

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
**SEDE QUITO**

**CARRERA:**  
**INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:**  
**INGENIERA CIVIL E INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**  
**ANÁLISIS DE VIBRACIONES POR ACCIÓN DE CAMINADO EN EDIFICACIONES DE  
ESTRUCTURA METÁLICA EMPLEANDO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO**

**AUTORES:**  
**YAGUANA TORRES KATHERINE PAOLA**  
**BORJA SÁNCHEZ BRYAN DAVID**

**TUTOR:**  
**GUERRERO CUASAPAZ DAVID PATRICIO**

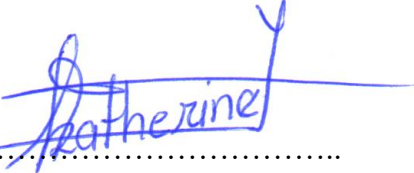
**Quito, julio 2021**

Quito, julio de 2021

## CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros, Yaguana Torres Katherine Paola y Borja Sánchez Bryan David, con documento de identificación N° 1750271262 y 1722191069 respectivamente, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación con el tema: ANÁLISIS DE VIBRACIONES POR ACCIÓN DE CAMINADO EN EDIFICACIONES DE ESTRUCTURA METÁLICA EMPLEANDO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIEROS CIVILES, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



YAGUANA TORRES  
KATHERINE PAOLA  
C.I.: 1750271262

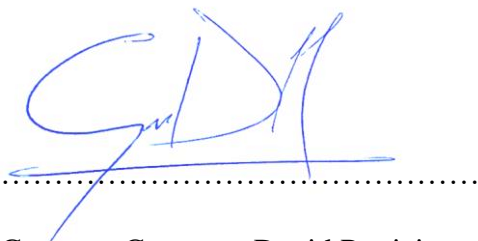


BORJA SÁNCHEZ  
BRYAN DAVID  
C.I.: 1722191069

Quito, julio de 2021

## DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el Artículo, con el tema: ANÁLISIS DE VIBRACIONES POR ACCIÓN DE CAMINADO EN EDIFICACIONES DE ESTRUCTURA METÁLICA EMPLEANDO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO, realizado por Yaguana Torres Katherine Paola con C.I.: 1750271262 y Borja Sánchez Bryan David con C.I.: 1722191069, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.



Guerrero Cuasapaz David Patricio  
C.I.: 1715215974

# ÍNDICE

Abstract .....	1
1. Introducción .....	3
2. Materiales y Métodos .....	3
2.2 Análisis estático lineal (AEL) .....	4
2.3. Análisis estático no lineal. (AENL) .....	4
2.3.1. Curva de capacidad .....	4
2.3.2. Niveles de desempeño .....	4
2.3.3. Punto de desempeño .....	4
2.4. Análisis de vibraciones.....	5
2.4.1. Método de Murray .....	5
2.4.2. Método Simplificado SCI P-354 .....	6
2.4.3. Método Manual de HIVOSS .....	7
2.5. Arriostramiento torsional .....	8
3. Resultados y Discusión .....	9
3.1. Sistema de pórticos resistentes a momento (SMF) .....	9
3.2. Aplicación de arriostramientos torsionales .....	10
3.3. Análisis estático lineal.....	10
3.3.1. Periodos de vibración .....	10
3.3.2. Derivas de piso X-Y .....	11
3.3.3. Corrección de cortante .....	12
3.4. Análisis no lineal.....	12
3.5. Métodos para análisis de vibraciones .....	13
3.6. Mitigación de vibraciones por caminado .....	13
4. Conclusiones .....	14
Referencias.....	15

# ANÁLISIS DE VIBRACIONES POR ACCIÓN DE CAMINADO EN EDIFICACIONES DE ESTRUCTURA METÁLICA EMPLEANDO PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

## ANALYSIS OF VIBRATIONS BY WALKING ACTION IN STEEL STRUCTURE BUILDINGS USING MOMENT RESISTANT FRAMES

Katherine Yaguana-Torres<sup>1</sup>, Bryan Borja-Sánchez<sup>2</sup>

### Resumen

En el presente artículo académico se analizaron veinte modelos estructurales, empleando el paquete computacional ETABS-2018, mismos que cumplieron con los parámetros sismorresistentes, correspondientes a estructuras esenciales, establecidos en la norma NEC-SE-DS, 2015, de los cuales diez presentaron problemas de vibración por efectos de caminado; mientras que, los restantes proporcionaron una solución a este.

Tal problemática, está en función del planteamiento de mayores longitudes entre vanos, disminución de peso a través del uso de estructura metálica y ausencia de control en los parámetros de vibración.

Con referencia al análisis y evaluación de vibraciones en entresijos, fue posible desarrollarlo por medio del software ETABS y mediante la aplicación de tres métodos analíticos: M. Murray, M. Simplificado SCI y M. Hivoss; de los métodos expuestos, resultó más eficiente aquel que elaboró un proceso minucioso, sin estimación de datos, ni de valores en gráficas tabuladas.

A causa de dicha particularidad, la investigación se encaminó a plantear elementos que mitiguen las vibraciones en entresijos, con el fin de mejorar las condiciones de confortabilidad para aquellos usuarios que transitan en las edificaciones. Este es el caso de los arriostramientos torsionales, cuya función principal es actuar como diafragma, mejorando así la inestabilidad lateral y torsional de vigas. Dichos componentes redujeron alrededor

### Abstract

In this academic paper, twenty structural models were analyzed, using the ETABS-2018 computational package, which met the seismic-resistant parameters, corresponding to essential structures, established in the NEC-SE-DS, 2015 standard, of which ten presented problems of vibration due to walking effects, while the other ones provided a solution to it.

This problem depends on the proposal of greater lengths between spans, weight reduction through the use of steel structures and the absence of control in the vibration parameters.

Regarding the analysis and evaluation of story vibrations, it was possible to develop a model by means of the ETABS 2018 software, applying three analytical methods: M. Murray, M. Simplificado SCI and M. Hivoss; of the exposed methods, the one developed with a more meticulous process, without estimating data, or values in tabulated graphs, was more efficient.

Due to this particularity, the research was focused on the addition of elements that mitigate vibrations in mezzanines, whose purpose is to improve the comfort conditions for the users. This is the case of torsional bracings, whose main function is to act as diaphragms, thus improving the lateral and torsional instability of beams. These components reduced vibrations on the roof by around 35,29 % and 24,19 % on the mezzanine; in addition, they provided a benefit to the overall performance of the structure.

