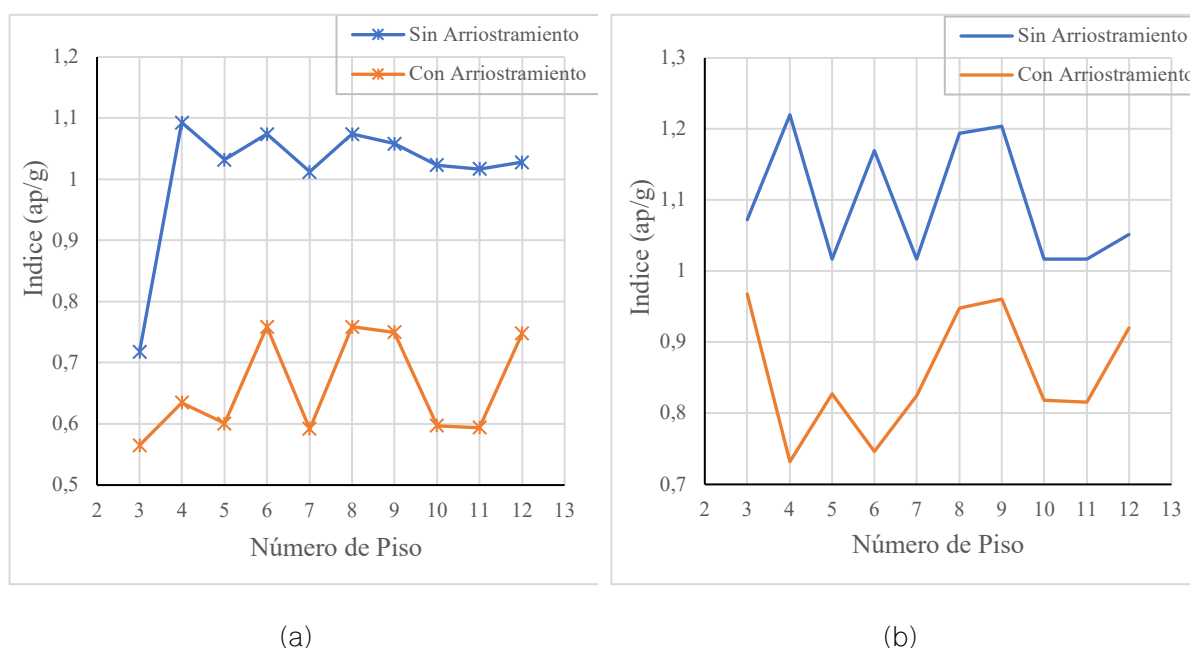


Figura 12. Aceleración por caminado: (a) Cubierta; (b) Entrepiso

Sin embargo, el empleo de estos componentes conllevó al incremento de la cuantía de acero, considerando que varían de acuerdo con el requerimiento del entrepiso ante vibraciones; es decir, los mayores porcentajes corresponden a aquellos modelos donde fue necesario emplear arriostramientos torsionales en todo el entrepiso, a diferencia que los de menor porcentaje únicamente se colocó en los vanos aladaños a los ductos de grada; tal suceso se puede visualizar en la Figura 13.

