

Caracterización de Vibraciones por Efectos Antrópicos de Caminatas en Entrepisos Metálicos.

Miguel Ángel Pulido Ramos

Monografía de Grado para Optar al Título de Especialista en Estructuras

Director:

Oscar Javier Begambre Carrillo

Doctor en Ingeniería Civil

Codirector:

Fredy Saúl Sotelo Monroy

Magister en Ingeniero Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Especialización en Estructuras

Bucaramanga

2019

## **Dedicatoria**

*A Yamile Andrea, María Isabel y María de Jesús.*

### **Agradecimientos**

Al doctor Oscar Javier Begambre Carrillo, por su dedicación, dirección y aporte de su conocimiento en el desarrollo de la presente monografía.

Al ingeniero Fredy Saúl Sotelo Monroy por su amistad, guía y acompañamiento en el desarrollo de este proyecto.

A la planta de profesores de la especialización en estructuras, por su aporte de conocimiento y experiencia en mi formación académica.

A la Universidad Industrial de Santander, por la oportunidad de formación y por su aporte al desarrollo de la región con la implementación de programas de posgrado.

A mis compañeros de Asgard Ingeniería & Construcción por su apoyo constante durante este proceso.

## Contenido

|                                                                                                                       | Pág. |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Introducción .....                                                                                                    | 16   |
| 1. Objetivos .....                                                                                                    | 20   |
| 1.1 Objetivo general.....                                                                                             | 20   |
| 1.2 Objetivos Específicos.....                                                                                        | 20   |
| 2. Alcance .....                                                                                                      | 21   |
| 3. Criterios de Evaluación del Confort Humano Ante Vibraciones Producidas por Eventos Antrópicos.....                 | 21   |
| 3.1 Antecedentes de la evaluación de los niveles de servicio de la estructura. ....                                   | 24   |
| 3.1.1 Antecedentes de los estudios para la evaluación de los niveles de servicio de la estructura y vibraciones. .... | 26   |
| 3.2 Definición de vibraciones. ....                                                                                   | 30   |
| 3.3 Importancia de la parametrización y medición de la vibración en edificios.....                                    | 31   |
| 3.4 Estándares internacionales de referencia. ....                                                                    | 34   |
| 3.4.1 Parámetros medidos. ....                                                                                        | 36   |
| 3.4.2 Requerimientos de comodidad (Confort).....                                                                      | 39   |
| 3.5 Resumen de los criterios de evaluación del confort humano.....                                                    | 41   |

|                                                                                                                                                                    |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4. Definición de Cargas Según La Normatividad .....                                                                                                                | 42 |
| 4.1 Lineamientos normativos.....                                                                                                                                   | 42 |
| 4.2 Definición de cargas. ....                                                                                                                                     | 45 |
| 5. Criterios de Falla y Diseño .....                                                                                                                               | 46 |
| 5.1 Criterios de falla.....                                                                                                                                        | 46 |
| 5.1.1 Estado límite de servicio.....                                                                                                                               | 48 |
| 5.1.2 Estado límite de resistencia.....                                                                                                                            | 50 |
| 5.2 Criterios de diseño. ....                                                                                                                                      | 52 |
| 6. Revisión de Casos de Vibración Estructural Inducida por Caminata Reportados en la<br>Literatura.....                                                            | 52 |
| 6.1 Caso número 1: The London Millennium Footbridge (Dallar, y otros, 2001). ....                                                                                  | 53 |
| 6.2 Caso número 2: Control de vibraciones en pasarelas peatonales. (Casado Sanchez, De<br>Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)..... | 61 |
| 6.3 Caso número 3: Fanny Appleton pedestrian bridge detailin and vibration performance.<br>(Goulet & Barth, 2017). ....                                            | 68 |
| 7. Normativa y Metodología Aplicable para el Análisis de Vibraciones Producidas por Eventos<br>de Caminata. ....                                                   | 73 |
| 7.1 Normativa colombiana vigente. ....                                                                                                                             | 74 |
| 7.2 Descripción del método para la evaluación de vibraciones en entrepisos metálicos producidas<br>por eventos de caminata.....                                    | 76 |

|                                                                                                                         |        |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| 7.3 Desarrollo de la metodología propuesta. ....                                                                        | 77     |
| 7.3.1 Evaluación de la Aceleración pico del sistema. ....                                                               | 78     |
| 7.3.2 Valores típicos de la fuerza de accionamiento $P_o$ . ....                                                        | 79     |
| 7.3.3 Evaluación del confort humano en entrepisos y puentes peatonales. ....                                            | 82     |
| 7.3.4 Frecuencia natural de los sistemas de entrepisos con estructura de acero $f_n$ . ....                             | 83     |
| 7.3.4.1 Acción de la sección compuesta en el cálculo de la frecuencia natural. ....                                     | 86     |
| <br>8. Ejemplo de Aplicación para la Evaluación de Vibraciones en Entrepisos Metálicos por<br>Eventos de Caminata. .... | <br>87 |
| 8.1 Datos de diseño del caso de aplicación. ....                                                                        | 88     |
| 8.1.1 Documentos de referencia. ....                                                                                    | 88     |
| 8.1.2 Parámetros de diseño. ....                                                                                        | 88     |
| 8.1.3 Materiales. ....                                                                                                  | 89     |
| 8.1.4 Descripción del sistema estructural. ....                                                                         | 90     |
| 8.1.5 Evaluación de cargas. ....                                                                                        | 93     |
| 8.1.5.1 Carga muerta (D-SD). ....                                                                                       | 93     |
| 8.1.5.2 Carga viva (L). ....                                                                                            | 96     |
| 8.1.5.3 Carga sísmica ( $F_s$ ). ....                                                                                   | 96     |
| 8.1.6 Análisis sísmico. ....                                                                                            | 102    |
| 8.1.7 Método de análisis dinámico elástico. ....                                                                        | 102    |
| 8.1.8 Verificación de derivas. ....                                                                                     | 104    |
| 8.1.9 Diseño de la estructura. ....                                                                                     | 105    |
| 8.1.10 Determinación del valor de $R$ . ....                                                                            | 106    |

|                                                                                      |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.1.11 Combinaciones de diseño. ....                                                 | 107 |
| 8.1.12 Chequeo de deflexiones en la estructura.....                                  | 108 |
| 8.1.13 Resultados de diseño por estado límite de resistencia. ....                   | 108 |
| 8.2 Ejemplo de aplicación de evaluación de vibraciones en entresijos metálicos. .... | 111 |
| <br>                                                                                 |     |
| 9. Conclusiones .....                                                                | 116 |
| <br>                                                                                 |     |
| Referencias Bibliográficas .....                                                     | 119 |

## Lista de Tablas

|                                                                                                                                                                                                                     | Pág. |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Tabla 1. Rangos críticos de frecuencia y los límites de aceleración de las principales normativas.<br>.....                                                                                                         | 29   |
| Tabla 2. Rangos de factor multiplicador con la respuesta humana a la vibración en los edificios.<br>.....                                                                                                           | 39   |
| Tabla 3. Valores de referencia para aceleración máxima (EMAX (mm/s <sup>2</sup> )).....                                                                                                                             | 40   |
| Tabla 4. Resumen de los resultados obtenidos con la instalación de los amortiguadores. Se puede evidenciar que los porcentajes de amortiguación se redujeron de un estado crítico de 20% a 4.1% – 3.8 a 3.9%. ..... | 60   |
| Tabla 5. Aceleraciones medidas de las pruebas.....                                                                                                                                                                  | 73   |
| Tabla 6. Factor de reducción para el cálculo de la fuerza de accionamiento.....                                                                                                                                     | 80   |
| Tabla 7. Fuerza de accionamiento Po .....                                                                                                                                                                           | 80   |
| Tabla 8. Límite de tolerancia para entrepisos. ....                                                                                                                                                                 | 82   |
| Tabla 9. B.3.4.3-1 - NSR-10 .....                                                                                                                                                                                   | 94   |
| Tabla 10. Combinaciones de estado límite de resistencia.....                                                                                                                                                        | 107  |
| Tabla 11. Límite de deflexiones en estructuras metálicas. ....                                                                                                                                                      | 108  |

## Lista de Figuras

|                                                                                                                                                                                                            | Pág. |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Figura 1. Vista norte del puente del milenio .....                                                                                                                                                         | 54   |
| Figura 2. Ajuste de curvas de la función de respuesta de frecuencia para el modo lateral primero en el tramo central.....                                                                                  | 60   |
| Figura 3. Vista general de la pasarela peatonal del museo de la ciencia de Valladolid.....                                                                                                                 | 62   |
| Figura 4. Ejemplos de la aceleración vertical en el centro del vano 2 (a) y del vano 3(b). ....                                                                                                            | 63   |
| Figura 5. Prototipo del TMD. ....                                                                                                                                                                          | 64   |
| Figura 6. FRF experimental del vano 2 de la pasarela con y sin el TMD en el centro del vano. .                                                                                                             | 65   |
| Figura 7. Pruebas de análisis del estado de servicio del vano 2. Una persona: a) andando a 1.75 Hz, b) corriendo a 3.5 Hz, y un grupo de cuatro personas: c) andando a 1.75 Hz, d) corriendo a 3.5 Hz..... | 66   |
| Figura 8. Verificación del estado de servicio del vano 2 de la pasarela con y sin sistemas de absorción de vibraciones.....                                                                                | 67   |
| Figura 9. Vista aérea general del puente sujeto del análisis. ....                                                                                                                                         | 68   |
| Figura 10. Forma modal combinada de cargas verticales y longitudinales. ....                                                                                                                               | 70   |
| Figura 11. Grafico superior corresponde al diseño inicial, grafico inferior corresponde al diseño final. ....                                                                                              | 71   |
| Figura 12. Ficha técnica del capítulo F del reglamento colombiano de construcción sismo resistente. ....                                                                                                   | 77   |
| Figura 13. Límites de tolerancia recomendados para el confort humano. ....                                                                                                                                 | 81   |

|                                                                                 |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 14. Planta modelo numérico.....                                          | 91  |
| Figura 15. Vista frontal modelo numérico.....                                   | 91  |
| Figura 16. Vista lateral modelo numérico.....                                   | 92  |
| Figura 17. Vista lateral modelo numérico.....                                   | 92  |
| Figura 18. Sección típica de placa en Steeldeck para modelamiento. ....         | 95  |
| Figura 19. Asignación de carga uniforme al modelo numérico.....                 | 96  |
| Figura 20. Valores de $C_t$ y $a$ para el cálculo del periodo fundamental. .... | 97  |
| Figura 21. Espectro de diseño elástico $I=1.10$ . ....                          | 98  |
| Figura 22. Irregularidades en planta y altura según NSR-10.....                 | 99  |
| Figura 23. Irregularidad sistemas no paralelos. ....                            | 100 |
| Figura 24. Deformada de los modos de vibración. ....                            | 104 |
| Figura 25. Límite de derivas según la NSR-10.....                               | 104 |
| Figura 26. Derivas espectro elástico. ....                                      | 105 |
| Figura 27. Relación demanda Capacidad de las vigas.....                         | 109 |
| Figura 28. Propiedades de sección IPE360.....                                   | 110 |
| Figura 29. Propiedades de sección IPE300.....                                   | 110 |
| Figura 30. Configuración de un tramo típico de placa de entrepiso. ....         | 111 |
| Figura 31. Procedimiento de revisión del confort.....                           | 112 |
| Figura 32. Variación de la aceleración Vs Carga .....                           | 118 |

## **Lista de Apéndices**

**(Ver Apéndices adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la  
Biblioteca UIS)**

Apéndice A. Desarrollo numérico del caso de aplicación.

Apéndice B. Análisis y diseño estructural del caso de aplicación.

Apéndice C. Terminología básica de vibraciones.

## Resumen

**Título:** Caracterización de Vibraciones por Efectos Antrópicos de Caminatas en Entrepisos Metálicos.\*

**Autor:** Pulido Ramos Miguel Angel\*\*

**Palabras Claves:** Análisis de vibraciones en entornos metálicos, pórticos metálicos con entornos en sección compuesta, confort humano, estado límite de servicio por vibraciones.

### Descripción

En este trabajo se ve reflejada la búsqueda bibliográfica y análisis de la información presente en las normas, guías y metodologías actualmente avaladas para la evaluación de vibraciones en entornos metálicos existente en Colombia. Como principal hallazgo se encuentra que actualmente en la república de Colombia no existe una metodología oficialmente avalada que provea de herramientas y criterios que sirvan de base a la hora de evaluar el estado límite de servicio por vibraciones. Es así como se ha realizado una consulta bibliográfica, a donde se ha revisado la normativa vigente en otros países, información que ha servido para comparar criterios de evaluación, parámetros evaluados, límites de tolerancia y metodologías de evaluación. Debido a que la normativa colombiana contiene muchas referencias de investigaciones, documentos, guías y normativas norteamericanas, se ha decidido tomar como base metodológica a la segunda edición de la guía número 11 publicada en el año 2016 por el American Institute Of Steel Construction (AISC), ya que esta guía provee una base metodología y conceptual sólida. La metodología expuesta en la guía 11 del AISC para la evaluación de vibraciones en entornos metálicos ha sido plasmada en la elaboración de un ejercicio de aplicación, el cual se aborda de una manera crítica el procedimiento con la idea de dar al lector una guía clara a la hora de realizar un análisis de vibraciones debido a un evento de caminatas en un entropiso metálico. El tema de vibraciones en entornos metálicos es muy extenso tanto así que de los siete capítulos que abarca la guía 11 solo han sido abordados los cuatro primeros capítulos. Como información adicional de contexto al tema de vibraciones en estructuras metálicas, se ha consultado y resumido la información de tres casos reales de análisis, estudio y/o corrección de excedencia al estado límite de servicio por vibraciones.

---

\* Proyecto de grado.

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: PhD. Oscar Javier Begambre Carrillo.

## Abstract

**Title:** Characterization of Vibrations for Anthropic Effects of Walks in Metallic Entrepisos.\*

**Authors:** Pulido Ramos Miguel Angel\*\*

**Keywords:** Analysis of vibrations in metal mezzanines, metal porches with mezzanines in composite section, human comfort, service limit state by vibrations.

### Description

In this work the bibliographic search of the standards, guides and methodology currently supported for the evaluation of vibrations in metallic mezzanines existing in Colombia is reflected. The main finding is that currently in the Republic of Colombia there is no officially endorsed methodology that provides tools and criteria that serve as a basis for assessing the state of service limit for vibrations. This is how a bibliographic consultation has been carried out, where the regulations in force in other countries have been reviewed, information that has been used to compare evaluation criteria, parameters evaluated, tolerance limits and evaluation methodologies. Because the Colombian regulations contain many references of research, documents, guides and US regulations, it has been decided to use the second edition of guide number 11 published in 2016 by the American Institute of Steel Construction (AISC) as a methodological basis. , since this guide provides a solid methodology and conceptual basis. The methodology outlined in the AISC guide 11 for the evaluation of vibrations in metal mezzanines has been reflected in the elaboration of an application exercise, which is approached in a critical way the procedure with the idea of giving the reader a clear guide to when performing a vibration analysis due to a trekking event on a metal mezzanine. The theme of vibrations in metal mezzanines is very extensive, so that of the seven chapters covered by guide 11, only the first four chapters have been addressed. As additional information of context to the topic of vibrations in metallic structures, the information of three real cases of analysis, study and / or correction of exceedance to the limit state of service by vibrations has been consulted and summarized.

---

\* Bachelor Thesis

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: PhD. Oscar Javier Begambre Carrillo

## **Introducción**

Una parte de las metodologías y normativas colombianas para procesos de diseño y construcción de estructuras están basadas en técnicas y estándares extranjeros, predominantemente estadounidenses. En ciertos casos las normativas colombianas se basan en documentos y/o normativas foráneas como lo es el caso del título F del reglamento colombiano de construcción sismo resistente, el cual se basa en los documentos AISC-1978, AISC-1994 y AISC-2010 (ver Figura 12), a los cuales se aplican algunas modificaciones destinadas a que su implementación en el territorio colombiano sea viable.