<sup>1</sup> Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

<sup>2</sup> Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

Autor para correspondencia: [kyaguana@est.ups.edu.ec](mailto:kyaguana@est.ups.edu.ec); [bborjas@est.ups.edu.ec](mailto:bborjas@est.ups.edu.ec)

del 35,29 % las vibraciones en cubierta y 24,19 % en entrepiso; además, proporcionaron un beneficio al desempeño global de la estructura.

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

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

## 1. Introducción

En respuesta a los intereses de los usuarios, de obtener inmuebles confortables de mayor área útil, los constructores plantean diseños arquitectónicos, en donde estos ofrecen mayores longitudes de vanos, empleando estructuras livianas (acero). Dicho requerimiento puede provocar susceptibilidad a vibraciones por efecto de caminado en entresijos, consecuencia del flujo de personas.

Tales vibraciones generan cierto grado de incomodidad a quienes transitan las edificaciones, afectando de sobremanera su salud emocional; al igual que evitan el desarrollo de sus actividades de manera eficiente y con normalidad.

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 aquellas edificaciones 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 [1], establece que las derivas máximas de piso no deben sobrepasar el valor permisible, el cual corresponde al 2 % para estructuras de acero; puesto que, de existir valores mayores causarían daños en los elementos no estructurales.
- Con respecto a periodos de vibración, alude que, estos deben ser menores al 30 % del período calculado de forma analítica [1].
- 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 [1].

Cabe destacar que en la normativa NEC-SE-DS, 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-18 [2]; y mediante la aplicación de procesos analíticos como son: M. Murray [3], M. Simplificado [4] y M. Hivoos [5].

Los métodos antes nombrados, tienen la característica de calcular un parámetro dinámico conocido como frecuencia natural; sin embargo, para la evaluación del comportamiento de entresijo ante vibraciones, cada uno cuenta con un desarrollo divergente. Por añadidura, se deduce que el óptimo, fue aquel que requirió un proceso minucioso, sin estimación de datos, ni de valores en gráficas tabuladas.

En torno a 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 entresijos por efecto de caminado. Tales elementos a más de brindar este beneficio, evita que se genere torsión en vigas o viguetas y mejora el comportamiento estructural de las edificaciones.

Los arriostramientos torsionales pueden tener diferentes configuraciones como son “tipo K”, “tipo X” y “tipo-canal”, que serán empleados dependiendo del criterio del diseñador.

En conclusión, se estableció que la investigación presentada contribuyó al mejoramiento de estructuras y garantizó la serviciabilidad de edificaciones, que presentaron dificultades causadas por vibraciones ante la actividad humana de caminar.

## 2. Materiales y Métodos

Las edificaciones en estructura metálica analizadas varían entre 3 a 12 niveles, presentando una geometría simétrica tanto en planta como en elevación. Su altura de entresijo es 4,5 m y sus dimensiones en planta son 45 m en ambos sentidos;

tienen la característica de ser consideradas estructuras esenciales, para un suelo tipo “D”.

### 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 (Figura 1). 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 [6]. 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” [7].

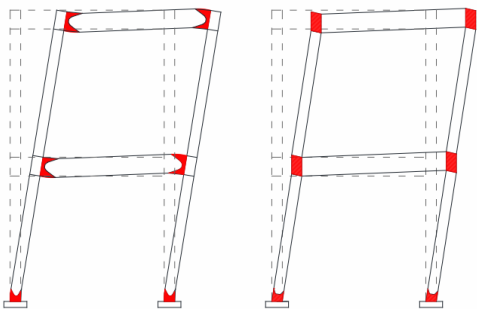


Figura 1. Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un SMF. [8]

### 2.2 Análisis estático lineal (AEL)

El enfoque principal del AEL es “esquematizar 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” [9].

En el análisis, intervienen diferentes parámetros a ser controlados, como son: derivas inelásticas, modos de vibración y corrección del cortante dinámico.

Para derivas inelásticas en entrepisos, es necesario garantizar que la estructura no genere desplazamientos relativos excesivos [10]; mismos que no deben ser superiores al 2 % de acuerdo a lo

indicado en normativa [1]. 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 [1].

En relación con la corrección por cortante, 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” [11]. 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” [12], permitiendo conocer varias características propias de la estructura, tales como: capacidad lateral, nivel de desempeño requerido, ductilidad, entre otros. [13].

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 [14], indicando así el funcionamiento tanto en el rango elástico como inelástico; en función a una demanda sísmica requerida [15].

#### 2.3.2. Niveles de desempeño

Las normativas: FEMA 273 [16], FEMA 356 [17] y ATC 40 [18], 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 [19] o ASCE 41-13 [20].

## 2.4. Análisis de vibraciones

### 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 [3].

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-vigueta, panel-viga) y finalmente se calcula la deflexión instantánea de los sistemas compuestos, mediante la Ecuación 1; tal parámetro posibilita la obtención de la frecuencia natural y peso equivalente de panel, expuestas en las Ecuaciones 2 y 3, respectivamente; en tanto que la aceleración pico, se halla en función de la Ecuación 4.

- Deflexión Panel-Vigueta / Panel-Viga

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

Dónde:

$w_{j,g}$ : Peso uniformemente distribuido por 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)

- Frecuencia natural de entresijo por la relación de Dunkerley.

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

Donde:

$g$ : Fuerza de gravedad

$\Delta_j$ : Deflexión panel-vigueta.

$\Delta_g$ : Deflexión panel-viga

- Peso equivalente panel

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g'} w_j + \frac{\Delta_g'}{\Delta_j + \Delta_g'} w_g \quad (3)$$

Donde:

$\Delta_j$ : Deflexión panel-vigueta.

$\Delta_g'$ : Deflexión panel-viga corregido

$w_j$ : Peso de panel-vigueta.

$w_g$ : Peso de panel-viga.

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

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0,35f_n}}{\beta W} \quad (4)$$

Donde:

$P_o$ : Fuerza constante (0,29 kN). [3]

$\beta$ : Razón de amortiguamiento.

$W$ : Peso equivalente panel

$f_n$ : Frecuencia natural de entresijo

El parámetro “razón de amortiguamiento” se obtuvo a través de la Tabla 1, 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 1: Parámetros para el cálculo de la aceleración pico. [3].

Ocupación	Razón de Amortiguamiento $\beta$	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 1.

#### 2.4.2. Método Simplificado SCI P-354

En el documento “Diseño de entresijos por vibraciones: Un nuevo acercamiento”, expone la evaluación simplificada para pisos de acero [4].