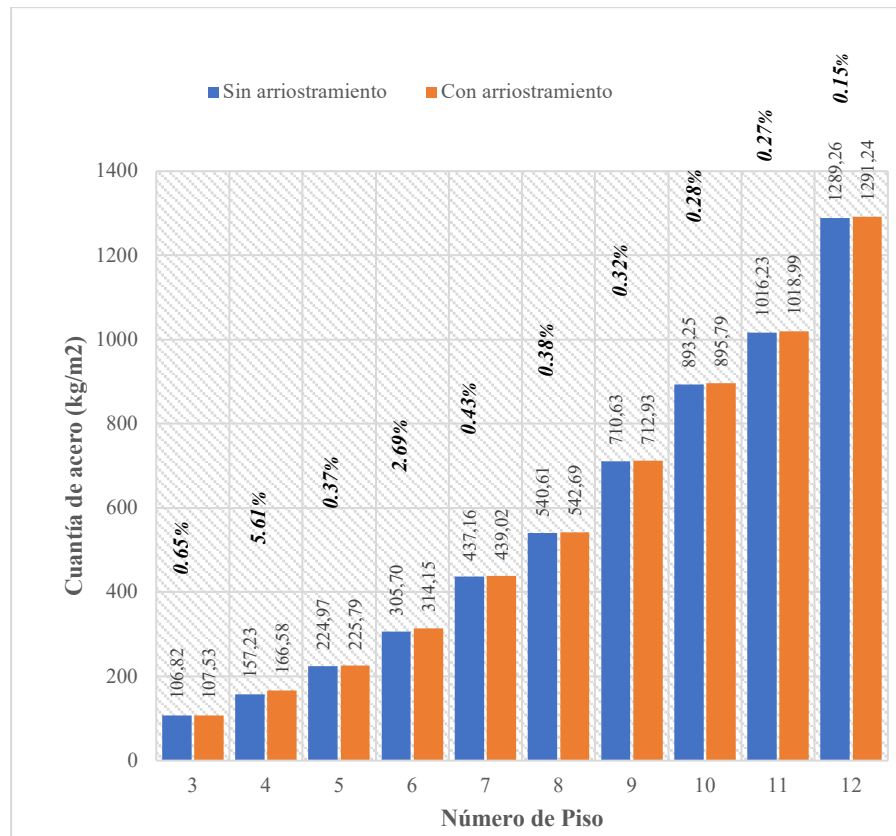


Figura 13. Cuantía de acero (kg/m²)

4. Conclusión

Tras el análisis y evaluación de entrepisos ante vibraciones debido al caminado, mediante la aplicación de tres métodos analíticos, es posible llegar a especificar que el procedimiento más eficiente fue el método de Murray; debido a que se evidencia un proceso de cálculo minucioso y detallado, mismo que contempló la corrección a la deflexión instantánea e incluyó todas las cargas y elementos estructurales del entrepiso tales como viga, vigueta y losa provocando así, un sistema compuesto cuya característica es cercana al comportamiento real; lo que por el contrario las otras metodologías no consideran tales condiciones.

En lo que respecta a aquellos edificios que presentaron problemas de vibraciones por efecto de caminado, se planteó como solución el empleo de elementos adicionales conocidos como arriostramientos torsionales; los cuales mejoraron el comportamiento de los entrepisos, reduciendo sustancialmente el índice de aceleración de vibraciones por efecto de caminado, en un margen de alrededor 35,29 % para cubierta y 24,19 % para entrepiso, garantizando la serviciabilidad y habitabilidad de las edificaciones.

Adicional a lo explicado anteriormente; es posible mencionar que, tras el análisis desarrollado a lo largo de la investigación, en cuanto a vibraciones; es importante tomar en cuenta la cuantía de

acero, aunque este no es significativo, este llega a tener un costo adicional que pudo haberse evitado al contemplar las vibraciones por efecto de caminado durante el proceso de diseño.

Contribución de autores: Idea y conceptualización, K. Y., B. B. y P. G.; metodología, K. Y. y B. B.; software, K. Y., B. B. y D. S.; investigación, K. Y. y B. B.; redacción, K. Y., B. B., P. G. y D. S.; revisión, P. G. y D. S.; supervisión, P. G. y D. S.

Financiamiento: Los autores financiarón a integridad el estudio.

Conflictos de interés: Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Referencias