El análisis de vibraciones en entresijos metálicos es un tema poco estudiado en el campo de la ingeniería en Colombia, el documento encargado de normalizar esta actividad es el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 y el cual en su versión actual provee de unas herramientas limitadas para evaluar las vibraciones en entresijos metálicos, o siquiera remitir a algún procedimiento y/o guía extranjera en caso de generarse controversia con un tema no tratado en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente relacionado como lo puede llegar a ser el cálculo de la frecuencia natural del sistema o los límites del confort humano en la estructura. Se pretende con el presente documento recopilar la información necesaria para poder generar un criterio a la hora de escoger una metodología de evaluación de vibraciones en entresijos metálicos, analizando metodologías y normativas existentes en otros países. Dentro de la información consultada se ha revisado las normativas y guías que actualmente están vigentes en otros países, como lo es por ejemplo la normativa británica (British Standard, 1992), los euro códigos (Norma Europea - EN, 1990), o la normativa española (Secretaría General Técnica -

Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011), sin embargo se ha revisado con particular atención la guía de diseño estadounidense *Steel Desing Guide 11* (Guía de diseño 11) del *American Institute Of Steel Construction* “AISC” (Instituto americano de construcción en acero), la cual se titula *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity* (*Vibraciones de sistemas estructurales con estructura de acero debido a la actividad humana*).

Dentro de los estados límites de servicio, el de las vibraciones en los sistemas estructurales es uno de los principales estados a considerar en el diseño. Se debe configurar el sistema estructural de tal manera que este proteja a los ocupantes de vibraciones excesivas, aunque como se ha citado con anterioridad, este documento se enfocara de manera primordial en los efectos antrópicos de caminatas, se sugiere al lector considerar también los efectos de las vibraciones en equipos sensibles, los cuales podrían ver afectado su funcionamiento.

El ser humano es considerado un para efectos del tema estudiado un sensor muy sensible a las vibraciones, y los limites sugeridos por las diferentes normativas sugieren que estos deben ser acatados a cabalidad, esto con el fin de evitar sensaciones tan leves como incomodidad o mareo, o en casos críticos pánico.

A pesar de que el estudio de vibraciones en entrespisos metálicos es un tema que aún no ha llegado a un consenso normativo internacional, la información, estudios y enfoque de la guía de diseño estadounidense es lo suficientemente robusta y explícita a la hora de evaluar los efectos de las vibraciones en los entrespisos metálicos, por esta razón, el autor del presente documento se decantó y apoyo en la segunda edición de la guía de diseño 11 publicada en mayo de 2016 y que tiene como antecedente la primera edición que fue publicada en 1997, la cual se titulaba *Floor Vibrations Due to Human Activity* (*Vibraciones en entrespisos debido a la actividad humana*). La segunda edición fue objeto de una ampliación en su alcance, objeto que es evidente en el título

*(Vibraciones de sistemas estructurales con estructura de acero debido a la actividad humana)* (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016). Desde la primera edición de esta guía hasta la publicación de la segunda edición, se han generado documentos que amplían los estudios y literatura respecto a la respuesta de los sistemas estructurales con estructura de acero, incluyendo entresijos, escaleras de gran dimensión y balcones debido a las cargas de servicio generadas por el uso de la estructura. Dentro de las principales adiciones a la segunda edición de la guía 11 de diseño, se encuentra la reevaluación y modificación de los límites de tolerancia permisibles (léase estado límite de servicio), que permita evaluar de una mejor manera el confort provisto por las estructuras objeto de este documento (Entresijos metálicos sobre estructuras metálicas).

El tema abordado por la guía 11 (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016) es extenso y complejo. En la guía se abordan de manera general tres criterios de evaluación, los cuales son: El análisis del servicio típico de una estructura (Excitación de la estructura por eventos antrópicos (léase caminatas) – Capítulo 4); diseño por excitación rítmica (Análisis de estructuras sometidas a cargas periódicas como lo puede ser un entresijo destinado a un gimnasio con énfasis en danza – Capítulo 5) y el diseño de entresijos destinados a soportar maquinaria (Capítulo 6). La guía incorpora un séptimo capítulo, en el que presenta la evaluación de vibraciones mediante el método de elementos finitos (MEF). El presente documento se enfocó en la evaluación de los cuatro primeros capítulos de la guía 11, los cuales engloban la mayoría de análisis que se pueden llevar a cabo, mediante la implementación y evaluación de métodos simplificados que permitan determinar una orden de magnitud en el momento de realizar una evaluación de vibraciones en entresijos metálicos.

Teniendo como premisa que una monografía es la evolución crítica de la información existente de un tema específico, este documento se abordó y el trabajo de diversos autores;

información que servirá para complementar y en algunos casos sustentar la aplicación de la metodología de la guía 11 del AISC al medio colombiano, centrándose de forma particular sobre los efectos de los eventos antrópicos de caminatas sobre la estructura.

## **1. Objetivos**

### **1.1 Objetivo general**

Caracterizar el efecto antrópico por caminata en entornos metálicos.

### **1.2 Objetivos Específicos**

- Establecer criterios de evaluación del confort para eventos de caminata con base en la literatura especializada.
- Describir el procedimiento para la evaluación de la incidencia de los efectos antrópicos por caminatas en el estado de servicio por vibraciones.
- Evaluar las vibraciones en entornos metálicos mediante la implementación de la metodología simplificada como la que se da en la guía número 11 del AISC.

## **2. Alcance**

En el presente documento de monografía se realiza la búsqueda y análisis de información para establecer criterios de evaluación del confort humano, esto con el fin de realizar el cálculo de vibraciones producidas por el caminar de las personas en entornos metálicos, además de la recopilación de información sobre eventos cuyos antecedentes están ligados al estudio del estado límite de servicio por vibraciones.

Para el cálculo de las vibraciones en entornos metálicos por eventos de caminata se adopta como metodología de cálculo la propuesta por la segunda edición de la guía 11 publicada por el AISC (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016); la metodología de evaluación de vibraciones por eventos de caminata fue ejecutada sin modificaciones en su propuesta original, debido a que la metodología está basada en elementos que son similares a los utilizados en Colombia, esto se hace de tal manera que los criterios de estado límite de servicio por vibraciones puedan ser evaluados, concertados y aprobados según los límites y criterios dados por la guía número 11 del AISC.

## **3. Criterios de Evaluación del Confort Humano Ante Vibraciones Producidas por Eventos Antrópicos.**

Cuando las personas caminan sobre los pisos, escaleras, puentes u otras estructuras aplican fuerzas dinámicas que causan que la estructura vibre. La amplitud del desplazamiento por vibración es

por lo general bastante pequeña y no es perceptible ni visual ni significativa en términos de integridad estructural. Sin embargo, a menudo puede ser percibida por las personas y, si es excesiva, puede ser un factor de distracción y detrimento para la calidad de la estructura. La vibración también puede afectar el funcionamiento de equipos sensibles en edificios como laboratorios y similares (Cala Monroy & Villar Galindo, 2017).

Las vibraciones excesivas o prolongadas en estructuras civiles, pueden producir molestias en los usuarios y daños en elementos estructurales y no estructurales. “Estas vibraciones están determinadas por los parámetros dinámicos (masa, rigidez y amortiguamiento), y es modificando estas características estructurales como se minimiza la respuesta de la edificación” (Gómez, Marulanda, & Thomson, 2008).

La serie normativa norma ISO 2631 (ISO - International Organization for Standardization, 2003) puede tomarse como referente internacional de normalización para la evaluación del confort humano en estructuras debido a las vibraciones. Ya que aún no se ha llegado a un consenso de evaluación de vibraciones en estructuras metálicas, la serie normativa ISO 2631 sirve como norma de consulta para gran número de investigaciones y otras normas que requieren de la evaluación del confort humano como información de insumo. La serie normativa ISO 2631 ha sido el marco teórico para establecer los criterios y procedimientos que permitan especificar las magnitudes satisfactorias para la respuesta a la percepción humana ante dichas vibraciones (British Standar, 1992).

El British Standard Institution (BSi) desarrolló la norma (BS 6472,1992) basada en la norma ISO 2631, buscando determinar las curvas de ponderación enfocadas a la respuesta humana debido a las vibraciones de los edificios (British Standar, 1992).

Por otro lado, El American Institute of Steel Construcción (AISC) en la publicación Facts for Steel Buildings (Murray, Ungar, & Davis, 2018), presenta a esta publicación como una guía general, en la cual se resume la necesidad de considerar dentro de los sistemas de servicio del diseño estructural, la mitigación de la percepción de vibraciones excesivas en las construcciones, desarrollando todo un tema de investigación y tratando de solucionar la sensación de confort para los usuarios de las construcciones evaluando de forma detallada los factores que inciden y las medidas que se pueden tomar para mejorarla.

La última publicación (Murray, Ungar, & Davis, 2018) realizada por el AISC respecto a la evaluación de vibraciones en entornos metálicos, se ha enfocado en realizar una comparación de las publicaciones ya realizadas por el AISC respecto al tema, pues tal como se ha citado con anterioridad, no hay una metodología internacionalmente avalada de la manera como se debe abordar la evaluación del confort humano para posteriormente calcular las vibraciones en una estructura metálica, es así como quienes han hallado a partir de diferentes métodos de análisis, tolerancias de percepción permisibles en los seres humanos se han dado a la tarea de resumir sus propios trabajos y tratar de consolidar metodologías como es el caso de las publicaciones e investigaciones realizadas por el AISC (Murray, Ungar, & Davis, 2018).

Hay que indicar y ser muy precisos en que las normas disponibles evalúan la percepción de vibraciones experimentadas por las personas, no pueden ser tomadas como consulta para determinar afectaciones estructurales, información con la cual coinciden la gran mayoría de los autores (British Standar, 1992).

### **3.1 Antecedentes de la evaluación de los niveles de servicio de la estructura.**

Ante la necesidad de analizar el comportamiento de los entrepisos frente a posibles eventos antrópicos que puedan producir vibraciones, se han establecido parámetros para medir y comparar estas vibraciones desde el punto de vista de la percepción humana. Para tener una magnitud de los eventos a analizar, se debe usar criterios que midan el confort; dichos criterios se parametrizan usando los datos como los que se dan en las normas de la serie ISO 2631 (ISO - International Organization for Standardization, 2003).

La guía de diseño 11 (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016) dentro de la metodología que propone, contiene un capítulo exclusivamente para el análisis del confort humano, en donde se muestran los criterios de evaluación para el confort humano, estos criterios son unos de los principales insumos para la evaluación de las vibraciones debido a la excitación de una estructura por el servicio al que se ve sometida, sin embargo estos datos están basados en las normas de la serie ISO 2631, solo que sufren modificaciones para ser adaptados a la normativa y forma de aplicación del medio ingenieril estadounidense.

Para entender la evaluación que se debe hacer para analizar las vibraciones, se categoriza el criterio en 2 partes: Primero, una predicción de la respuesta del sistema y segundo un límite de tolerancia. Un diseño satisfactorio es aquel donde la respuesta no supera los límites evaluados de acuerdo a la normativa con la cual se esté analizando el sistema (Murray, Ungar, & Davis, 2018).

Medir la respuesta estructural de los entrepisos debida al movimiento humano es una tarea compleja, en la cual debe medirse la magnitud del movimiento, las condiciones que rodean el sitio a donde se encuentra el sensor encargado de registrar los movimientos y la estandarización de los criterios que se deben tener en cuenta por la percepción de las personas usuarias de la estructura.

De manera general los movimientos constantes y por así decirlo, típicos a los que se ve sometida la estructura a analizar, son más fáciles de medir que aquellos que son generados por cargas esporádicas poco frecuentes y que se pueden clasificar como impactos. La magnitud del umbral de percepción respecto a las vibraciones puede ser mucho mayor para un sitio público con alta y permanente ocupación, que por ejemplo el umbral de percepción de una persona sola que vive en un apartamento; es más, la percepción de un adulto mayor en un piso alto de un edificio, es más marcada que la de un adolescente que reside en un segundo o tercer piso del mismo edificio si en un caso hipotético se ven sometidos al mismo evento (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016).

La reacción de las personas a los eventos de excitación que generan vibraciones en una estructura dependen en gran parte del objetivo de la estructura, por ejemplo un evento de vibraciones en una oficina o residencia (Que se pueden asumir como un uso similar esta alrededor del 0.5% del máximo valor de la gravedad), es muy distinto a la percepción de las personas expuestas a un ambiente que tenga que estar en movimiento, como por ejemplo un evento público, en el cual las personas están predispuestas a aceptar vibraciones entre un 10% a un 30% más altas (alrededor de 5% al 15% del máximo valor de la gravedad). Casos similares se presentan como por ejemplo puentes peatonales, en el cual las personas toleran un poco más las vibraciones. Así como la reacción a los eventos de excitación que generan vibraciones varían dependiendo de la ocupación de la estructura, también dependen de la ubicación del receptor con respecto al evento que generó la vibración. Las magnitudes de vibración se limitan a vibraciones cuya frecuencia se encuentran entre 4Hz y 8Hz, el cual es el rango de resonancia de los órganos internos humanos. Fuera del rango anteriormente dado de frecuencias, las personas pueden tolerar aceleraciones más altas (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016).

Los límites de las vibraciones tienen estándares de evaluación que se han venido perfeccionando con el tiempo, implementando normativas como las que han sido citadas en el capítulo del marco teórico del presente documento.

Como se citaba anteriormente, las normas expedidas por La Organización Internacional Para La Normalización (ISO por sus siglas en inglés), son en gran medida la base de partida para la mayoría de las diferentes normas que existen, estas normas definen el método para poder cuantificar un nivel de vibraciones, dando un orden de magnitud cuantificable, el cual es la aceleración efectiva ponderada en  $\text{m/s}^2$  o  $\text{mm/s}^2$ .

**3.1.1 Antecedentes de los estudios para la evaluación de los niveles de servicio de la estructura y vibraciones.** La percepción de vibraciones mecánicas constituye una experiencia humana relativamente reciente, y en términos de percepción, los estudios señalan que es un campo aún en estudio. Las primeras investigaciones que se realizaron sobre los efectos de la vibración en las personas datan de finales del siglo XIX y abordan los efectos clínicos, médicos, psicológicos y de comodidad (Schiavi & Rossi, 2015). Dentro del artículo realizado por (Schiavi & Rossi, 2015), se señala que los estudios más recientes, desarrollados en los últimos cincuenta años, han logrado establecer umbrales estandarizados relacionados con la molestia, la fatiga, la incomodidad y el dolor.

El artículo de (Schiavi & Rossi, 2015) es muy importante para este documento, ya que en él se hace un resumen de la historia del estudio de las vibraciones, y se plantea un resumen de los estudios de vibraciones realizados, creando una línea cronológica acerca del estudio acerca de la percepción de las vibraciones en estructuras. Del estudio realizado por (Schiavi & Rossi, 2015) se extrae que desde la década de 1950, los estudios refieren las primeras investigaciones que dan

cuenta sobre el ruido y la vibración en el ámbito urbano<sup>1</sup>. Posteriormente, y referido específicamente a la vibración sobre las personas y los edificios se destaca el siguiente estudio: Los efectos del choque y la vibración en el hombre (Goldman & Von Gierke, 1960). Otro avance en el estudio de las vibraciones en estructuras metálicas se dio en la siguiente publicación, a donde se intentó calificar y cuantificar la percepción humana del ruido y la vibración (Soliman, 1968).

Existen varios estudios dentro de la evaluación concerniente a este documento y marcan un hito en la evaluación de las vibraciones, uno de estos estudios es el realizado en 1971 por (Guignard, 1971), en este estudio se documenta "La sensibilidad humana a la vibración", además se resaltan dos aspectos centrales sobre la vibración: Un aspecto relevante en el estudio realizado por Guignard es la construcción de un "criterio de comodidad" y el otro aspecto que resalta este autor es que la información acerca de las molestias provocadas por las vibraciones se encuentran poco documentadas (Schiavi & Rossi, 2015).

La década de 1970 fue una época importante para el estudio de las vibraciones en estructuras, ya que se produjeron investigaciones de varios autores, las cuales se utilizan como base para la publicación de los primeros estándares internacionales (Schiavi & Rossi, 2015). En 1973, se publicó la Norma ISO 2631 "Guía para la evaluación de la exposición humana a la vibración de todo el cuerpo humano". Esta norma se utiliza para evaluar el efecto de la vibración ambiental sobre la salud, eficiencia y comodidad de un operador y es el principal insumo para los parámetros de confort de las principales normativas a nivel mundial.