El análisis consta de dos modos (vigüeta y viga), cuya finalidad es obtener deflexiones instantáneas de acuerdo a las condiciones de soporte de los elementos analizados [21] en función de las Ecuaciones 5 y 6; las cuales definen el comportamiento dinámico (frecuencia natural, masa modal y respuesta de piso), por medio de las Ecuaciones 7, 8 y 9 respectivamente.

- Deflexión (simplemente apoyada)

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

- Deflexión (empotrada)

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

Donde:

$w_{b,g}$ : Peso uniformemente distribuido por vigüeta o viga.

$L_{b,g}$ : Luz de vigüeta 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-vigüeta)

- Frecuencia natural

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta}} \quad (7)$$

Donde:

$f_n$ : Frecuencia natural (losa-vigüeta / losa-viga)

$\delta$ : Máxima deflexión debida al peso propio u otra carga permanente

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

entresijo ( $f_o$ ), que corresponde al menor valor de las halladas.

- Masa Modal

$$M = mL_{eff}S \quad (8)$$

Donde:

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

$L_{eff}$ : Largo efectivo del entresijo

$S$ : Ancho efectivo del entresijo

- Respuesta de Piso

$$a_{w,rms} = \mu_e \mu_r \frac{0,1 Q}{2\sqrt{2} M \xi} W \rho \quad (9)$$

Donde:

$\mu_e$ : Factor de forma del modo en el punto de excitación para una respuesta general del entresijo.

$\mu_r$ : Factor de forma del modo en el punto de respuesta, para una respuesta general del entresijo.

$Q$ : Peso promedio de una persona (746 N) [4]

$M$ : Masa modal

$\xi$ : Relación de amortiguación crítica, según Tabla 2

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

$\rho$ : Factor de acumulación de resonancia

La “relación de amortiguamiento crítico”, detallada en la Tabla 2, 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. [4].

Tabla 2: Relación de amortiguamiento crítico. [21].

$\xi$ 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 en la Ecuación 10, es comparado con los factores multiplicadores recomendados en la publicación SCI-P354 [4]; con el objeto de comprobar si es apto para vibraciones continuas o intermitentes.

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0,005} \quad (10)$$

Donde:

$a_{w,rms}$ : Aceleración de entrepiso

### 2.4.3. Método Manual de HIVOSS

La guía Human Induced Vibrations on Steel Structures [5], 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 11 para ambas condiciones, y se procede a hallar la deflexión máxima a través de la Ecuación 12. Tal proceso se ejecuta con el propósito de encontrar los parámetros dinámicos, siendo estos: frecuencia natural aproximada y masa modal, conforme a las Ecuaciones 13 y 14.

- Deflexión losa / vigueta

$$\Delta_{s,j} = \frac{5w_{s,j} * L_{s,j}^4}{384E_s * I_{s,j}} \quad (11)$$

Dónde:

$\Delta_{s,j}$ : Deflexión de losa o vigueta

$w_{s,j}$ : Peso uniformemente distribuido en losa o en vigueta

$L_s$ : Separación de viguetas

$L_j$ : Luz de vigueta

$E_s$ : Módulo Elástico del Acero

$I_s$ : Momento de inercia de losa

$I_j$ : Momento de inercia de vigueta

- Deflexión máxima

$$\delta_{m\acute{a}x}: \Delta_s + \Delta_j \quad (12)$$

Donde:

$\Delta_s$ : Deflexión de losa.

$\Delta_j$ : Deflexión de viguetas.

- Frecuencia natural aproximada

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta_{m\acute{a}x}}} \quad (13)$$

Donde:

$\delta_{m\acute{a}x}$ : Deflexión máxima

- Masa Modal

$$M_{mod} = 0,5 \mu l \quad (14)$$

Donde:

$\mu$ : Distribución de masa por unidad de longitud o por unidad de área.

$l$ : Luz de vigueta

- Porcentaje de amortiguación crítica

Tal porcentaje resulta de la suma de los diferentes amortiguamientos expuestos en la Tabla 3.

Tabla 3: Determinación de la amortiguación. [22]

Tipo	Amortiguamiento (%)
<b>Amortiguamiento Estructural <math>D_1</math></b>	
Madera	6
Concreto	2
Acero	1
Acero-Concreto	1
<b>Amortiguamiento debido a muebles <math>D_2</math></b>	
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
<b>Amortiguamiento debido a los acabados <math>D_3</math></b>	
Cielo raso debajo del piso	1
Piso flotante	0
Swimming screed	1
<b>Amortiguamiento total <math>D = D_1 + D_2 + D_3</math></b>	

La segunda etapa consiste en estimar el “valor cuadrático medio de la raíz de un paso (OS-RMS<sub>90</sub>), mismo que representa la respuesta de piso que entra en vibración debido a que una persona camina sobre este” [23].

Con el fin de evaluar la comodidad y definir los criterios de aceptación de las vibraciones [24], el parámetro OS-RMS<sub>90</sub> se encuentra en función de la frecuencia natural aproximada, masa modal y porcentaje de amortiguación.

La determinación de dicho valor se obtiene a partir de gráficas tabuladas por la guía de estudio [5]; es así que, la Figura 2, correspondiente a una amortiguación del 3 %, fue utilizada en la presente investigación.

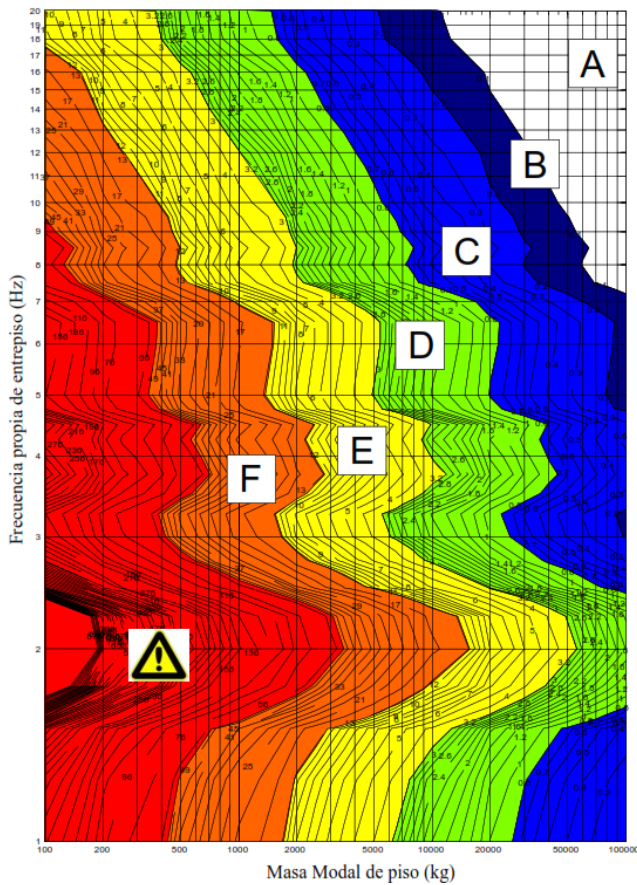


Figura 2. Clasificación basada en una amortiguación del 3 %. [5]

Para concluir esta evaluación, se procede a determinar y verificar la clase de piso en función de la Tabla 4, e indicar si se encuentra en rango recomendado, crítico o no recomendado [24].