1. T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar y B. D. David, «Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity,» de *Steel Design Guide*, Second ed., American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.
2. A. L. Smith's, S. J. Hicks y P. Devine, «Design of Floors for Vibration: A New Approach,» *The Steel Construction Institute*, vol. SCI P354, 2009.
3. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015.
4. A. E. Salazar Polanco y M. G. Trujillo Figueredo, *Evaluación de los efectos de las vibraciones en los niveles de servicio de sistemas estructurales de acero sometidos a la actividad humana*, Carácas, 2017.
5. L. C. Esquivel Salas, *Análisis de Vibraciones provocadas por la acción de caminar en Entrepisos de Sección Compuesta*, 2012.
6. J. M. Franco Franco, A. R. Ortiz Lasprilla, D. Gómez y P. Thompson, «Evaluación de las vibraciones producidas por las personas en el puente peatonal del Club Noel en Cali, Colombia,» *Proceedings of the III Simposio internacional sobre diseño y construcción de puentes Bucaramanga*, vol. 2, p. 18.
7. Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
8. Á. L. Carchi Villacís y P. A. Orellana Morales, *Análisis dinámico de vibraciones bajo cargas peatonales para una pasarela en base a modelos matemáticos*, Cuenca, Azuay, 2015.
9. T. Helwig y J. Yura, *Steel Bridge Design Handbook: Bracing System Design*, vol. 3, Washington D.C.: U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration, 2012, p. 96.
10. F. J. Crisafulli, *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, 5° ed., Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero, 2018.
11. ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois 60601: American Institute of Steel Construction, 2016.
12. C. E. Cevallos Barzallo, *Análisis de la relación de la frecuencia fundamental de una estructura con la deriva inelástica de piso en una estructura irregular de 5 pisos.*, Ambato, 2019.
13. L. F. Lasso Martinez y L. S. Pillajo Tello, «Influencia del factor de reducción de resistencia sísmica (R) en edificaciones, utilizando los sistemas constructivos: Dual Losas Postensadas – Muros y Tradicional,» 2020.
14. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras.*, 1° ed., Quito: Imprenta Activa, 2015.
15. P. N. Cárdenas Mesías y V. Talmatch González, *Comparación técnica de estructuras metálicas, analizadas mediante el método lineal de segundo orden y análisis estático no lineal (Pushover)*, Quito, 2016.
16. A. H. Barbat, Y. F. Vargas, L. Pujades Beneit y J. Hurtado, «Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.*, p. 8 , Diciembre 2015.
17. A. W. Llano Iza, *Diseño estructural de una edificación de seis pisos, mediante un análisis lineal controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de pushover*, Quito, 2015.
18. Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273)*, Washington D.C., 1997 .
19. Federal Emergency Management Agency; American Society of Civil Engineers , *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington D.C., 2000.

20. A. T. C. -. ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, California: California Seismic Safety Commission (SSC No. 96-01) , 1996 .
21. Federal Emergency Management Agency – FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures., Redwood City, 2005.
22. American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia, 2013.
23. ETABS, *Integrated Building Design Software*, 2018.
24. Directorate-General for Research and Innovation (European Commission), «Human induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS) – Vibration Design of Floors Guideline,» 2007.
25. M. Feldmann, C. Heinemeyer y B. Völling, «Guía de Diseño para el análisis de las vibraciones en forjados.,» ArcelorMittal, p. 13, 2014.
26. F. Galanti, C. Heinemeyer, M. Feldmann y S. Lentzen, «Assessment of floor vibration using the OS-RMS90 method,» *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics*, 4-6 Julio 2011.
27. N. Gluhovic, M. Spremić, Z. Marković, D. Budjevac y N. Fric, «Vibrations of composite steel-concrete floors induced by human activities,» *Gradjevinski Materijali i Konstrukcije*, vol. 59, nº 4, pp. 17-29, 2016.
28. American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, AISC, 2016.
29. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC, Estructuras de Acero, Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015.
30. D. C. Iles, Composite highway bridge design, The Steel Construction Institute, 2014.
31. D. P. Guerrero Cuasapaz, «Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos.,» *Revista Gaceta Técnica*, pp. 49-50, Enero 2019.



Katherine Paola Yaguana Torres. Ingeniera Civil graduada de la Universidad Politécnica Salesiana sede Quito-Ecuador. Su interés personal se enmarca en el desarrollo de la industria de la construcción, en el ámbito tecnológico y sostenible. Integrante del Pre – capítulo estudiantil ASCE-UPS.



Bryan David Borja Sánchez. Ingeniero Civil graduado de la Universidad Politécnica Salesiana sede Quito-Ecuador. Su interés personal se inclina a la investigación en el área de la construcción para garantizar una correcta planificación, diseño y control de infraestructuras. Integrante del Pre – capítulo estudiantil ASCE-UPS.



David Patricio Guerrero Cuasapaz. Ingeniero Civil en 2008 en la Universidad Central del Ecuador, Magister en Estructuras en 2016 en la Escuela Politécnica Nacional, Miembro afiliado en American Society of Civil Engineers (ASCE), Métodos de Elementos Finitos en UTN FRBA (Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Buenos Aires), Constructor y Diseñador estructural para empresas privadas, Profesor en Universidad Politécnica Salesiana sede Quito, en el Departamento de Ingeniería Civil.



Diego Mauricio Sánchez Oñate. Ingeniero Civil, Universidad Central del Ecuador. Magister en Estructuras, Escuela Politécnica Nacional. Profesor en la Universidad Central del Ecuador y en la Universidad Indoamérica. Consultor estructural para el diseño de edificios públicos y privados. Consultor estructural para el reforzamiento de estructuras.