En la década de 1980, se desarrollaron varias investigaciones basadas en pruebas experimentales y de laboratorio que buscaban determinar la vibración, su percepción y los

---

<sup>1</sup> Blucher WH, City Planning for Noise Control, Noise Control, 2 (51); 1956: p. 51. Paterson WH, Northwood TD, Noise Control In Toronto's New Subway, Noise Control, 2 (5); 1956: p. 28. Meyer AF, Peterson RL, Bell HE, Noise as a Factor in Health, Am. J. of Public Health and the Nations Health, 43 (8); 1953: p. 978-988. Cita extraída de (Mellado, 2018, pág. 2).

umbrales y escalas de comodidad. Particularmente destaca el estudio “Respuesta humana a la vibración simulada del edificio inducida por el ferrocarril intermitente” (Howarth & Griffin, 1988).

Finalmente, en 1990, se publicó la primera edición de un texto, señalado en los estudios como uno fundamental en esta materia, y que ha sido actualizado "Manual de vibraciones por efectos antrópicos" (Griffin, 1996). Se destaca que, en este libro, y en sus ediciones posteriores se abordan de manera completa los estudios del autor sobre la percepción de la vibración. Durante esta época se desarrollaron los primeros estudios con evidencia experimental de condiciones reales de lugares afectadas, por ejemplo en "Vibraciones de construcción inducidas por el tráfico en Montreal" (Hunaidi & Tremblay, 1997), se realizaron mediciones y análisis detallados de las molestias y daños en las construcción por las vibraciones provocadas por el tráfico automotriz en la ciudad de Montreal.

Durante los últimos años, se han desarrollado otros estudios relevantes y relacionados a las vibraciones, sus efectos y sus umbrales de percepción como por ejemplo, "Percepción de la vibración humana a partir de componentes de frecuencia única y doble” (Ljunggren, Wang, & Ågren, 2007) que propone una metodología para evaluar las molestias de la vibración; o el estudio "Medición de la base de la construcción y las vibraciones transmitidas por el suelo debido a los trenes de superficie y el metro" (Sanayei, Maurya, & Moore, 2014).

De manera general se ha venido prestando más atención a los posibles problemas dinámicos en las estructuras, es decir poner a la par el estado límite de servicio con el de resistencia. El criterio general de las normativas internacionales y guías de diseño es el de recomendar evitar que los modos principales de las pasarelas estén dentro de los rangos de frecuencia de paso típicos de los peatones (incluyendo andar y correr), y establecen valores límite de aceleración vertical y lateral tal que se asegure el estado de servicio de la estructura. Por otro lado, en algunas normativas,

como es el caso de los Eurocódigos, se formulan diferentes estados de carga que deben ser analizados por el diseñador de la estructura (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011, pág. 320).

A continuación, en la tabla **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta un comparativo de los rangos establecidos por las diferentes normativas para la evaluación de confort.

Tabla 1.

*Rangos críticos de frecuencia y los límites de aceleración de las principales normativas.*

| Normativas                                    | Frecuencias críticas (Hz) |           | Aceleraciones máximas de confort (m/s <sup>2</sup> )            |                              |
|-----------------------------------------------|---------------------------|-----------|-----------------------------------------------------------------|------------------------------|
|                                               | Vertical                  | Lateral   | Vertical                                                        | Lateral                      |
| Eurocódigo 0 – Anejo 2<br>(EN1990 - Annex A2) | <5                        | <2.5      | 0.7                                                             | 0.2(0.4)                     |
| Eurocódigo 1<br>(EN1991)                      | <5                        | <2.5      | $\min(0.5\sqrt{f_v}, 0.7)$                                      | $\min(0.14\sqrt{f_v}, 0.15)$ |
| Eurocódigo 2 (ENV1992-2)                      | 1.6 - 2.4                 | 0.8 - 1.2 |                                                                 |                              |
| Eurocódigo 5 (ENV1995-2)                      | <5                        | <2.5      | 0.7                                                             | 0.2                          |
| RPX95, RPM95 (España)                         |                           |           | $0.5\sqrt{f_v}$                                                 |                              |
| EAE (España)                                  | 1.6 - 2.4,<br>3.5 - 4.5   | 0.6 - 1.2 | $\min(0.5\sqrt{f_v}, 0.7)$                                      | 0.2(0.4)                     |
| BS 5400 (Reino Unido)                         | <5                        |           | $0.5\sqrt{f_v}$                                                 |                              |
| Din-Fachberitch 102<br>(Alemania)             | 1.6 - 2.4,<br>3.5 - 4.5   |           | $0.5\sqrt{f_v}$                                                 |                              |
| SIA 260 (Suiza)                               | 1.6 - 4.5                 | <1.3      |                                                                 |                              |
| AASHTO 1997 (USA)                             | <3                        |           |                                                                 |                              |
| ONT83 (Canada)                                |                           |           | $0.25(\sqrt{f_v})^{0.78}$                                       |                              |
| Austroroads (Australia)                       | 1.5 - 3                   |           |                                                                 |                              |
| Normativa de Pasarelas<br>japonesa (1979)     | 1.5 - 2.3                 |           | 1                                                               |                              |
| AISC Guide 11                                 |                           |           | 100x $\left(\frac{\text{Curva base}}{\text{Iso 2631-2}}\right)$ |                              |
| VDI 2057                                      |                           |           | $0.6(f_v)$                                                      | 0.214                        |
| ISO 10137                                     | 1.7 - 2.3                 |           | 60x $\left(\frac{\text{Curva base}}{\text{Iso 2631-2}}\right)$  |                              |

Fuente: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011, pág. 320)

En donde:

- $f_v$ : Frecuencia de los modos verticales de la estructura.
- $f_h$ : Frecuencia de los modos laterales de la estructura.

En esta tabla se observa como el principal insumo de la guía de diseño 11 (AISC) es la curva base dada por las normativas de la serie ISO 2631, la cual es asumida por otras normativas como la británica (British Estándar).

### 3.2 Definición de vibraciones.

Definición (Mellado, 2018): “La vibración es una oscilación mecánica en torno a una posición de referencia. Es el resultado de fuerzas dinámicas en máquinas o estructuras que tiene partes en movimiento o sometidas a fuerzas variables. Cada parte afectada por la vibración lo hará con distintas frecuencias y amplitudes de onda. La vibración puede causar molestia, fatiga y manifestarse como un fenómeno destructivo”.

La vibración y el ruido, entendido este último como los sonidos no deseados, son fenómenos vinculados, y desde esa perspectiva, el ruido es una parte de la energía de la vibración que se transforma por variaciones de presión. En los procesos dinámicos es normal que exista ruido y vibraciones. Algunos conceptos básicos de la vibración son (Mellado, 2018):

- “la frecuencia de la vibración, que es el número de veces que se repite un movimiento cíclico en un segundo”.
- “la amplitud de la vibración, es la característica que describe la intensidad de ella, la medición de la distancia entre los picos de la amplitud de la onda vibratoria permite medir la intensidad de la vibración”.

En condiciones ambientales las vibraciones están compuestas por múltiples frecuencias, el proceso de descomponer cada una de ellas se llama análisis de frecuencia. Asociado a la vibración existe el fenómeno de la resonancia. Las estructuras presentan vibraciones propias asociadas a sus características que se denominan vibraciones naturales, cuando estas se conjugan con las vibraciones exógenas se puede producir el fenómeno de resonancia que amplifican el efecto de las vibraciones.

### **3.3 Importancia de la parametrización y medición de la vibración en edificios.**

A continuación se citaran unos aspectos básicos de las vibraciones; siendo las vibraciones el principal fenómeno a medir en la obtención de parámetros para el confort humano, en donde el principal insumo para el presente numeral fue la obra de la autora Verónica de la Paz Mellado (Mellado, 2018), en donde del análisis realizado por ella, se extrae la siguiente información respecto a la medición y la legislación extranjera:

La Norma Serie ISO 2631 (Organización Internacional de Normalización) señala una serie detallada de procedimientos y métodos para evaluar experimentalmente las vibraciones de todo el cuerpo humano en relación con la salud, el bienestar, la percepción y mareo.

Las diferentes normas son enfáticas en decir que: Estas normas no proporcionan antecedentes respecto de la probabilidad de daño estructural de las edificaciones y no es aplicable para evaluar los efectos en la salud y seguridad humana, tal como lo citó la norma británica de estandarización (British Standar, 1992)

La autora Verónica de la Paz Mellado (Mellado, 2018), hizo una evaluación de las diferentes normativas El análisis de las normas nacionales de diversos países (Austria, Alemania,

Italia, Japón, Holanda, Noruega, España, Suecia, Reino Unido, Francia y Estados Unidos) respecto de los niveles aceptables de vibración sobre las edificaciones, arroja estos puntos centrales:

- “En general, el criterio está basado en rangos de molestia subjetiva aceptable más que en límites absolutos de percepción. En contraste, los criterios de protección de ruido son derivados de los efectos de la exposición y de una proporción prevista admisible de personas molestas”.
- “Respecto de las categorías de vibraciones contempladas, corresponden a clases relacionadas con grado de confort o molestia, o probabilidad de molestia”.
- “Los límites están dados en términos de un límite máximo (por ejemplo en Noruega, España y EE.UU.). Adicionalmente, otras normativas utilizan un valor equivalente en relación con valores de tráfico permitido (Austria). En Alemania, Holanda y Suecia utilizan un sistema combinado, un valor máximo ( $A_0$ ) y un criterio de orientación ( $A_r$ ) que es un valor ponderado de los valores máximos”.
- “Respecto a los límites máximos de vibración en horario nocturno en edificios residenciales ( $W_m$  Aceleración ponderada en  $\text{mm/s}^2$ ), el país con un mayor límite (es decir que tolera una mayor vibración en sus edificios residenciales en horario nocturno) corresponde a Suecia con  $14,36 \text{ mm/s}^2$  (0.15% de la gravedad) en tanto el país con un menor límite máximo es EE.UU, con  $3,6 \text{ mm/s}^2$  (0.037% de la gravedad)”.

Estos valores aun así están muy ligados a la percepción subjetiva de la persona que actúa como receptor, al sitio a donde se desarrolla el evento y hasta la hora en la que se desarrolla el evento, ya que según (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016), la aceleración pico perceptible para una persona en un ambiente de oficina o residencia, puede estar alrededor del 0.50% de la

aceleración de la gravedad, es decir  $49\text{mm/s}^2$ , lo cual es casi más de tres veces lo permitido por la normativa sueca en una residencia en horas de la noche.

Otro punto de vista en el cual se evalúa el confort, y su principal causa, las vibraciones es en el ámbito de la salud, respecto a este, la autora Verónica de la Paz Mellado (Mellado, 2018) resume que:

- “En la actualidad no habría consenso sobre un descriptor único y apropiado para medir los efectos de la exposición adversa a la vibración o respecto de los criterios adecuados para prevenir sus efectos adversos en entornos residenciales” (Woodcock, y otros, 2012, pág. 1).
- “Los impactos de la vibración en la residencia están bastante menos estudiados, por lo que hay menor claridad de cómo afectan a la salud humana”.
- “Existen diversos estudios en laboratorio que han logrado definir cuándo las vibraciones comienzan a ser percibidas y pueden llegar a ser molestas para el ser humano”.
- “La literatura en la materia menciona que la vibración residencial puede causar interferencia en la ejecución de ciertas tareas, como la lectura, la alimentación o descanso, y por tanto hay consecuencias a nivel fisiológico a considerar” (Whittle, y otros, 2015).
- “En relación a la interrelación entre el nivel de vibración y las molestias causadas, se ha establecido que la molestia incrementa al incrementar el nivel de vibración. Sin embargo, no hay una correlación directa. Esto podría sugerir que hay otro tipo de factores actitudinales, situacionales y demográficos que afectan la molestia producto de la exposición a vibraciones” (Redel-Macias, y otros, 2016).

Respecto a este apartado, se resalta un dato dado por (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016), en el cual ellos citan: “Las magnitudes de vibración se limitan a vibraciones cuya frecuencia

se encuentran entre 4Hz y 8Hz, el cual es el rango de resonancia de los órganos internos humanos”. Por lo tanto, se puede considerar que este parámetro debe tenerse muy en cuenta a la hora de realizarse evaluaciones de vibraciones en entornos y su incidencia en la percepción de confort.

- (WongMcSweeney, y otros, 2016) incluyeron en su investigación parámetros sobre vibraciones y auto-reportes midiendo factores como el daño a la propiedad y la aceptación de la vibración de parte del residente. Los resultados de la investigación muestran que la preocupación por el daño de la propiedad comienzan en niveles en que la vibración no es dañina para la propiedad, siendo la preocupación por el daño un importante moderador de la molestia. Por otra parte, una baja aceptación de la vibración puede afectar a ambos factores, es decir, tanto a la preocupación por los daños como a las molestias producidas por la vibración.

### **3.4 Estándares internacionales de referencia.**

El estándar internacional vigente es la serie normativa ISO 2631, la cual es producida por la organización internacional de normalización, de esta normativa, se desprenden los siguientes productos.

- ISO 2631 -1:2003: Vibración mecánica y choque- Evaluación de la exposición humana a la vibración en todo el cuerpo. Parte 1 requisitos generales (revisados en 2014).
- ISO 2631 -2: 2003: Vibración y choque mecánico - Evaluación de la exposición humana a la vibración de todo el cuerpo - Parte 2: Vibración en edificios (1 Hz a 80 Hz).

Esta norma señala una serie detallada de procedimientos y métodos para evaluar experimentalmente las vibraciones de todo el cuerpo en relación con la salud humana, el bienestar,

la percepción y mareo. Con base a estas normas ISO se han publicado una serie de normas nacionales relacionadas con las tecnologías de la construcción y también se han desarrollado leyes (Mellado, 2018).

Como se ha citado con anterioridad, las normas de la línea ISO-2631, son base de muchas normativas y guías de diseño a nivel internacional, por ejemplo la normativa peruana cuenta con la NTP-ISO 2631-2 (INDECOPI, 2012), que es una traducción literal de la normativa ISO-2631-2, Según la página institucional, la norma ISO 2631, bajo el título general Vibración mecánica y choque- evaluación de la exposición humana a la vibración de todo el cuerpo, consta de las siguientes partes:

- Parte 1: requisitos generales
- Parte 2: Vibración en edificios (1 Hz a 80 Hz)
- Parte 4: Directrices para la evaluación de los efectos de la vibración y el movimiento de rotación en el confort de los pasajeros y la tripulación en los sistemas de transporte de vía fija
- Parte 5: Método de evaluación de la vibración que contiene múltiples choques.

Los alcances de la norma se refieren a la exposición humana a vibraciones y golpes en todo el cuerpo en edificios, respecto de la comodidad o molestia que experimenten sus ocupantes.

La serie normativa ISO 2361 especifica un método de medición y evaluación que comprende la determinación de la dirección de la medición y la ubicación de la misma. Además su ponderación de frecuencias  $W_m$  es aplicable al rango de frecuencia entre 1Hz y 80Hz, rango en que no es necesario definir la postura en que se encuentra el habitante de la edificación (Mellado, 2018).

Como se ha citado con anterioridad, la base ISO-2631 es el estándar internacional a muchas normativas y guías de diseño, sin embargo si se quiere tener más información en cuanto a normatividad internacional, esta se puede encontrar en (Mellado, 2018, pág. 6).

En el documento de (Mellado, 2018), se cita el proyecto RIVAS, el cual es un proyecto llevado adelante por la agenda estratégica de investigación ferroviaria 2020 de la European Rail Research Consejo Asesor (ERRAC) que en el marco de las expectativas de duplicar el transporte ferroviario se han abordado la problemática suscitada a raíz de que cada vez más personas que viven cerca de las líneas de ferrocarril y se molestan por el ruido y las vibraciones como efectos secundarios del transporte ferroviario, por lo tanto, es necesario encontrar formas de reducir esos efectos. El proyecto RIVAS abordó el desafío de desarrollar, analizar vibraciones y medidas de mitigación - bajo el patrocinio de la Comisión Europea, en este estudio denominado "Review of existing standards, regulation and guidelines, as well as laboratory and field studies concerning human exposure to vibration" realizado en el marco del proyecto RIVAS, que realiza una revisión de las normas técnicas respecto de las vibraciones provocadas por los trenes, da cuenta de las normas aplicables (European Rail Research , 2013).