Tabla 4: Clasificación de la respuesta del entrapiso y recomendaciones para la aplicación de clases. [22]

CLASE	OS-RMS <sub>90</sub>		Función del entrapiso									
	Límite inferior	Límite superior	Zona de trabajo crítica	Salud	Educación	Residencial	Oficina	Reunión	Comercio	Hotel	Industrial	Deporte
A	0,0	0,1	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada
B	0,1	0,2	Crítica	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada
C	0,2	0,8	Crítica	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada
D	0,8	3,2	Crítica	Crítica	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada	Recomendada
E	3,2	12,8	No recomendada	No recomendada	Crítica	Crítica	Crítica	Crítica	Crítica	Crítica	Crítica	Crítica
F	12,8	51,2	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada	No recomendada

■ Recomendada  
■ Crítica  
■ No recomendada

## 2.5. Arriostamiento torsional

Como medida de mitigación para efectos de vibración debido al caminado, la guía 11 del AISC [3] dispone diferentes alternativas; sin embargo, como opción óptima se emplea la introducción de arriostamientos torsionales propuestos en el AISC 360-16 [25], dado que brinda mayores beneficios en cuanto a inestabilidad lateral / torsional de vigas y al problema tratado en la presente investigación.

Los arriostamientos torsionales, se dividen en puntuales y continuos; mismos que efectúan su función “mediante diafragmas verticales o arriostamientos cruzados (cross-frame), que vincula dos vigas entre sí”. [6]

### - Arriostamiento Puntual

Conocido también como arriostamiento nodal, brinda la posibilidad de controlar los movimientos “en el punto arriostado sin interacción directa con los puntos arriostados adyacentes”. [25].

La resistencia en flexión solicitada por un arriostamiento se halla a través de la Ecuación 15.

$$M_{br} = 0,02 M_r \quad (15)$$

Donde:

$M_r$ : Mayor de las resistencias en flexión solicitadas por la viga entre las longitudes no arriostadas

adyacentes al punto arriostrado 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”. [25]

La resistencia requerida en flexión por un arriostramiento continuo se define con la Ecuación 16.

$$M_{br} = \frac{0,024 M_r L}{nC_b L_b} \quad (16)$$

Donde:

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

L: Longitud de luz

n: número de puntos arriostrados nodalmente dentro de la luz

$C_b$ : Factor de modificación.

$L_b$ : Longitud no arriostrada lateral.

### 3. Resultados y Discusión

Las edificaciones analizadas contaron con las condiciones de diseño establecidas en la Tabla 5.

Tabla 5: Materiales del sistema empleado

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

Con referencia a la carga permanente para entrepiso y cubierta, se usaron valores de 3.51 kN/m<sup>2</sup> y 0.19 kN/m<sup>2</sup>, respectivamente; en tanto que, la carga viva de entrepiso fue de 2.90 kN/m<sup>2</sup> y para cubierta inaccesible de 0.7 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.1. Sistema de pórticos resistentes a momento (SMF)

La Figura 3 indica la geometría y distribución de vigas – columnas en planta, empleados en el sistema de pórticos resistentes a momento.

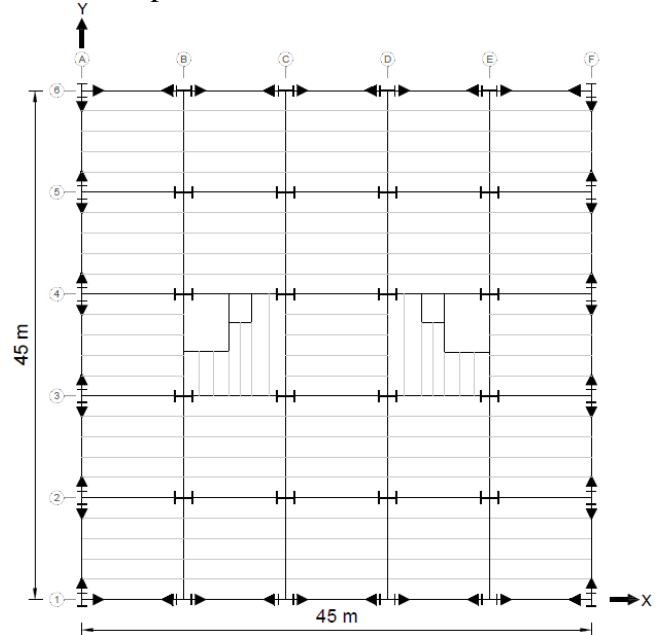


Figura 3. Planta de edificaciones analizadas (Estructura Tipo 2). [8]

La Figura 4 muestra la configuración y disposición de los elementos estructurales en elevación para las edificaciones estudiadas.

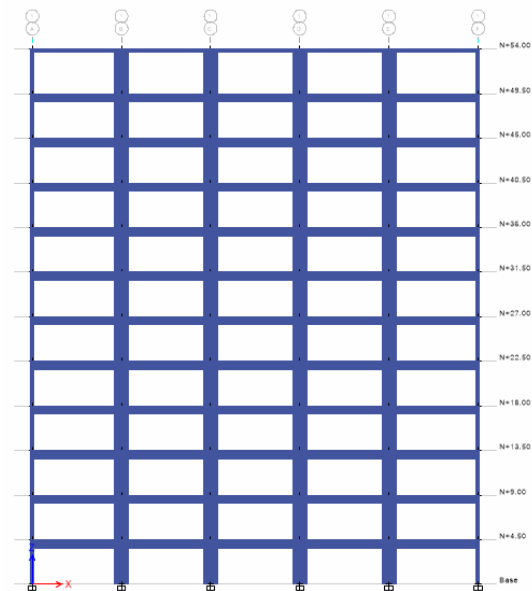


Figura 4. Elevación de edificaciones analizadas (Pórtico tipo). ETABS 2018. [2].

Cabe indicar que las secciones de columnas, vigas y viguetas variaron en función al número de niveles que posee la estructura.

### 3.2. Aplicación de arriostramientos torsionales

En vista de la variedad de tipos de arriostramientos torsionales, como lo expone la Figura 5, se optó por el uso de arriostramientos tipo “K”.

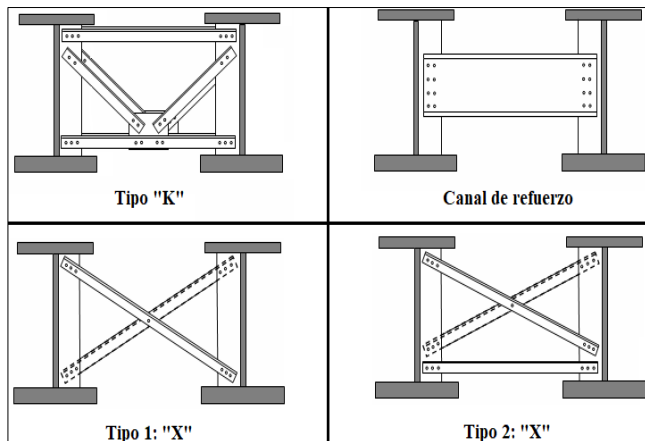


Figura 5. Tipos de arriostramientos torsionales. [26].

La selección del tipo de arriostramiento “K”, se estableció en función del beneficio que brindó ante vibraciones, tal como se indica en la Tabla 6; donde se observa que redujo notablemente el índice de aceleración de caminado y la cantidad de acero empleado no fue exuberante en comparación

Tabla 6: Comparación de tipos de arriostramientos torsionales

TIPO ARRIOS.	ap/g inicial	ap/g final	Peso (kg/m)
Tipo "K"		0.003213	49.48
Canal de refuerzo	0,005259	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 7.

Tabla 7: 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 6; sin embargo, tal disposición no fue constante en las modelaciones, ya que dependió de la presencia o no de vibraciones debido al caminado.

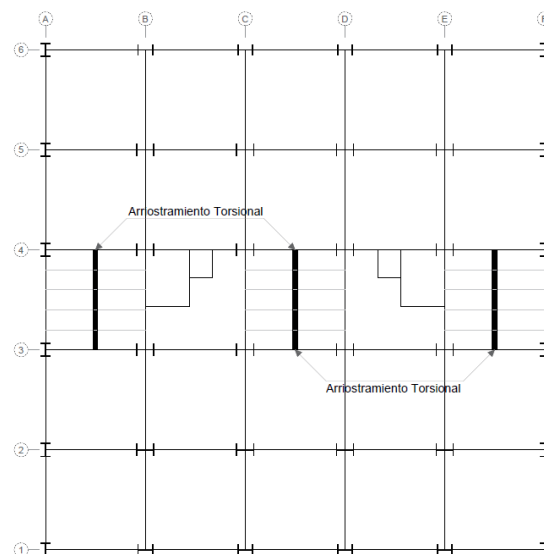


Figura 6. Ubicación de arriostramientos torsionales en planta.

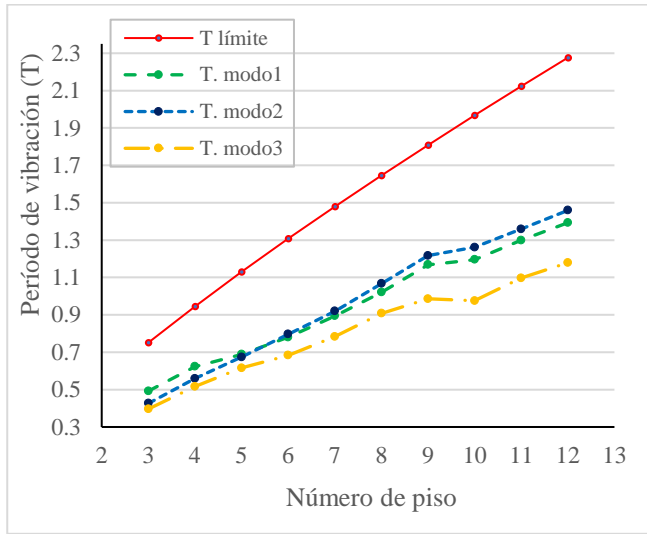
### 3.3. Análisis estático lineal

Una vez definidas las secciones de los elementos estructurales, se procedió a verificar los siguientes parámetros exigidos en la normativa NEC-SE-DS [1].

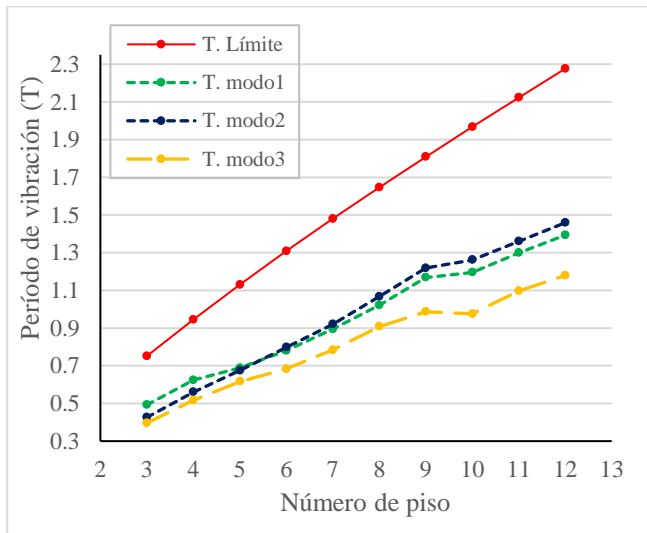
#### 3.3.1. Periodos de vibración

En las Figuras 7 y 8, se muestra los periodos de vibración extraídos a través del software ETABS, para las diferentes modelaciones con y sin arriostramientos torsionales; los cuales cumplieron

con la condición de no superar el 30 % del periodo calculado, establecido en normativa [1].