**3.4.1 Parámetros medidos.** A continuación, se presentan la definición de los parámetros medidos para la evaluación del confort humano.

- Parámetro medido: aceleración o velocidad:

“La amplitud de la vibración puede ser descrita en términos de la aceleración, la velocidad o el desplazamiento. Estas variables son interdependientes y se condicionan entre sí. La aceleración es la unidad básica para medir la magnitud de la vibración según el estándar

ISO y es usada también en Austria, Italia, España y Reino Unido. En tanto la velocidad de la vibración (desplazamiento por tiempo provocado por la vibración) es la medida utilizada en Alemania, Francia, Suiza, EE.UU., Noruega y Suecia” (Mellado, 2018, pág. 6).

- Ponderación de la frecuencia:

“La ponderación de la frecuencia  $W_M$  es una forma de medición de los distintos rangos de frecuencia de la vibración, que permite ponderar con mayor significación aquellas frecuencias en las cuales las personas tienen mayor sensibilidad. Esta medición es ampliamente usada en las normas señaladas, excepto en Japón y Reino Unido, en donde se usan ponderaciones para medir las vibraciones verticales y horizontales de manera diferenciada”. (Mellado, 2018, pág. 7).

- Constante de tiempo

“En la mayoría de las normas se usa una constante de tiempo lenta (1 segundo), excepto en Alemania y en las normas que usan como referencia la DIN 4150-2 (0.125 segundos). Japón, en tanto, utiliza una constante de tiempo intermedia de (0.63 segundos)”. (Mellado, 2018, pág. 7).

- Unidades de medición

“Las cantidades, aceleración o velocidad, y otros indicadores son expresados en las unidades básicas de medida: unidad métrica o unidad imperial. Cuando indican vibración se utilizan los decibels cuya referencia de valor más frecuente en la ISO 1683:2008 son los siguientes:

Para niveles de aceleración:  $10^{-6}\text{m/s}^2$  ( $100\text{dB}=0.1\text{m/s}^2$ ) excepto en Japón en donde  $10^{-5}\text{m/s}^2$ . ( $100\text{dB}=1\text{m/s}^2$ ). Para niveles de velocidad:  $10^{-9}\text{m/s}$  ( $100\text{dB}=0.1\text{mm/s}$ ) o  $5\times 10^{-8}\text{m/s}$  ( $100\text{dB}=5\text{mm/s}$ ), pero en EE.UU. se usa el valor  $10^{-6}\text{in/s}$  equivalente a ( $100\text{dB}=2.54\text{mm/s}$ )” (Mellado, 2018, pág. 7).

- Medidas y descriptores.

“La evaluación de la exposición a la vibración está basada en los siguientes estándares:

**RMS:** es una medida de la amplitud de la vibración y da cuenta del contenido energético de la vibración, y por tanto con su capacidad destructiva. La mayoría de las normas determina el máximo nivel como el más alto entre los indicadores medidos en todo el evento de vibración. Sin embargo, en Noruega y Holanda el máximo valor se establece estadísticamente a partir de los ejemplos de mediciones (en número y distribución de las observaciones) con un nivel de confianza del 95% de la amplitud de vibración. (Mellado, 2018, pág. 7)”.

- Descriptores de orientación de tráfico

Esta medición no es usada en algunas normas por ejemplo Suiza, Noruega y España donde solo se considera importante la medición del máximo valor.

### 3.4.2 Requerimientos de comodidad (Confort).

- Criterio y límites de los valores máximo de vibraciones.

La norma ISO 2631 -2: 1989 define los siguientes parámetros aceptables de vibraciones (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) en lugares con edificios (Basados en curvas entandares usadas en la ISO con otros factores ambientales) (Mellado, 2018, pág. 8)

Tabla 2.

*Rangos de factor multiplicador con la respuesta humana a la vibración en los edificios.*

| Lugar                      | Continuidad o intermitencia de la vibración |       | Excitación de la vibración con varios episodios por jornada |          |
|----------------------------|---------------------------------------------|-------|-------------------------------------------------------------|----------|
|                            | Día                                         | Noche | Día                                                         | Noche    |
| Áreas de trabajos críticos | 1                                           | 1     | 1                                                           | 1        |
| Residencial                | 2 a 4                                       | 1,4   | 30 a 90                                                     | 1,4 a 20 |
| Oficinas                   | 4                                           | 4     | 60 a 128                                                    | 60 a 128 |
| Talleres                   | 8                                           | 8     | 90 a 128                                                    | 90 a 128 |

Fuente: (European Rail Research , 2013)

Es de acotar que estas tablas son de aspecto únicamente informativo, y dependen de la normativa vigente de cada país para su aceptación y aplicación, se debe generar un criterio normativo para que la información aquí consignada sea vinculante.

En Austria, la norma ÖNORM S 9012 establece requisitos diferenciados para trenes y tráfico, dependiendo del tipo de área urbana y de la duración de la vibración en dos categorías:

• Protección satisfactoria y buena protección. Los límites superiores se establecen en base a dos criterios, un resumen de este criterio puede observarse en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

- Máxima aceleración en cualquier tipo de tren (EMAX)
- promedio de aceleración de todo el tráfico ferroviario.

Con base a lo estipulado en dicha información, se establecen las siguientes tablas:

Tabla 3.

*Valores de referencia para aceleración máxima (EMAX (mm/s<sup>2</sup>)).*

| Categorías | Descripción                                                                           | Protección Satisfactoria |                     | Protección buena  |                     |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|---------------------|-------------------|---------------------|
|            |                                                                                       | Día de 6 a 22 hrs        | Noche de 22 a 6 hrs | Día de 6 a 22 hrs | Noche de 22 a 6 hrs |
| 1          | Áreas de descanso, de cura y hospitales                                               | 188                      | 18,8                | 94                | 9,4                 |
| 2          | Viviendas en áreas urbanas, y áreas rurales, escuelas                                 | 250                      | 18,8                | 125               | 9,4                 |
| 3          | Viviendas en áreas urbanas, viviendas y edificaciones en áreas forestales y agrícolas | 250                      | 18,8                | 125               | 9,4                 |
| 4          | Áreas centrales, áreas comerciales sin vibraciones ni ruido inducido.                 | 310                      | 25,0                | 188               | 12,5                |
| 5          | Áreas de baja vibración y ruido inducido por la actividad comercial                   | 380                      |                     | 250               |                     |
| 6          | Compañías de manufactura de bienes, y servicios                                       | 500                      |                     | 380               |                     |

Fuente: (European Rail Research , 2013)

Es importante resaltar que el objetivo de este documento es la evaluación de eventos antrópicos en estructuras metálicas y cuyo evento que excita la estructura son primordialmente las

caminatas, sin embargo, se considera pertinente citar esta información por si el lector requiere de información que va más allá del alcance de este documento.

### **3.5 Resumen de los criterios de evaluación del confort humano**

En el presente numeral se dará un resumen de los principales criterios de evaluación del confort para un análisis de vibraciones en entresijos de estructura metálica.

Se es recurrente en anotar que “La evaluación de La percepción de vibraciones mecánicas constituye una experiencia humana relativamente reciente, y en términos de percepción, los estudios señalan que es un campo aún en estudio” (Mellado, 2018). Debido a esto no hay un criterio estandarizado para el análisis del criterio de evaluación del confort humano; también se hace énfasis en que hay muchas guías y metodologías avaladas en varios países y de las cuales se puede extraer información valiosa, ya que la normativa colombiana aún no ha ahondado en el estudio del fenómeno de las vibraciones en sistemas estructurales con estructura de acero.

Debido a esto en el numeral 0 del presente documento se sustenta la decisión de adoptar la guía 11 del AISC (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016) como la base teórica para evaluar vibraciones en entresijos metálicos, es así como se sugiere al lector revisar el numeral 0, en donde se revisa la metodología propuesta en la guía 11.

La guía 11 contiene un capítulo expresamente dedicado a los criterios de evaluación del confort humano, el cual es el capítulo número 2 de dicha guía. En este documento se procura explicar de manera sucinta la evaluación de los criterios de evaluación, sin embargo, se sugiere al

lector revisar el capítulo 2 de la guía 11 si se quiere ahondar en el tema. De este capítulo se extrae que los criterios de evaluación del confort humano son los siguientes:

- Frecuencia natural fundamental de la estructura.
- Aceleración piso del sistema en porcentaje de la gravedad.

De estos parámetros según (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016) el parámetro más importante es la evaluación de la frecuencia natural de los sistemas de entrepisos metálicos, tanto así que se le dedica un capítulo completo a la evaluación de este parámetros (Capitulo numero 3 guía 11 AISC), luego de obtener el parámetro de frecuencia natural del sistema se puede entrar a evaluar la relación pico de aceleración del sistema de entrepiso (Ver numeral 0), los límites de tolerancia recomendados se pueden observar en la Figura 13. Límites de tolerancia recomendados para el confort humano., en donde se puede observar la relación entre la aceleración pico del sistema contra la frecuencia, esta relación se basada en la serie normativa ISO 2361.

Los autores de la guía 11 resaltan que los valores dados son poco conservadores entre las frecuencias 3Hz-4Hz y 8Hz-9Hz (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016), para lo cual ellos sugieren simplificar el problema mediante el uso una tabla que asigna límites de tolerancia para entrepisos según el uso (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

## **4. Definición de Cargas Según La Normatividad**

### **4.1 Lineamientos normativos.**

La normativa colombiana (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017) dentro de su alcance estipula los parámetros para calcular las cargas que garantizaran un modelamiento eficaz de la estructura y que serán necesarias para un correcto funcionamiento, estabilidad e integridad del sistema estructural ante eventos sísmicos y de vida útil de la estructura (estado límite de servicio), a continuación se muestran unos apartes del reglamento colombiano de construcción sismo resistente, puntualmente del título B, a donde se evalúan las cargas a utilizar en el análisis de una estructura que pretenda cumplir con los estándares del país.

B.1.2.1.1— Resistencia— “La estructura de la edificación y todas sus partes deben diseñarse y construirse para que los materiales utilizados en la construcción de los elementos y sus conexiones puedan soportar con seguridad todas las cargas contempladas en el presente Título B de la NSR-10 sin exceder las resistencias de diseño cuando se mayoran las cargas por medio de coeficientes de carga, o los esfuerzos admisibles cuando se utilicen las cargas sin mayorar” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

B.1.2.1.2— Funcionamiento— “Los sistemas estructurales y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada que limite: (a) las deflexiones verticales de los elementos, (b) la deriva ante cargas de sismo y viento, **(c) las vibraciones** y (d) cualquier otra deformación que afecte adversamente el funcionamiento de la estructura o edificación” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

Cargas (Loads) (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017, págs. B-3) — “Son fuerzas u otras sollicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricción de cambios dimensionales. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en

magnitud. Todas las otras cargas son cargas variables” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

Estado límite (Limit state) — “Es una condición más allá de la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de servicio) o se vuelve insegura (estado límite de resistencia)” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

Funcionamiento (Serviceability) — “Capacidad de la estructura, o de un elemento estructural, de tener un comportamiento adecuado en condiciones de servicio” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

Revisando el título B, el cual es la base para calcular las solicitaciones a las que se verá sometida una estructura, se observa que las vibraciones son únicamente nombradas en el requisito de funcionamiento, sin dar parámetros para evaluar esta condición, o la manera como debe evaluarse en la estructura.

Sin embargo, adicional a lo ya consignado en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente, se tiene el siguiente apartado:

B.4.7— EFECTOS DINÁMICOS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017, págs. B-18): “Las edificaciones expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público tales como: estadios, coliseos, teatros, gimnasios, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales verticales iguales o superiores a 5 Hz (períodos naturales verticales menores de 0.2 s)” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

Este párrafo es muy importante porque define un límite inferior para descartar las estructuras de baja frecuencia, las cuales pueden entrar en resonancia con facilidad y comprometer la estructura en términos de funcionamiento.

#### 4.2 Definición de cargas.

Se resalta la importancia del cálculo de las fuerzas, ya que es la tarea más difícil e importante que debe enfrentar un diseñador en estructuras (McCormac & Csernak, 2013). Se recomienda hacer una evaluación exhaustiva de las solicitaciones sobre la estructura sin omitir ninguna carga que pueda llegar a presentarse. Entre las cargas a tener en cuenta se encuentran:

Cargas muertas: Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Estas son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentes unidas a ella. Para un edificio de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo la plomería y los accesorios.

A partir de la experiencia que un diseñador estructural adquiere en el ejercicio de su actividad se puede crear la importancia en la discriminación de los diferentes tipos de carga, como por ejemplo el peso propio de la estructura, tal como lo hacen los programas de cálculo estructural, es así como para la carga muerta de la estructura se tiene la siguiente nomenclatura, la cual también es manejada por la guía 11 del AISC (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016).

- **Dead** (Carga muerta): Peso propio de la estructura, elementos estructurales pertenecientes al sistema de resistencia sísmico (Léase vigas, columnas, muros estructurales) y elementos pertenecientes a la estructura pero que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica (Léase viguetas, vigas de borde, losas de entrepiso, escaleras etc.).

- **Sdead** (carga sobreimpuesta): Peso de los elementos como acabados, divisiones, cielo rasos etc.

Cargas vivas: Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Son causadas por una estructura que se ocupa y mantiene. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente y grúas, se denominan cargas móviles (McCormac & Csernak, 2013, pág. 42).

De igual manera se sigue el mismo procedimiento para nombrar la carga viva tal como se hizo con las cargas muestras, es así como se tiene que:

- **Live** (Carga viva).

Las cargas vivas generadas por las personas en el uso normal de la estructura, son nombradas en este documento como cargas generadas por eventos antrópicos y dentro de todo el espectro que puede llegar a generarse en este tipo de cargas se evaluara específicamente los generados por caminatas.

En general el criterio principal de evaluación son las vibraciones generadas por eventos antrópicos en la estructura; las vibraciones al ser un producto del uso de la estructura se tratan de manera especial más adelante en este documento (Ver numeral 0), en donde se evalúa y calcula la magnitud de dichas vibraciones, y su incidencia en el uso de la estructura a evaluar.

## 5. Criterios de Falla y Diseño

### 5.1 Criterios de falla.

Cualquier estructura debe ser evaluada y proyectada de tal manera que no presente y/o limite todas las posibles fallas que pueda llegar a presentar durante su construcción y vida útil. Es así como se tiene el criterio de estado límite, el cual según el reglamento colombiano de construcción sísmo resistente se cita tal como sigue a continuación:

Estado límite (Limit state) (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017, págs. B-3) — “Es una condición más allá de la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de servicio) o se vuelve insegura (estado límite de resistencia)”.

Este criterio ya se había citado con anterioridad en el capítulo anterior, pero será ampliado en el presente capítulo.

El estado límite tal como lo describe su nombre, es una frontera, a partir de la cual según criterios teóricos y mediciones prácticas se ha llegado a establecer como valores a partir de los cuales una estructura falla (estado límite de resistencia) o deja de ser percibida como segura (estado límite de servicio).

No necesariamente superar estos estados límites inhabilitará una estructura, o de manera más drástica, hará que esta colapse, simplemente son magnitudes a las que se han llegado de manera estadística y sugieren que la estructura no prestará de manera eficaz y eficiente el servicio para el que fue proyectada en caso de ser superados los límites, y deberá ser recalculada de manera tal que cumpla la normativa vigente para la cual se esté evaluando.

De manera resumida se tiene que el término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita. Existen dos tipos de estados límite: Los de resistencia y los de servicio (Valencia Clement, 2013). Una definición resumida de un estado límite es la siguiente: Un estado límite es una condición que representa un límite estructural de utilidad. Los estados límite pueden ser funcionales, como, por

ejemplo, las deflexiones máximas: Pueden ser conceptuales, tales como la articulación plástica o la formación de un mecanismo, o pueden representar un colapso real de una parte o de la totalidad de la estructura (Valencia Clement, 2013). A continuación, se describen los estados límites que tienen incidencia en el diseño de una estructura metálica y sus componentes.