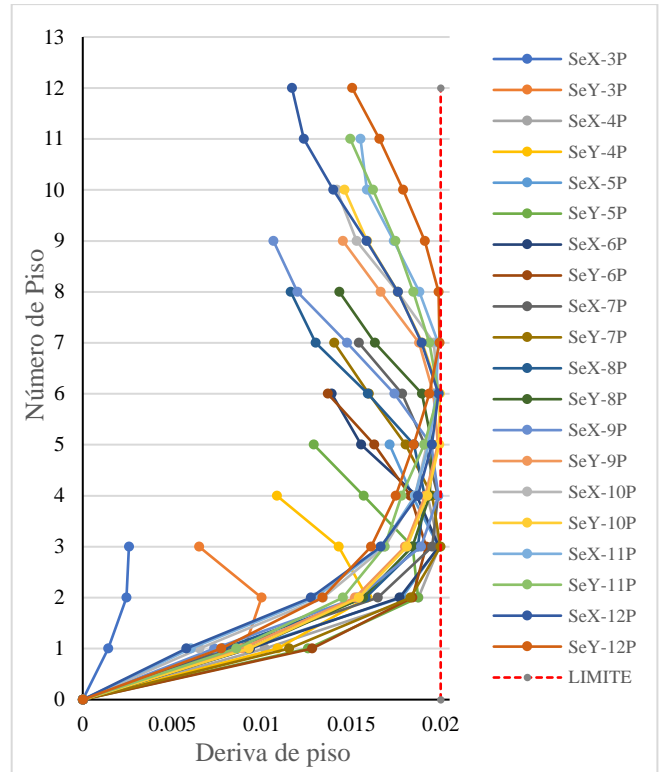
**Figura 7.** Periodos de vibración (sin arriostramiento torsional)



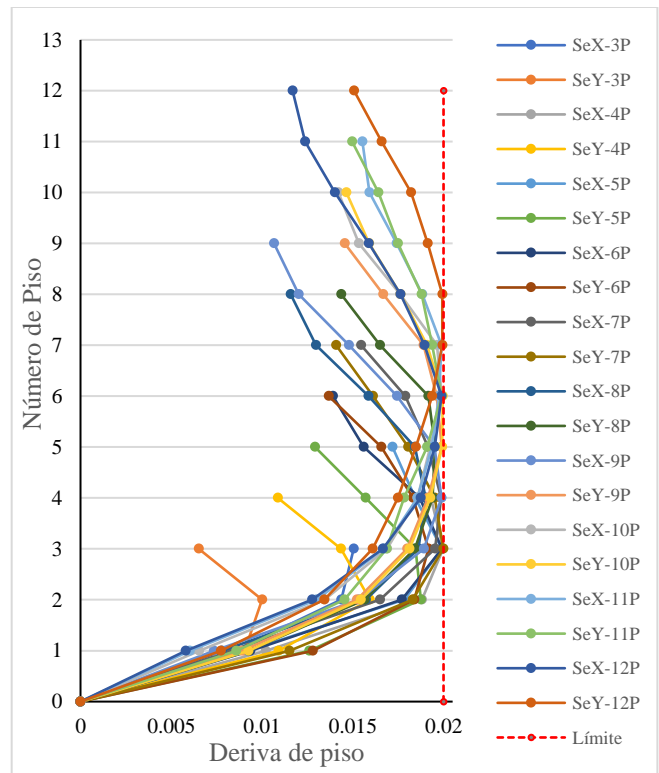
**Figura 8.** Periodos de vibración (con arriostramiento torsional)

### 3.3.2. Derivas de piso X-Y

Las Figuras 9 y 10, exponen las derivas máximas 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 [1], es decir que estas sean menores al 2 % para estructuras de acero.



**Figura 9.** Deriva de piso (sin arriostramiento torsional)



**Figura 10.** Deriva de piso (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 8, se presenta un ejemplo de corrección al cortante dinámico para una edificación de 4 pisos.

Tabla 8: Verificación de cortante basal.

Edif.	Dirección	V. Dinámico	V. Estático	0.8 V. Estático
4 Pisos	X	1011,92	1.264,899	1011,92
	Y	1011,92	1.264,899	1011,92

### 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 tanto en “X” como en “Y”; mediante el software ETABS,2018 [2].

Las Figuras 11 y 13, exponen las curvas de capacidad, pertenecientes a las modelaciones con problemas de vibración por efecto de caminado; en tanto que, las Figuras 12 y 14, corresponden a los modelos donde se empleó arriostramientos torsionales; mismos que evitaron tal particularidad.

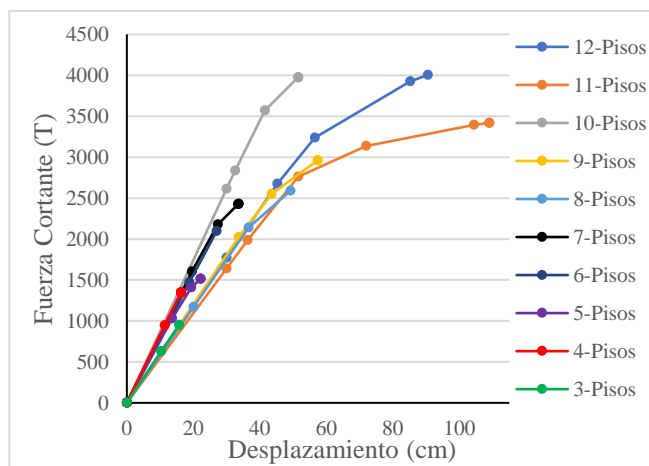


Figura 11. Curva de capacidad X. (sin arriostramientos torsionales)

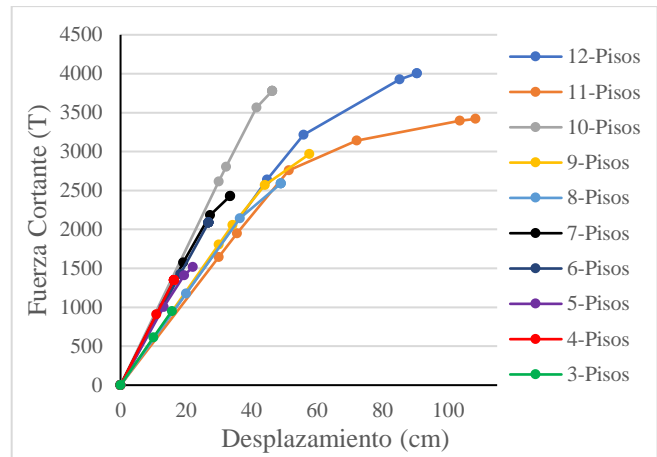


Figura 12. Curva de capacidad X. (con arriostramientos torsionales)

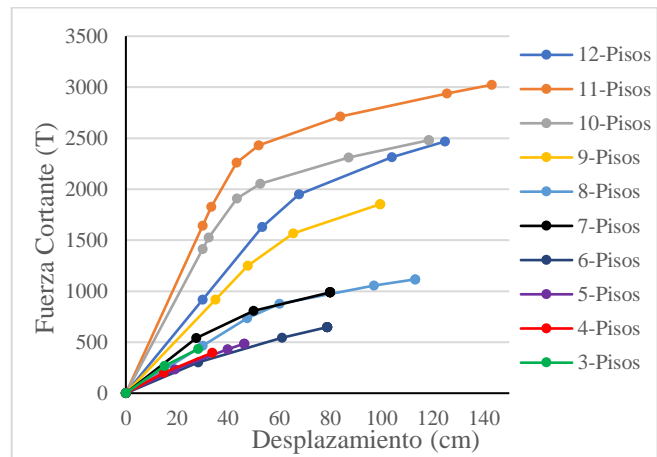


Figura 13. Curva de capacidad Y. (sin arriostramientos torsionales)

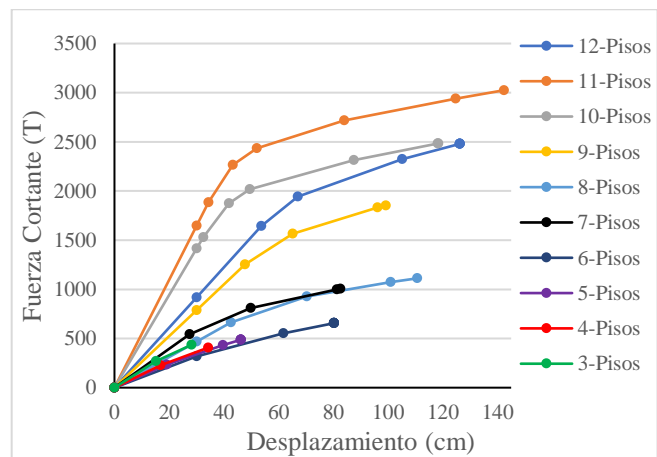


Figura 14. Curva de capacidad Y. (con arriostramientos torsionales)

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 9.

Tabla 9: 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 10.

Tabla 10: 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 15, se visualiza la reducción del desplazamiento de demanda en el sentido en el cual han sido colocados los arriostramientos torsionales.

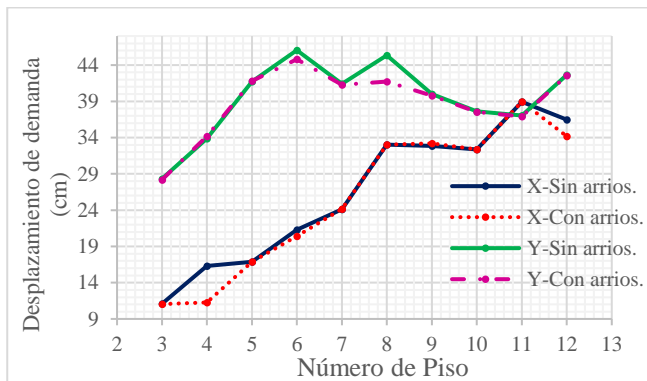


Figura 15. Desplazamiento de demanda (cm)

### 3.5. Métodos para análisis de vibraciones

En las Figuras 16 y 17, 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.

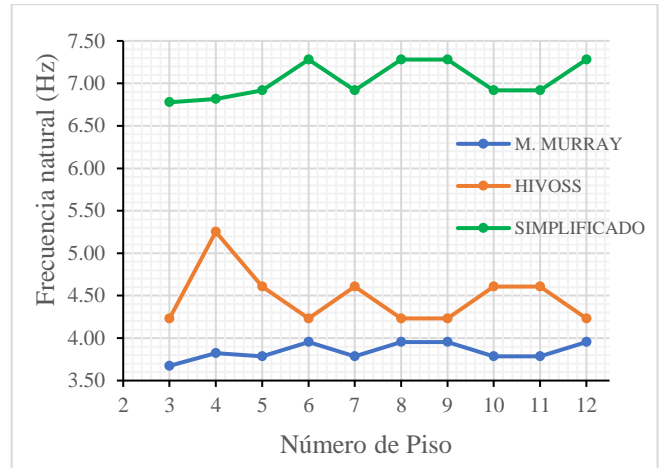


Figura 16. Frecuencia Natural (cubierta).

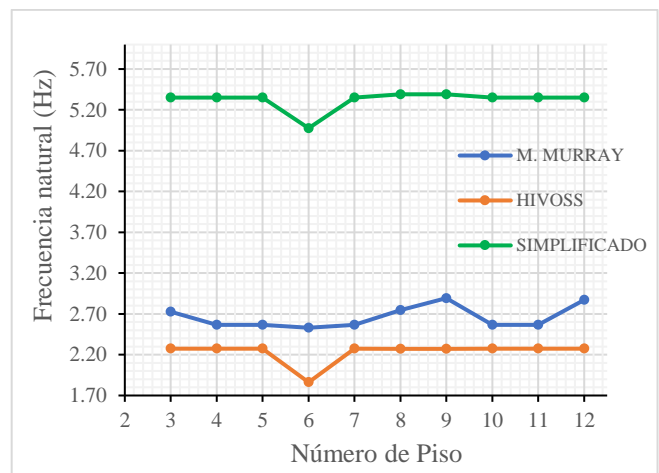


Figura 17. Frecuencia Natural (entrepiso).

### 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 [6], los cuales cumplieron con el objetivo de mitigar las vibraciones en entrepisos y de esta forma mejoró las condiciones de habitabilidad en las edificaciones.

En las Figuras 18 y 19 mostradas a continuación, denotan la aceleración de caminado, previo al uso de arriostramientos torsionales y posterior a este; tal propiedad fue hallada por medio del software ETABS-18.

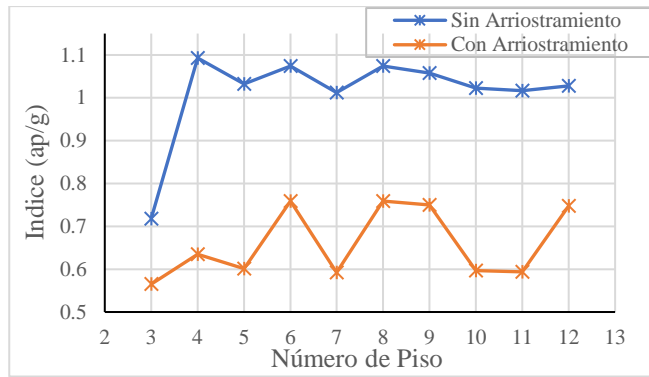


Figura 18. Aceleración por caminado. (cubierta).