**5.1.1 Estado límite de servicio.** Condición límite en la cual se afecta la capacidad de la estructura para mantener la funcionalidad, el aspecto, la facilidad para el mantenimiento, la durabilidad y la comodidad de sus ocupantes (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

Este estado límite debe diferenciarse del estado límite de resistencia, ya que el hecho que una estructura supere el estado límite de servicio, puede que la estructura no se vea comprometida en su estabilidad, pero si en su sensación de habitabilidad y confort.

Existen variados estados límites de servicio, de acuerdo a la estructura a analizar, puntualmente para las estructuras metálicas están deben ser proyectadas, construidas y mantenidas de forma que se garanticen los siguientes estados de servicio:

- Estado límite de deformaciones: “Este estado límite se satisface si los movimientos (flechas o rotaciones) en la estructura, son menores que unos valores máximos dados, este estado límite se comprueba cuando las deformaciones puedan afectar a la estética de la estructura analizada.

Los criterios de análisis del estado limite por deformaciones dependen del tipo y uso de la estructura, de las exigencias funcionales y del confort que deba satisfacer la estructura,

teniendo en cuenta los efectos que puedan imponer elementos no estructurales apoyadas en ella”. (Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011).

El estado límite más importante a analizar en el presente documento es el estado límite de vibraciones, a continuación se cita un resumen de dicho estado límite y su incidencia en el desarrollo y análisis de una estructura.

- Estado límite de vibraciones: las vibraciones pueden afectar a la funcionalidad o durabilidad bajo condiciones de servicio, la adecuada respuesta en servicio de una estructura debe garantizar.

- El confort de los usuarios.
- La ausencia de deterioros en la propia estructura, o en los elementos no resistentes soportados por ella, originados por efectos dinámicos.

- Deformaciones elásticas excesivas.

Los efectos dinámicos a considerar en el desarrollo del presente documento, son lo generados por las personas caminando. Para evitar los eventos de vibraciones en las estructuras, estas deben diseñarse para generar frecuencias propias, o de los elementos estructurales que las componen con frecuencias por encima o lo suficientemente superior a la fuente que pueda generar la excitación, esto con el fin de evitar resonancias nocivas para la estructura (Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011); esto es concordante con la normativa colombiana, tal como lo sugiere el numeral B.4.7 del reglamento colombiano de construcción sismo resistente.

Una forma de evaluar el estado límite de servicio es provista por el documento EAE instrucción del acero estructural (Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011), la cual se muestra a continuación.

Se incluyen bajo la denominación de estados límite de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspecto requeridos. En la comprobación de los estados límite de servicio se debe satisfacer la condición:

$$C_d \geq E_d$$

Donde:

$C_d$  Valor límite admisible para el estado límite a comprobar (deformaciones, vibraciones, etc.).

$E_d$  Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, etc.).

**5.1.2 Estado límite de resistencia.** Los estados límite de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento de cuerpo rígido, a diferencia de los estados límite de servicio que definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Cabe resaltar que todos los estados límite deben evitarse (McCormac & Csernak, 2013).

Es un hecho reconocido que la magnitud de las cargas conlleva una incertidumbre inherente, además de la incertidumbre en la capacidad de la estructura para resistir y sustentar esas cargas. Los efectos de las cargas son aditivos en la mayoría de los casos, pero en casos como la unión viga/columna, una carga puede amplificar a la otra (McCormac & Csernak, 2013).

Un estado límite se estima tal como se cita a continuación: El efecto combinado de las cargas múltiples, en relación con un estado límite específico o modo de falla, se puede describir con una función de densidad matemática. Además, el estado límite estructural puede describirse con otra función de densidad de probabilidad matemática. Para este caso ideal, las dos funciones de densidad de probabilidad arrojan una relación matemática, ya sea para la diferencia entre dos medias o su cociente, y la posibilidad de que la carga sobrepase a la resistencia (McCormac & Csernak, 2013, pág. 51). Los criterios de diseño garantizan que un estado límite se viola solamente con una probabilidad muy pequeña aceptable.

El margen establecido entre la resistencia y la carga en los casos reales tiene como objetivo reducir la probabilidad de falla. Los estados límite varían de un elemento a otro; incluso varios estados límite pueden aplicarse a un solo elemento. Los estados límite de resistencia más comunes son los siguientes (Valencia Clement, 2013):

- Inicio de la fluencia.
- Formación de una articulación plástica.
- Formación de un mecanismo plástico.
- Inestabilidad del pórtico o de un elemento.
- Pandeo lateral o torsional.
- Pandeo local.
- Fractura por tensión.
- Desarrollo de fracturas por fatiga.
- Inestabilidad por deflexión.
- Inestabilidad por deformación plástica.
- Deformación excesiva.

## **5.2 Criterios de diseño.**

Respecto a los criterios de diseño de estructuras de acero hay dos métodos ampliamente difundidos, evaluados y aceptados para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores (McCormac & Csernak, 2013), los cuales son:

- Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design).
- Diseño por esfuerzos admisibles (ASD: Allowable Streng Desing).

Los dos métodos se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural. Los dos métodos citados son aproximaciones al diseño de estructuras de acero, según (Valencia Clement, 2013) el método con factores de carga y de resistencia es la mejor aproximación, ya que envuelve consideraciones explícitas de estados límites, múltiples factores de carga y factores de resistencia y una determinación probabilística implícita de la confiabilidad (Valencia Clement, 2013). Sin embargo, son enfoques tomados por la experiencia de cada diseñador, y aunque un método (LRFD) sea más completo que otro (ASD), esto no anula su aplicabilidad y eficiencia a la hora de realizar un cálculo estructural.

## **6. Revisión de Casos de Vibración Estructural Inducida por Caminata Reportados en la Literatura**

En el presente capítulo se presentan tres casos de estudio consultados en la literatura especializada, en los cuales la vibración inducida por eventos de caminata sobre la estructura fue el aspecto más importante en el análisis, diseño y/o reparación de la estructura fue evaluada.

### **6.1 Caso número 1: The London Millennium Footbridge (Dallar, y otros, 2001).**

#### Resumen del caso Práctico:

Título del estudio: The London Millennium Footbridge (Dallar, y otros, 2001).

Tipo de estructura: Puente peatonal

Ubicación: Londres, Inglaterra. Reino Unido.

Cuando se aborda el estudio de vibraciones en estructuras civiles, sin duda uno de los casos icónicos es el del llamado puente del milenio en Londres Inglaterra, ya que es un caso relativamente reciente y muy mediático debido a su ubicación y a la publicidad que se le dio al evento.

#### Norma de Análisis:

- (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1991)



Figura 1. Vista norte del puente del milenio. Fuente: (Dallar, y otros, 2001, pág. 1)

#### Descripción:

El puente peatonal fue una estructura que quería conmemorar el cambio de milenio en el Reino Unido, y cuyo objetivo era equipararlo al puente de Londres en cuanto a relevancia dentro de la idiosincrasia inglesa.

“La fecha de apertura del puente fue el 10 de junio del año 2000, durante su apertura el puente sufrió de movimientos laterales inesperados, los cuales eran causados por los peatones que cruzaban el puente, el documento en el cual se basa este apartado de la monografía es *The London Millennium Footbridge* (Dallar, y otros, 2001), el cual se enfoca en describir los eventos que ocurrieron en la apertura del puente, además de las investigaciones y análisis posteriores realizados al evento y los eventos que provocaron esos movimientos.

La estructura es la de un puente en suspensión la cual se compone de tres vanos, el primer vano mide 81m para la zona norte, 144 m para el tramo principal entre los muelles y 108 m de longitud para el tercer vano. La calzada del puente se encuentra sostenida por dos grupos de 4 cables de bobina anclados, los cuales tienen un diámetro de 120mm. Las luces del puente son

sostenidas por dos pilares, de los cuales sobresalen unos brazos transversales, estos a su vez reciben a los dos grupos de cables. La estructura tiene 4 m de ancho, la cual transmite su carga a los brazos transversales, los cuales son tubos de acero. La plataforma está fabricada en aluminio extruido en forma de caja que se extienden entre los brazos transversales. Los grupos de cables estaban anclados a cada orilla. Cada contrafuerte se componía de una estructura en concreto reforzado de 3m de diámetro, transmitiendo su carga a un grupo de pilotes de concreto reforzado de 2.1 m de diámetro. Hay 12 pilotes en el costado norte y 16 en el costado sur. Los pilares fluviales comprenden un soporte de acero en “V” fijado a un cuerpo cónico de hormigón armado de 6 m de diámetro.

El puente del Milenio tiene algunas características de un puente en cinta (Colgante), sin embargo, los puentes en cinta no suelen tener varios tramos. Los pilares intermedios del río son bastante esbeltos y no pueden proporcionar la rigidez que ofrece un pilar macizo. Esto significa que los tramos interactúan, haciendo que el comportamiento de la estructura sea más complejo que el de un solo tramo. El autor del estudio plantea el siguiente ejemplo, si se cargara el tramo central solamente, los tramos exteriores tenderían a levantarse.

Se realizaron una serie de análisis, utilizando modelos que representaran el comportamiento no lineal del puente, ayudando a establecer objetivos realistas en parámetros como los tamaños del cable y la rigidez de los pilares y sus soportes de acero en “V”. El comportamiento de cada tramo es controlado por la rigidez del sistema estructural en sus apoyos y la rigidez que aporta el sistema proviene ya sea de los contrafuertes o la combinación de la rigidez del cable del tramo adyacente al pilar. La principal restricción del tramo central provino de los extremos de los cables y el contrafuerte y no directamente de los pilares. Por esto era importante que las variaciones en la rigidez del pilar no resultaran similares a las de las deflexiones del puente” (Dallar, y otros, 2001).

### Metodología usada para realizar el análisis de vibraciones

Cualquier Análisis de Puente tiene que permitir la rigidez de tensión dominante. Las formas modales y frecuencias naturales se calcularon utilizando el programa Arup GSA, el cual tiene la capacidad de utilizar una matriz de rigidez normal y geométrica combinada en un análisis propio. Las formas modales están cercanas a las ondas sinusoidales relacionadas con la frecuencia de tensión, longitud de onda y la masa para los modos de inercia y para los modos de torsión. Los modos tienden a tener solamente una respuesta significativa, como, por ejemplo: el segundo modo de torsión del tramo sur.

La influencia del viento ha sido examinada en función de la carga del viento, estabilidad aerodinámica, los movimientos de golpe y entorno para los usuarios de los puentes. Se realizaron 3 pruebas de túnel, con los resultados de pudo obtener datos para la selección de cables respecto a la cubierta y la masa, la rigidez y momento polar de inercia fueron variados con el fin de modelar diferentes secciones a lo largo del puente. El puente había demostrado ser aerodinámicamente estable. También se evaluó la respuesta al golpe del viento durante el periodo de diseño. Los datos sobre los niveles aceptables de vibración son limitados, con frecuencias por debajo de 1 Hz, se realizaron pruebas de simulador de movimiento llevadas a cabo en el “Institute of Sound and Vibration Research at the University of the Southampton” para confirmar la aceptabilidad de lo previsto. Posteriormente se validó el cumplimiento los niveles previstos con el seguimiento al puente.

El análisis para la excitación de peatones se realizó con el enfoque en la normativa británica BS 5400 modificada para la evaluación de la respuesta a la excitación de peatones, utilizando una fuerza de entrada más alta de lo recomendado en el código, para tener en cuenta los efectos

resultantes de los cables inclinados, incluyendo el acoplamiento de los movimientos laterales y de torsión, también se evaluó la respuesta lateral y torsional a las cargas verticales excéntricamente. Si bien es posible calcular la respuesta de las excitaciones producidas por el peatón sobre el puente, con la BS 5400 usando el espectro de respuesta modal en el tiempo, esta estructura tiene muchos modos en la frecuencia de rango de entrada de peatones, por tanto, el análisis con este espectro se vuelve inapropiado. Al aproximar las frecuencias modales a la frecuencia Sinusoidal, se pudo obtener una solución aproximada para la respuesta probable pico en cada modo. Este método permitió evaluar todas las formas modales, calculándose las respuestas tanto en términos de aceleración y un factor de respuesta  $R$ , el cual está relacionado con la aceleración que puede ser percibida por el humano. Las aceleraciones verticales y horizontales resultaban de 17 y 11 mili (Milésima parte de la gravedad), dando un factor de respuesta  $R=26$ . Las pruebas con algunas personas se realizaron en mayo de 2000 antes de la apertura y confirmo las aceleraciones calculadas.

*Día de la Inauguración:* Se estima que entre 80.000 y 100.000 personas cruzaron el puente durante el primer día. El análisis de imágenes y videos evidenciaron un máximo de 2000 personas sobre la calzada durante un momento puntual, resultando una densidad máxima de entre 1.3 y 1.5 personas por metro cuadrado. Vibraciones laterales inesperadas ocurrieron en el puente. Los movimientos se presentaron principalmente en el tramo sur con una frecuencia de alrededor de 0.8 Hz y en el tramo central con una frecuencia de 0.5 Hz y un poco menos de 1.0 Hz (Dallar, y otros, 2001).

En el tramo norte se produjo una frecuencia de un poco más de 1.0 Hz. La vibración excesiva no se produjo de forma continua, pero inicia cuando un gran número de peatones que se encontraba en los tramos afectados del puente y finaliza cuando el número de personas en el puente

se reduce o si la gente dejaba de caminar. A partir de la estimación visual de la amplitud de los movimientos en los tramos sur y norte, la aceleración lateral máxima existente en el puente estaba entre 200 y 250 milli-g. A este nivel de aceleración un número significativo de peatones comenzó a tener dificultades para caminar, y tuvieron que sostenerse de las barandillas de apoyo. No se observó una excesiva vibración vertical. El número de peatones permitidos se redujo del domingo 11 de junio y los movimientos se produjeron ocasionalmente. El 12 de junio se decidió cerrar el puente con el fin de investigar a fondo la causa de los movimientos. El movimiento en el puente del Milenio fue claramente causado por un efecto de carga lateral sustancial, que no se había anticipado durante el proceso de diseño. Fue debido a la sincronización de las fuerzas de múltiples pisadas laterales, este fenómeno se describió como excitación lateral sincrónica. Posteriormente se determinó que para luces potenciales susceptibles hay un número crítico de peatones que pueden causar vibraciones para alcanzar los niveles inaceptables (Dallar, y otros, 2001).

En la investigación, el modelo analítico del puente fue puesto a prueba demostrando que la estructura del puente era válida. Se determinó que los movimientos eran debido a una fuerza externa inesperada y no por características dinámicas mal calculadas o imprevistas. Esto permitió que el modelo analítico fuera utilizado para desarrollar una modificación para reducir los movimientos (Dallar, y otros, 2001).

### Medidas Implementadas

A menos que el uso de puente fuera muy restringido, solo se consideraron dos opciones factibles para mejorar su rendimiento. El primero fue para aumentar la rigidez del puente para mover todas sus frecuencias naturales laterales fuera de la gama de frecuencias en las que podría ser

excitado por las fuerzas de pisadas laterales y el segundo era aumentar la amortiguación del puente para reducir la respuesta resonante.

Rigidizar la estructura resultó ser un proceso muy intrusivo y costoso.

Se realizó amortiguación horizontal, se instalaron un total de 37 amortiguadores viscosos, la mayoría de estos amortiguadores situados debajo de la cubierta del puente, siempre que sea posible los amortiguadores viscosos se conectan a puntos fijos tales como los pilares y el suelo. Esto hace a los amortiguadores más eficientes ya que el movimiento se transfiere.

El puente no respondió excesivamente en la dirección vertical en la primera jornada, para los demás días las pruebas indicaban que la entrada de la fuerza vertical de los peatones era al azar y no correlacionados. Sin embargo, se consideró la posibilidad de que una vez que los movimientos laterales excesivos fueran suprimidos por disposición de amortiguamiento lateral, los peatones podrían encontrar movimientos verticales y sincronizar con ellos. Para esto, instalaron un total de 26 pares de amortiguadores de masa sintonizados verticalmente en los tres vanos del puente.

### Pruebas y Ensayos

Los niveles de amortiguación necesarios no se conocían en las primeras etapas del diseño. Se fijó un intervalo en 15% - 20% de amortiguamiento crítico para los modos laterales y lateral torsional. Con el fin de demostrar de manera concluyente que el régimen de amortiguación propuesto funcionaría como se predijo, dos amortiguadores viscosos, cada uno conectado a la estructura, se instalaron en el tramo central para la prueba prototipo, junto con un péndulo sintonizado al amortiguador.

### Resultados

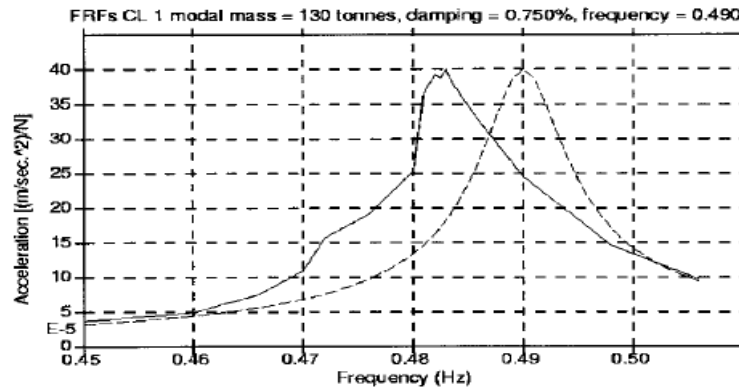


Figura 2. Ajuste de curvas de la función de respuesta de frecuencia para el modo lateral primero en el tramo central. Adaptado de: (Dallar, y otros, 2001)

Tabla 4.

Resumen de los resultados obtenidos con la instalación de los amortiguadores. Se puede evidenciar que los porcentajes de amortiguación se redujeron de un estado crítico de 20% a 4.1% – 3.8 a 3.9%.

| Table 1: Comparison of modal properties of the bridge with two viscous dampers |                |             |                |
|--------------------------------------------------------------------------------|----------------|-------------|----------------|
| Mode description                                                               | Frequency (Hz) | Damping (%) | Modal mass (t) |
| CL1                                                                            | 0.50 - 0.52    | 4.1         | 130 to 133     |
| CL2                                                                            | 1.0 - .03      | 3.8 to 3.9  | 155            |

| Table 2: Comparison of modal properties of the bridge with two viscous dampers |                |             |                |
|--------------------------------------------------------------------------------|----------------|-------------|----------------|
| Mode description                                                               | Frequency (Hz) | Damping (%) | Modal mass (t) |
| CL1                                                                            | 0.478-0.484    | 2.0         | 128            |

| Table 3: Comparison of modal properties obtained from tests and analysis |                         |                         |                         |                         |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| MODE                                                                     | Measured frequency (Hz) | Analysis frequency (Hz) | Measured modal mass (t) | Analysis modal mass (t) |
| CL1                                                                      | 0.48                    | 0.49                    | 128 - 130               | 144                     |
| CL2                                                                      | 0.95                    | 0.94                    | 145 - 148               | 150                     |
| CV3                                                                      | 1.15                    | 1.18                    | 155                     | 150                     |
| CV4                                                                      | 1.54                    | 1.56                    | 140                     | 138                     |
| CV5                                                                      | 1.89                    | 1.93                    | 135                     | 146                     |
| CV6                                                                      | 2.32                    | 2.30                    | 135                     | 132                     |
| SL1                                                                      | 0.80                    | 0.80                    | 160                     | 181                     |
| NL1                                                                      | 1.03                    | 1.00                    | Not available           | 113                     |

Fuente: (Dallar, y otros, 2001)

Los resultados fueron muy teóricos, de manera general las medidas implementadas dan un resumen de las acciones tomadas para mejorar los niveles de servicio del puente, las cuales fueron corregidas mediante la instalación de amortiguadores y sincronizadores de masa, la comparación de los efectos de los amortiguadores puede observarse en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** del presente documento.

## **6.2 Caso número 2: Control de vibraciones en pasarelas peatonales. (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011).**

### Resumen

Título del estudio: Control de vibraciones en pasarelas peatonales. (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

Tipo de estructura: Puente peatonal

Ubicación: Valladolid, Valladolid. España.

Este estudio se enfoca en el análisis y mejora del comportamiento de la pasarela de Museo de la Ciencia de Valladolid, realizado por el Centro tecnológico CARTIF en colaboración con las universidades de Valladolid y de castilla.

### Norma de Análisis de vibraciones

- (Norma Europea - EN, 1990)

- (Norma Europea - EN, 1991)
- (Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011)

### Descripción:

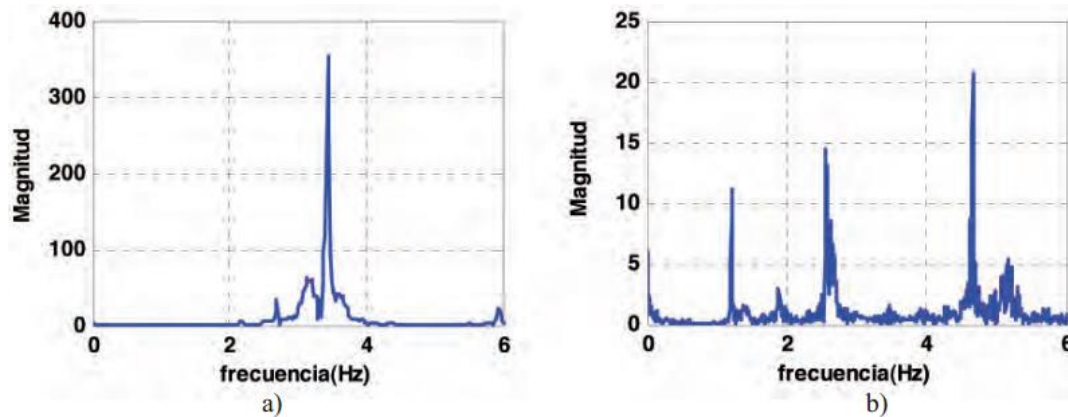
La Pasarela Del Museo de Valladolid fue inaugurada en el año 2004, consta de un vano de hormigón de 45 m de luz y 3 vanos metálicos de 51, 111 y 21 metros de luz identificados como vano 1, 2, 3 y 4. La tipología resistente de los vanos metálicos es de entramado triangulado de barras tubulares con sección hexagonal, donde el vano más largo cuenta con un sistema pretensado (Ladret & González, 2005) formado por un conjunto de cables longitudinales y transversales cuyo fin es el de estabilizar dicho vano al paso de los peatones (Gómez Navarro & Martínez Calzón, 2004).



*Figura 3.* Vista general de la pasarela peatonal del museo de la ciencia de Valladolid. Adaptado de: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

### Metodología usada para realizar el análisis de vibraciones

Las mediciones se realizaron en varios puntos del tablero de los tres vanos metálicos y se identificaron cuáles de las posibles frecuencias naturales obtenidas en los espectros estaban dentro de los rangos de frecuencias críticas según (Norma Europea - EN, 1990). Tanto en la dirección horizontal y la dirección vertical las frecuencias críticas corresponden a los tramos 2 y 3.



*Figura 4.* Ejemplos de la aceleración vertical en el centro del vano 2 (a) y del vano 3(b). Adaptado de: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

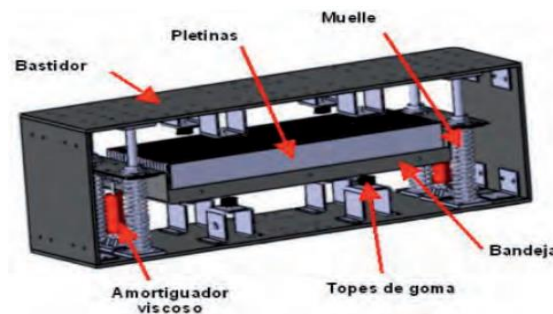
Por otro lado, se observó que los niveles de vibración en la dirección lateral eran considerablemente menores que en la dirección vertical y que el nivel de vibraciones del vano 2 era notablemente mayor que el del vano 3 y era relativamente habitual que el vano 2 entrara en resonancia al paso de un peatón corriendo.

### Medidas Implementadas

Una vez comprobado que las vibraciones verticales del vano 2 de 51 metros eran las de mayor nivel y que su primer modo de flexión entraba fácilmente en resonancia al paso de peatones corriendo, se decidió diseñar e implementar un amortiguador de masa sintonizado (TMD) para su

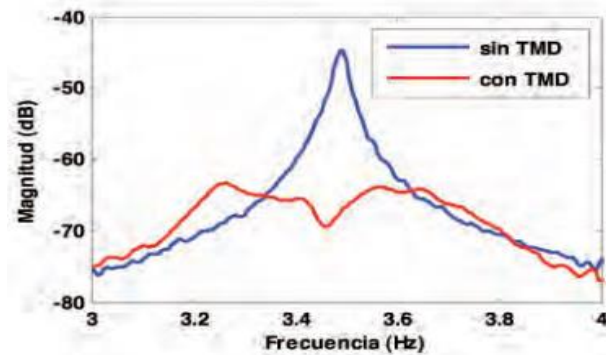
montaje temporal en el centro del vano. Un TMD consiste básicamente en una masa acoplada a la estructura por medio de muelles y amortiguadores viscosos cuyo objetivo es la mejora del comportamiento dinámico de la estructura en torno a la frecuencia natural a la que ha sido sintonizado. Habitualmente este dispositivo es pasivo, aunque también hay realizaciones activas y semiactivas que mejoran su eficacia.

Una vez conocidos los parámetros modales del primer modo de flexión del vano 2, la masa móvil del TMD se fijó en 185 kg, es decir, aproximadamente el 1% de la masa modal. Esta razón de masa supone teóricamente aumentar el amortiguamiento desde un 0,6% a un 4%, lo que significa una importante mejora en el comportamiento dinámico del vano.



*Figura 5.* Prototipo del TMD. Adaptado de: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

Una vez instalado el TDM se realizó un ajuste fino de su masa para optimizar su comportamiento dinámico. En la siguiente figura se presentan las funciones de respuesta en frecuencia experimentales entre la aceleración de la estructura y la fuerza de excitación obtenidas en el centro del vano 2 con el TDM ajustado y sin él.



*Figura 6.* FRF experimental del vano 2 de la pasarela con y sin el TMD en el centro del vano. Adaptado de: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

Con el fin de amortiguar las vibraciones en el mismo vano fue instalado un actuador de masa inercial que consistió en un excitador electrodinámico comercial, el cual consta de una masa de unos 30 kg suspendida por un conjunto de bandas elásticas y cuya posición vertical está controlada por una serie de bobinas eléctricas que generan un campo magnético variable. El controlador genera una señal inteligente de voltaje que comanda al actuador y que se traduce en una fuerza inercial transmitida a la estructura.

### Pruebas y Ensayos

Se realizaron varios ensayos para cuantificar el desempeño de los sistemas pasivo y activo diseñados. Para ello se analizaron varios estados de carga en los que un peatón y un conjunto de cuatro peatones sincronizaban, con ayuda de un metrónomo, su frecuencia de paso a la primera frecuencia de flexión del vano, la cual es la única que está dentro del rango crítico de frecuencias.

En la figura se muestran registros temporales de aceleración vertical en el centro del vano 2 obtenidos en las pruebas con y sin TDM. Prueba de análisis del estado de servicio del vano 2, a)

Una persona caminando a 1.75 Hz, b) una persona corriendo a 3.5 Hz, c) un grupo de cuatro personas caminando a 1.75 Hz, d) un grupo de cuatro personas corriendo a 3.5 Hz.

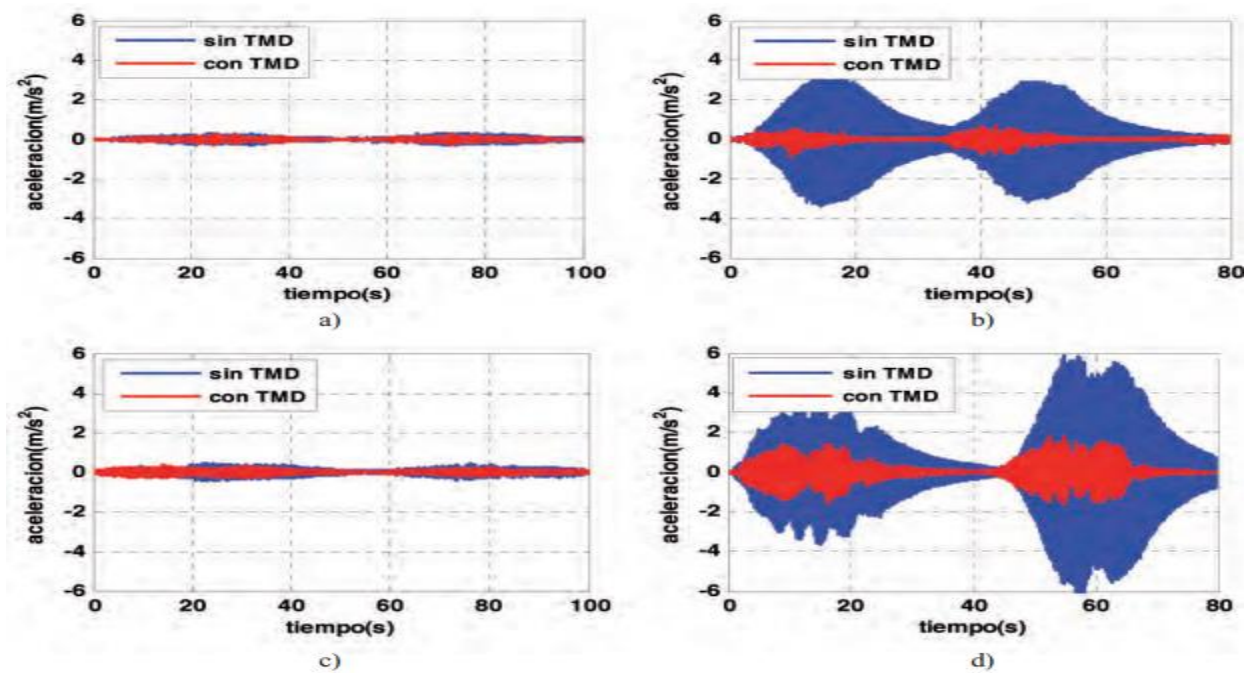


Figura 7. Pruebas de análisis del estado de servicio del vano 2. Una persona: a) andando a 1.75 Hz, b) corriendo a 3.5 Hz, y un grupo de cuatro personas: c) andando a 1.75 Hz, d) corriendo a 3.5 Hz. Adaptado de: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

En la siguiente figura se comparan los valores de aceleración obtenidos en todas las pruebas con los límites de confort propuestos en algunas de las normativas y guías de diseño de pasarelas peatonales.

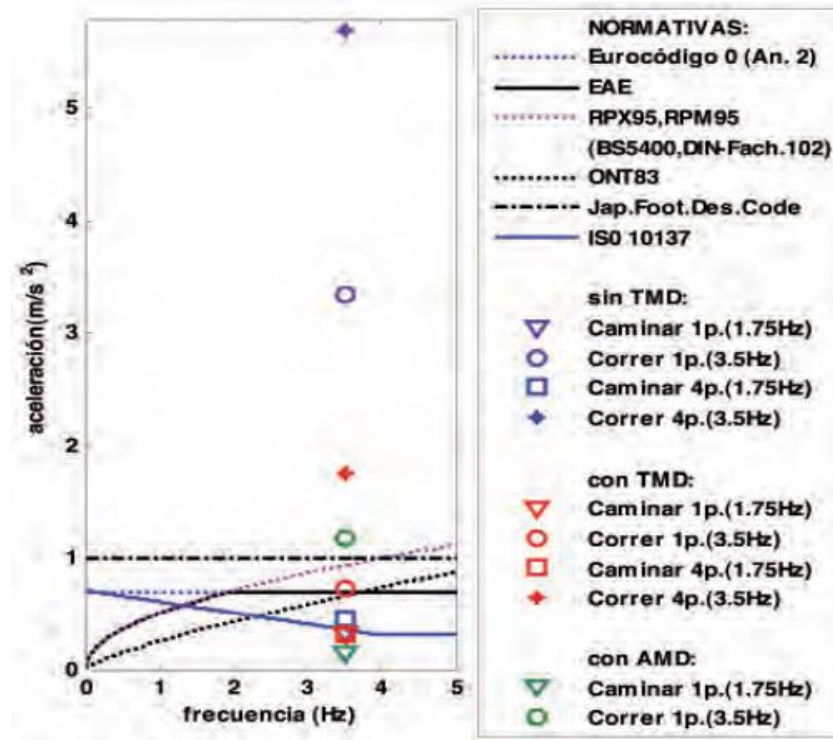


Figura 8. Verificación del estado de servicio del vano 2 de la pasarela con y sin sistemas de absorción de vibraciones. Adaptado de: (Casado Sanchez, De Sebastian Sanz, Muñoz Diaz, Poncela Mendez, & Lorenzaba Ibán, 2011)

## Resultados

Previo a la implementación de los sistemas de absorción de vibraciones, tiene valores de aceleración máximos muy por encima de la normativa española (Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento - Gobierno de España, 2011) (EAE) cuando un peatón corre a la frecuencia del primer modo de flexión (3.5 Hz).