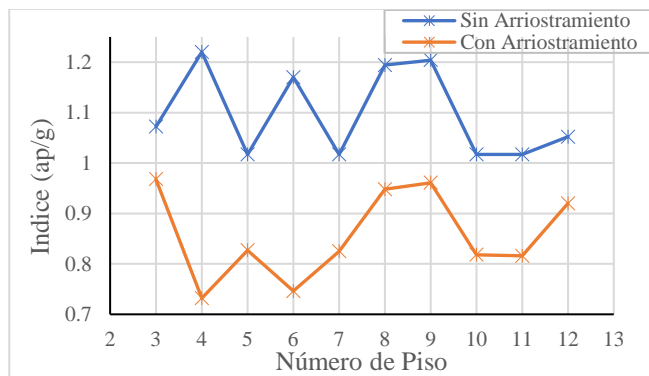


Figura 19. Aceleración por caminado. (entrepiso).

Sin embargo, el empleo de estos componentes conllevó al incremento de la cuantía de acero; tal suceso, se puede visualizar en la Figura 20.

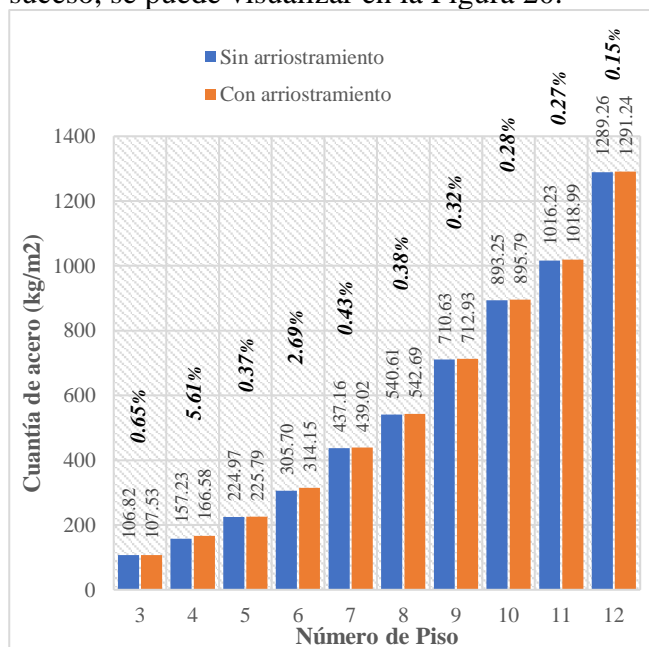


Figura 20. Cuantía de acero (kg/m2)

## 4. Conclusiones

Por lo abordado anteriormente es posible deducir que la utilización de arriostamientos torsionales, mejoró el comportamiento de los entresijos ante vibraciones como consecuencia del caminado.

Dicho argumento se sustenta en las Figuras 18 y 19, en las cuales es posible vislumbrar la reducción sustancial de las vibraciones, con un margen de alrededor 35,29 % para cubierta y 24,19 % para entresijo.

Además, el empleo de dichos componentes benefició de manera global al desempeño estructural de la edificación, ya que los desplazamientos de demanda redujeron entre 0,09 % y 3,61 %, en el sentido en el cual fueron aplicados los arriostamientos torsionales; mismos que, se hallaron a través de la curva de capacidad.

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, dado que posterior a la colocación de los elementos torsionales, el incremento fluctuó entre 0,15 % y 5,61 %.

Pese a que el aumento de la cuantía 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.

Por otra parte, proporcionadas las Figuras 16 y 17; se puede apreciar 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 en el párrafo anterior, se puede señalar que, al considerar mayor carga, esta provoca mayor deflexión, misma que es inversamente proporcional a la frecuencia natural.

Como instancia final a los puntos tratados en este documento; es posible llegar a especificar que, de los tres métodos de análisis de vibraciones, el procedimiento de mayor confiabilidad fue de

Murray; debido a que su estudio incluyó todas las cargas y elementos estructurales del entrecapso (viga, viga, losa), provocando un sistema compuesto, cuya característica es cercana al comportamiento real. Además, evidenció un proceso de cálculo minucioso, sin estimación de datos, ni de valores en gráficas tabuladas.

Para dar por terminado el presente documento, se llegó a la conclusión de que tal investigación desarrolló y planteó una alternativa viable para dar solución a las dificultades generadas por vibraciones debido al efecto de caminado.

## Referencias

- [1] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015.
- [2] ETABS, *Integrated Building Design Software*, 2018.
- [3] 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.
- [4] 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.
- [5] Directorate-General for Research and Innovation (European Commission), «Human induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS) - Vibration Design of Floors Guideline,» 2007.
- [6] F. J. Crisafulli, *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, 5° ed., Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero, 2018.
- [7] ANSI/AISC 341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois 60601: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [8] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC, *Estructuras de Acero*, Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] L. F. Lasso Martínez 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.
- [12] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras.*, 1° ed., Quito: Imprenta Activa, 2015.
- [13] 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.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] Federal Emergency Management Agency, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273), Washington D.C., 1997.
- [17] Federal Emergency Management Agency; American Society of Civil Engineers, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington D.C., 2000.
- [18] Applied Technology Council - ATC40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, California: California Seismic Safety Commission (SSC No. 96-01), 1996.
- [19] Federal Emergency Management Agency - FEMA 440, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.*, Redwood City, 2005.
- [20] American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Virginia, 2013.
- [21] L. C. Esquivel Salas, *Análisis de Vibraciones provocadas por la acción de caminar en Entrepisos de Sección Compuesta*, 2012.
- [22] M. Feldmann, C. Heinemeyer y B. Völling, «Guía de Diseño para el análisis de las vibraciones en forjados.» *ArcelorMittal*, p. 13, 2014.
- [23] 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.
- [24] 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, n° 4, pp. 17-29, 2016.
- [25] American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-16, *Specification for Structural Steel Buildings*, AISC, 2016.
- [26] D. C. Iles, *Composite highway bridge design*, The Steel Construction Institute, 2014.