Una vez que se implementan los sistemas pasivo y activo, el valor de la aceleración máximo se reduce significativamente. Para el caso del sistema pasivo “TMD”, se obtiene un valor que cumple con la normativa española (EAE) y con el eurocódigo si se emplea el modelo de carga

DLM1. Para el caso del sistema activo no logra las magnitudes alcanzadas debido en parte a su menor valor de masa inercial.

### **6.3 Caso número 3: Fanny Appleton pedestrian bridge detailin and vibration performance. (Goulet & Barth, 2017).**

#### Caso Práctico:

Título del estudio: Fanny Appleton pedestrian bridge detailing and vibration performance. (Goulet & Barth, 2017).

Tipo de estructura: Puente peatonal

Ubicación: Boston, Massachusetts. EE.UU.

#### Norma de Análisis:

- (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2009)
- (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2010).
- (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), 2006)



*Figura 9.* Vista aérea general del puente sujeto del análisis. Adaptado de: (Goulet & Barth, 2017, pág. 2)

### Descripción:

El caso del puente Appleton Fanny incluye la teoría de análisis de vibraciones cuando se llevaba ejecutado el 75% del avance de diseño inicial. Los niveles de vibraciones fueron acordados y fueron incluidos dentro del diseño final y confirmado posteriormente con simulaciones.

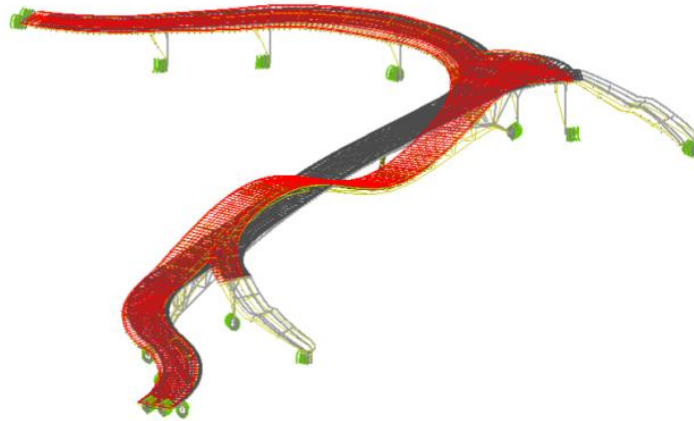
Este puente está ubicado en Massachusetts el cual tiene como objetivo conectar a las ciudades de Boston y Cambridge, fue construido para remplazar un puente existente cuya estructura era estrecha y no cumplía con las condiciones para permitir el uso a personas con movilidad reducida.

### Metodología usada para realizar el análisis de vibraciones

Está basada en la guía AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2009) el cual proporciona límites de frecuencia mínimos de 1.3 Hz para los modos horizontales de vibraciones y 3 Hz para los modos verticales. Cuando las vibraciones del puente superan estos límites, se consideran aceptables. Adicional a esto, AASHTO permite el uso de un criterio alternativo para el cálculo de frecuencia vertical relacionado con el peso del trabajo que está en consideración. Se vio la necesidad de realizar un análisis más detallado, ya que el diseño inicial del puente no cumplía con el primer criterio de 3 Hz pero si el del peso del tramo a considerar. SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), 2006), una guía avalada por AASHTO, tiene el lineamiento para realizar este análisis adicional el cual presenta requerimientos de confort que no son absolutos, sino que van en función del nivel de confort especificado por el propietario.

El análisis de vibraciones toma el historial de cargas sobre la plataforma del puente y se modela para que coincida con los modos de vibración de la estructura. Se utiliza el valor de

amortiguación recomendado por SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), 2006) para estructuras de acero.



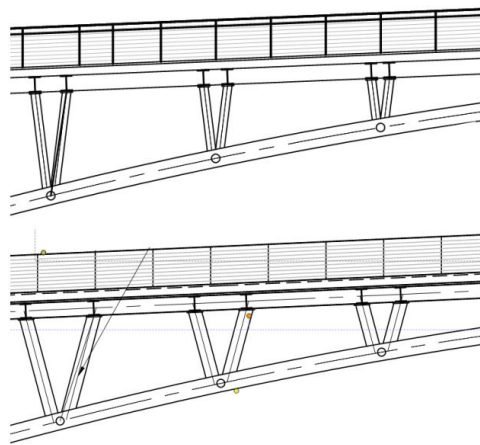
*Figura 10.* Forma modal combinada de cargas verticales y longitudinales. Adaptado de: (Goulet & Barth, 2017, pág. 4)

De acuerdo al diseño inicial, se encuentran aceleraciones que están dentro del rango de comodidad mínima que, aunque son perceptibles, no llegan a ser incómodas o causar preocupación a los usuarios. De acuerdo al lineamiento de los propietarios, de acuerdo al uso del puente debe estar diseñado para cumplir los umbrales de máximo confort definido por SETRA, ya que este resultado garantizaría vibraciones casi imperceptibles a los usuarios. Para esto, es necesario realizar modificaciones al diseño estructural inicial.

### Medidas Implementadas

Para el diseño final se evalúan modos más críticos donde posiblemente las frecuencias aumenten y de esta manera limitar la influencia de los peatones. Las acciones que se tomaron con respecto al diseño estructural fueron: el cambio de la cubierta de hormigón de 4000 psi a una cubierta de peso ligero de 5000 psi, este cambio proporcionó un aumento a todas las frecuencias

del puente debido a la reducción de masa. Otra modificación realizada al diseño inicial fue la de rigidizar los cimientos y los elementos de muelle para rigidizar la respuesta longitudinal de la estructura, esto además de aumentar la frecuencia longitudinal, también elimina la contribución del movimiento transversal. Otro cambio importante fue el cambio de Angulo de las columnas pasándolo de 7 grados a 15 grados las cuales aumentaron las frecuencias verticales del tramo principal, pero también elimino uno de los modos longitudinales de vibración, que fue identificado en el diseño preliminar.



*Figura 11.* Grafico superior corresponde al diseño inicial, grafico inferior corresponde al diseño final. Adaptado de: (Goulet & Barth, 2017)

Como resultado de las modificaciones que se hicieron a la estructura, el primer modo horizontal del puente aumentó de 1.80 Hz a 1.95 Hz, y el primer modo vertical del puente aumento de 2.34 Hz a 2.54 Hz. EL aumento de la frecuencia vertical se acercaba al límite de 2.6 Hz que SETRA utiliza para determinar si una estructura sería susceptible a las vibraciones peatonales. Como respuesta a los límites de confort establecidos por SETRA el diseño inicial presentaba una tolerancia de aceleración vertical de 11% g y paso a 5% g en el diseño final satisfaciendo así los máximos criterios de confort.

### Pruebas y Ensayos

Las pruebas que se realizaron antes de abrir el puente consistieron en realizar ensayos en donde se inducía la excitación de la estructura para determinar las frecuencias naturales y la amortiguación asociada con cada modo, realizando simulaciones de grupos de peatones en condiciones de servicio real. El equipo de prueba constaba de 6 acelerómetros triaxiales, dispuestos en el tramo vertical para detectar frecuencias verticales, longitudinales y torsionales. El resultado arrojó frecuencias más altas que las del diseño con valores en el primer modo horizontal que de 1.95 Hz aumento a 2.47 Hz con el 0.8% de amortiguación y el primer modo vertical aumento de 2.54 Hz a 2.86 Hz con 2.6% de amortiguación. Los datos también mostraron movimiento transversal del tramo principal causando torsión al tramo principal provocando desplazamientos verticales en las líneas de los bordillos.

Respecto a las condiciones de carga, las simulaciones peatonales consistieron convocar a 48 participantes los cuales podían caminar libremente a través del puente para representar una situación típica del puente, adicional a esto se realizó distribución por grupos de los participantes para simular situaciones de cambios de densidad, corredores sobre el puente y hasta escenarios de vandalismo el cual consistía en que los participantes realizaran un salto al unísono sobre el puente, los resultados para el porcentaje de aceleración se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 5.

*Aceleraciones medidas de las pruebas.*

| Test Group             | Longitudinal<br>Accel. %g | Transverse<br>Accel. %g | Vertical<br>Accel. %g |
|------------------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------|
| Random<br>Walking      | 0.20%                     | 0.50%                   | 2.10%                 |
| Organized<br>Walking   | 0.30%                     | 0.70%                   | 3.70%                 |
| Grouped<br>Runners     | 0.60%                     | 0.80%                   | 4.50%                 |
| Vandalism<br>(Jumping) | 0.50%                     | 1.70%                   | 8.90%                 |

Fuente: (Goulet & Barth, 2017)

### Resultados

Todas las pruebas regresaron aceleraciones que están dentro del rango máximo de confort de aceleración, excepto para el caso de vandalismo, prueba que se realizó con la participación de 5 personas inicialmente y finalmente un grupo de 10 personas saltando sobre el puente caso en el cual la aceleración salió de los límites de confort.

Mediante el uso de la guía SETRA, el diseño del puente Appleton Fanny fue capaz de mejorar los inconvenientes de vibración.

## **7. Normativa y Metodología Aplicable para el Análisis de Vibraciones Producidas por Eventos de Caminata.**

El presente capítulo de este documento aborda el estudio de metodologías avaladas internacionalmente para la evaluación de vibraciones en entresijos metálicos, los sustentos

técnicos y numéricos, y la congruencia de estas metodologías con la normativa colombiana vigente.

### **7.1 Normativa colombiana vigente.**

La normativa colombiana en su actual versión no se encuentra actualizada respecto al tema de análisis y cálculo de vibraciones en estructuras metálicas, limitándose a citar en algunos cuantos párrafos su importancia y consideraciones generales a tener en cuenta, tal como se muestra en el siguiente apartado:

B.1.2.1.2 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)— Funcionamiento— “Los sistemas estructurales y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada que limite: (a) las deflexiones verticales de los elementos, (b) la deriva ante cargas de sismo y viento, (c) *las vibraciones* y (d) cualquier otra deformación que afecte adversamente el funcionamiento de la estructura o edificación”.

Sin embargo, el reglamento colombiano de construcción sismo resistente dentro de su filosofía provee datos puntuales a considerar en el análisis como lo es el siguiente párrafo:

B.4.7— EFECTOS DINÁMICOS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017): “Las edificaciones expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público tales como: estadios, coliseos, teatros, gimnasios, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales verticales iguales o superiores a 5 Hz (períodos naturales verticales menores de 0.2 s)”.

Tal como se citaba en el capítulo 0 del presente documento, este párrafo es muy importante porque define un límite inferior para descartar las estructuras de baja frecuencia, las

cuales pueden entrar en resonancia con facilidad y comprometer la estructura en términos de funcionamiento.

Respecto al análisis y diseño de estructuras metálicas, la información y requerimientos dados para el análisis de estas (estructuras metálicas), no es lo suficientemente extenso, y se limita a recalcar la importancia del fenómeno de vibraciones en las estructuras, y los casos a donde este caso de carga debe tenerse en cuenta:

F.1.12.5 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017) – VIBRACION – “Se dará la debida consideración a los efectos de la vibración en la comodidad de los ocupantes en la funcionalidad de la estructura. Las fuentes de la vibración a considerarse incluyen cargas por tráfico de peatones, maquinaria vibratoria y otras identificadas para la estructura”.

F.5.3.7 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017) — VIBRACIÓN — “Para ciertas estructuras la posibilidad de vibración indeseable bajo condiciones normales de servicio debe ser considerada. Se deben usar las cargas nominales para hacer la verificación de la incompatibilidad de las amplitudes de vibración. Si se cree que la vibración puede ser un problema potencial, se debe verificar también la posibilidad de falla por fatiga (véase F.5.3.6)”.

Cuando los efectos de las vibraciones sean apreciables, las características de amortiguamiento de la forma de la estructura y de los materiales deberán ser tenidas en cuenta. La necesidad de suministrar un amortiguamiento artificial deberá ser examinada, y puede ser necesario realizar ensayos con prototipos.

La vibración de estructuras con bajas frecuencias naturales puede causar incomodidad en los usuarios y deberá ser considerada en el diseño del proyecto.

En el párrafo anterior se recalca la importancia de evitar las estructuras de baja frecuencia natural, además de la importancia de tener en cuenta los efectos nocivos de las vibraciones, tanto en las estructuras, como en la percepción de los usuarios de estas (estructuras), sin embargo no precisa de un método adecuado para el cálculo de las vibraciones.

## **7.2 Descripción del método para la evaluación de vibraciones en entresijos metálicos producidas por eventos de caminata.**

Tal como se citaba en el capítulo 0 de este documento, son varios los documentos regulatorios y guías vigentes en varios países del mundo, algunas de estas como lo son la serie de la ISO 2163 son la base procedimental para varias guías, sin embargo la normativa colombiana no sugiere algún procedimiento vigente en caso de existir alguna controversia en el cálculo de vibraciones por eventos de caminata.

Revisando los documentos en los cuales se han basado los reglamentos vigentes en Colombia, se analizó la propuesta dada por el AISC en la guía de diseño número 11 (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016). Se considera que esta guía es un documento base del cual se puede extraer una metodología que cubra los requerimientos numéricos a la hora de analizar un evento de vibraciones producidas por caminatas en un entresijo metálico.

Esta decisión se tomó debido a que el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 su capítulo de estructuras metálicas, toma varios documentos de AISC como base del título F, tal como se muestra a continuación en la Figura 12:

## Título F — Estructuras metálicas

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité F del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.

*Documentos base (Reglamento 1984)* — AISC-1978<sup>(13)</sup>, Código Fedestructuras<sup>(37)</sup>, NTC 2001<sup>(42)</sup> y Norma AIS 100-83<sup>(25)</sup>

*Documentos base (Reglamento NSR-98)* — AISC-1994<sup>(14)</sup> y Norma AIS 100-97<sup>(27)</sup>

*Documentos base (Reglamento NSR-10)* — AISC-2010<sup>(15)</sup>, AISC-Seismic-2010<sup>(16)</sup> y Norma AIS 100-09<sup>(28)</sup>

Figura 12. Ficha técnica del capítulo F del reglamento colombiano de construcción sismo resistente. Adaptado de: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017, págs. LXIV - Prefacio)

Además, de que la guía 11 muestra un enfoque muy completo del análisis de vibraciones en entresijos metálicos, de tal manera que se procederá a revisar los procedimientos para aplicar los conceptos de la guía 11 en el cálculo de entresijos, examinando, complementando y se ejecutando las instrucciones sugeridas.

### 7.3 Desarrollo de la metodología propuesta.

Cuando la estructura deja de estar en equilibrio por vibraciones generadas al caminar, se dice que la estructura se ha sometido a un evento de excitación por caminata. De acuerdo a esto si la estructura cumple con las siguientes condiciones puede generarse un diseño de vibraciones por eventos de caminata.

- Sistemas de entresijo en concreto sobre vigas y viguetas metálicas, el cual es el énfasis de la guía 11 de AISC.

- Los resultados generados son para entresijos de baja frecuencia, los cuales se encuentran por debajo de los 9.0Hz.
- La metodología está planteada en sistema imperial de unidades, para lo cual todo cálculo realizado en el presente documento, contará con su respectiva conversión al sistema internacional de unidades.

**7.3.1 Evaluación de la Aceleración pico del sistema.** El principal criterio de evaluación para un sistema de entresijo de baja frecuencia (Por debajo de los 9.0Hz), del cual se determinar si cumple a satisfacción con los límites de vibraciones es la aceleración pico  $a_p$  debido al sometimiento de la estructura a un evento de caminata, esta aceleración se toma como una fracción de la aceleración de la gravedad (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016), la cual se determina como sigue:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0.35 f_n}}{\beta W} \leq \frac{a_o}{g} \quad \text{Ecuación 1}$$

En donde se tiene que:

$P_o$  = Amplitud de la fuerza de accionamiento, 65lb.

$W$  = Peso efectivo soportado por el área aferente a la viga o vigueta, sistema de vigas o el panel analizado, según aplique, [Lb].

$f_n$  =Frecuencia natural fundamental del sistema de entresijo. [Hz].

$\beta$  =Relacion de amortiguamiento.

$\frac{a_o}{g}$  =Limite de tolerancia de la vibración generada por la aceleración, expresada como una delación de aceleración, (Ver ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.).

$\frac{a_p}{g}$  = Relación del pico de aceleración del sistema del entrepiso, a la aceleración de la gravedad.

El fenómeno de vibraciones en entrepisos ha sido estudiado por diversos autores, sin embargo, quienes han tenido un gran aporte a este tema han sido los Doctores PhD. David Allen y el PhD Thomas Murray, los estudios y teorías realizadas por ellos, han servido como base para otros autores y para refinamiento de los estudios propios, es así, como varios de los criterios tomados en cuenta han sido extraídos y complementados de estudios de estudios anteriores, como por ejemplo el siguiente parámetro.

**7.3.2 Valores típicos de la fuerza de accionamiento  $P_o$ .** La fuerza  $P_o$  es una fuerza constante, la cual no representa el peso de la persona que genera el evento, esta se toma como la amplitud de la fuerza de accionamiento del evento, tal como se describe a continuación.

$$P_o = 0.83 RQ [lb] \quad \text{Ecuación 2}$$

$Q$  = Peso promedio de un cuerpo, según recomendaciones de los autores se debe tomar como 157 lb (71.22 kg) (Allen & Murray, Design criterion for vibrations due to walking, 1993).

$R$  = Factor de reducción

Para sistemas de entrepisos armados en dos direcciones, que se consideren áreas de uso típico que no están sometidas a eventos de reunión, es decir tranquilas, se recomienda un factor conservados de reducción igual a 0.50 (Ver ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.), en donde se supone el movimiento de una personas que genera la excitación de la estructura (Caminante/Walker) y la persona que se ve afectada por la sensación de vibración

(ocupante/sensor), se encuentran en ubicaciones distintas del entrepiso. Para este evento, la fuerza de accionamiento ( $P_o$ ) es igual a 65lb (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

La magnitud de la fuerza de accionamiento  $P_o$  puede disminuirse o aumentarse de acuerdo a las condiciones particulares del diseño.

Tabla 6.

*Factor de reducción para el cálculo de la fuerza de accionamiento*

| Uso                                                          | Factor de reducción R |
|--------------------------------------------------------------|-----------------------|
| Sistemas de entrepiso en dos direcciones<br>Entrepisos       | 0.50                  |
| Sistemas de entrepiso en una dirección<br>Puentes peatonales | 0.70                  |

Fuente: (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016)

Como valores típicos recomendados por los autores, se toman los siguientes valores de fuerza de accionamiento  $P_o$ , según aplique.

Tabla 7.

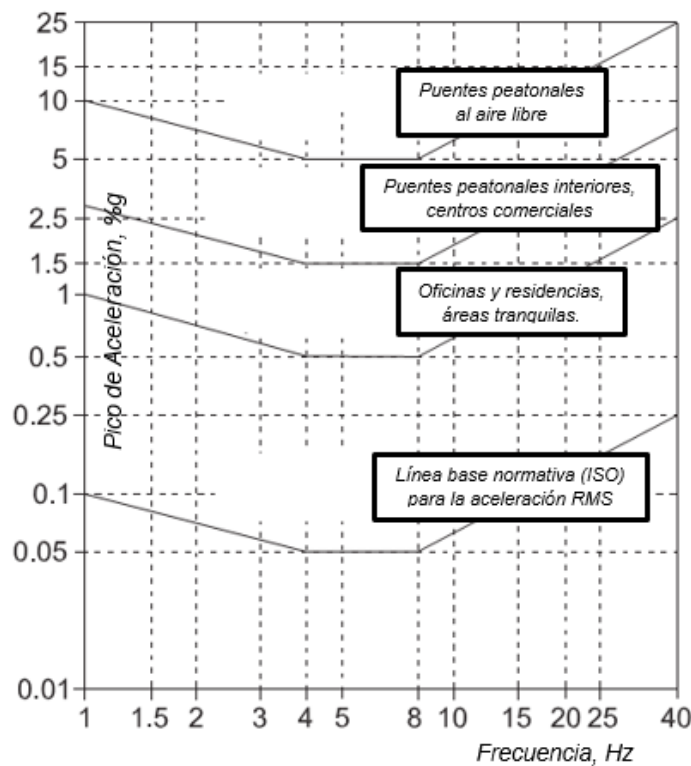
*Fuerza de accionamiento  $P_o$*

| Uso                | Fuerza de accionamiento $P_o$ |
|--------------------|-------------------------------|
| Entrepisos         | 65 lb                         |
| Puentes peatonales | 92 lb                         |

Fuente: (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016)

Los límites de tolerancia al parámetro de aceleración  $a_o/g$  son los que se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, los autores de la guía recalcan que dichos límites son poco conservadores para frecuencias entre 3Hz y 4Hz y 8Hz y 9Hz, comparados con

los valores mostrados en la siguiente figura, pero que por simplicidad de cálculo se recomienda el uso de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**



*Figura 13. Límites de tolerancia recomendados para el confort humano. Adaptado de: (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016)*

Frecuencias naturales bajas como las menores a 3Hz en los entresijos deben evitarse y su tratamiento se considera especial, ya que puede la estructura estar sometida a vandalismo (ver anexo A) y su contexto esta por fuera del tema tratado en el presente documento, si el lector quiere darse una idea de cómo afrontar este caso, debe basarse en el quinto capítulo de la guía 11 (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016).

### 7.3.3 Evaluación del confort humano en entrepisos y puentes peatonales.

- Evaluación de entrepisos de baja frecuencia (Frecuencias  $\leq 9.0\text{Hz}$ )

El criterio de evaluación definitivo es la aceleración del sistema, del cual se registra el pico de aceleración, posteriormente se divide en el valor de la gravedad, así, como resultado se obtiene un porcentaje de la gravedad que, evaluándolo con límites ya analizados, permiten definir si un sistema de entrepisos puede o no, resultar confortable y ser entregado para ser utilizado.

A continuación se muestra la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, en la cual se describe para un tipo de uso de la estructura, el valor sugerido como límite superior de evaluación de aceleración en el sistema evaluado.

Tabla 8.

*Límite de tolerancia para entrepisos.*

| Ocupación                                                                                          | Límite de aceleración<br>$a_o/g \times 100\%$ |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Oficinas, residencias, iglesia, escuelas y áreas que no estén destinadas a eventos y/o tranquilas. | 0.50%                                         |
| Centros comerciales y sitios de reunión comerciales.                                               | 1.50%                                         |

Fuente: (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016)

Para llegar a este criterio de evaluación, uno de los principales insumos es la frecuencia del sistema; se considera que un entrepiso es de baja frecuencia cuando al evaluar la frecuencia es menor a 9Hz (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016), este criterio se puede usar de igual manera para la evaluación de vibraciones en puentes peatonales. Esta propuesta fue llevada a cabo desde 1993 (Allen & Murray, Design criterion for vibrations due to walking, 1993). Los criterios de evaluación están basados en la respuesta dinámica para sistemas de entrepisos sobre vigas

metálicas y elementos tipo vigueta con sistema de losa en Steeldeck. Los criterios que son evaluados en el presente documento en el capítulo de metodología, sirven para analizar los sistemas de entrepisos mostrados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

La respuesta estructural de la estructura para efectos de evaluación se suele reducir al análisis del primer modo de la estructura a analizar, evaluación que en efectos prácticos se puede resumir en gran parte la respuesta estructural.

**7.3.4 Frecuencia natural de los sistemas de entrepisos con estructura de acero  $f_n$ .** La frecuencia natural se considera el más importante parámetro para la evaluación de las condiciones de servicio por vibraciones. Se entrara a evaluar la frecuencia natural de las vigas y las viguetas metálicas del sistema de entrepiso (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016).

Generalmente los sistemas de entrepisos de apoyados sobre vigas con viguetas de acero, son sistemas en dos direcciones, que por su configuración tienen varios modos de vibración, con frecuencias poco espaciadas entre sí que dificultan el análisis con los métodos actualmente existentes. Dentro de las características a evaluar se encuentran la acción compuesta, las condiciones de frontera y discontinuidades del sistema de entrepiso, particiones, elementos no estructurales y rigideces finales de los elementos. Es así como se recurre al modo fundamental, el cual resume hasta cierto punto la mayoría de la respuesta total del sistema, calculando la frecuencia natural con una precisión satisfactoria usando las siguientes propuestas de análisis.

Los entrepisos tal como se ha recalcado desde el título del presente documento, que se asume en el desarrollo de este documento es una placa de concreto en sistema constructivo Steeldeck, los cuales son soportados por un sistema de viguetas y vigas que se apoyan sobre muros estructurales, vigas de borde o vigas cargueras sobre columnas. La frecuencia natural del sistema

de entrepiso se calcula primero obteniendo el modo fundamental de las vigas y/o viguetas, de manera paralela se obtiene el modo fundamental de las vigas principales del sistema o cargueras y luego combinando los resultados.

El modo de las frecuencias naturales de las vigas o viguetas y el marco de las vigas cargueras se pueden calcular como sigue a continuación, usando la ecuación de la frecuencia natural fundamental, para una masa uniforme que es soportada por una viga.

$$f_n = \frac{\pi}{2} \left( \frac{g E_s I_t}{w L^4} \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación 3}$$

En donde se tiene que:

$E_s$ = Modulo de elasticidad del acero (29.000ksi / 200Gpa)

$I_t$ = Momento de inercia transformado; momento transformado de inercia efectivo si las deformaciones por cortante están incluidas; momento reducido de inercia transformado considerando la flexibilidad del apoyo de la vigueta,  $I_n^4$ .

$L$ = Luz del elemento a analizar, in.

$g$ = Aceleración de la gravedad (386 in/s<sup>2</sup> – 9.81m/s<sup>2</sup>)

$w$ = Peso uniformemente distribuido por unidad de longitud (Peso de análisis, aun sin diseñar, con cargas muertas, sobreimpuesta y vivas) soportada por el elemento a analizar.

La frecuencia del sistema o modo combinado puede ser determinada por la relación de Dunkerley, la cual se muestra a continuación:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad \text{Ecuación 4}$$

En donde los parámetros de la ecuación se explican a continuación:

$f_g =$  Frecuencia del modo del panel de vigas, Hz

$f_j =$  Frecuencia del modo del panel de las viguetas, Hz

La ecuación anterior puede expresarse de la siguiente manera:

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad \text{Ecuación 5}$$

En donde se tiene que:

$\Delta =$  Deflexión medida en el centro de la luz del elemento, debido al peso soportado por el elemento.

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384E_s I_t} \quad \text{Ecuación 6}$$

Las deformaciones por cortante pueden ser también incluidas para determinar la deflexión, que se logra mediante el uso de un modo transformado eficaz de inercia.

Para el modo combinado, si las dos vigas y viguetas se asumen como simplemente apoyadas, la relación de Dunkerley se puede expresar como se muestra a continuación.

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} \quad \text{Ecuación 7}$$

En donde se tiene que:

$\Delta_g =$  Deflexión en la mitad de la luz de la viga, o elemento (viga) carguero principal debido al peso soportado, in.

$\Delta_j =$  Deflexión en la mitad de la luz de la viga, vigueta o elemento (viga) carguero principal debido al peso soportado, in.

La guía 11 propone para edificios altos, en los que las columnas tienen frecuencias lo suficientemente bajas, pueden crear problemas de resonancia con actividad que induzca movimientos rítmicos, como lo pueden ser los aeróbicos. Para estos casos se propone la siguiente variación de la ecuación.

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g + \Delta_c}} \quad \text{Ecuación 8}$$

En donde se tiene que:

$\Delta_c$ = Acortamiento axial de la columna o muro debido al peso soportado, in.

Las ecuaciones Ecuación 3 y Ecuación 5 se basan en la suposición de que los elementos están simplemente apoyados y con una carga uniformemente distribuida. Las viguetas, vigas y elementos principales (vigas cargueras), están de manera usual uniformemente cargada o cerca de estarlo, con excepción de las vigas cargueras que soportan viguetas o vigas únicamente en la mitad de la luz. De ser ese el caso la deflexión suministrada para el cálculo de la Ecuación 5 debe ser multiplicada por  $\pi/4 \cong 1.3$ , para tomar en cuenta la diferencia entre la frecuencia de una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida y una viga con la carga concentrada en la mitad de la luz.

**7.3.4.1 Acción de la sección compuesta en el cálculo de la frecuencia natural.** El cálculo de la frecuencia natural fundamental usando las relaciones expresadas anteriormente en este numeral (0), el momento de inercia de la sección es usado como si la placa (sección de Steeldeck) se encontrara sujeta al miembro que lo soporta mediante pasadores de cortante. Se asume que es así, inclusive si no se dispone de estos conectores, debido a que las fuerzas cortantes generadas

por las actividades humanas no son lo suficientemente grandes, y por lo tanto se considera que incluso la fricción entre la placa y el elemento que lo soporta es suficiente, incluso se la placa no está presente, es decir en ciertos casos se puede analizar únicamente la estructura de soporte.

Considerando que la rigidez del concreto sobre metal es más grande bajo cargas dinámicas, en comparación con las cargas estáticas, se recomienda igualar el módulo de elasticidad del concreto a 1.35 veces el concreto que se está utilizando como material en el análisis de la estructura, tal a como lo que se presenta a continuación.

$$n = \frac{E_s}{1.35E_c} \quad \text{Ecuación 9}$$

En el ejercicio de aplicación presentado en el siguiente capítulo se expone la información que aquí se ha expresado, de manera tal que se encuentre un soporte de los cálculos presentados.

## **8. Ejemplo de Aplicación para la Evaluación de Vibraciones en Entrepisos Metálicos por Eventos de Caminata.**

El presente apartado del documento contiene el análisis y diseño estructural hipotético de una estructura que hará parte de un centro recreacional, el cual se encontraría ubicado en un municipio del departamento de Santander, esta estructura será utilizada como una terraza de comidas abierta al público.

La estructura será sometida a un análisis y diseño tradicional, el cual se comparará con el análisis por vibraciones y se analiza y cuantifica la incidencia de este último análisis en el diseño de una estructura metálica con entrepiso metálico.

## **8.1 Datos de diseño del caso de aplicación.**

A continuación, se presentan los parámetros y demás generalidades, las cuales fueron empleadas para la realización del diseño de la estructura contemplada en el presente numeral de este documento.

### **8.1.1 Documentos de referencia.**

Normas de diseño\*:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).
- Ley 400 de 1997 – Modificada Ley 1229 de 2008.
- Decreto 926 del 19 de Marzo de 2010.
- Decreto 092 del 17 de Enero de 2011.
- Decreto 340 del 13 de Febrero de 2012.
- Decreto 945 del 05 de Junio de 2017.

\* (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

**8.1.2 Parámetros de diseño.** De acuerdo a la ubicación y el tipo de estructura a diseñar, se establecieron los siguientes parámetros de análisis, los cuales están determinados tanto en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), además de parámetros de suelos supuestos, los cuales son necesarios en el análisis.

- Perfil de suelo: D

- Coeficiente de aceleración pico efectiva:  $A_a = 0.20$
- Coeficiente de velocidad pico efectiva:  $A_v = 0.20$
- Grupo de uso: II
- Coeficiente de importancia:  $I = 1.10$
- Sistema estructural: PRM
- Zona de riesgo sísmico: INTERMEDIA
- Capacidad de disipación de energía: DES
- Coeficiente de disipación de energía básico:  $R_0 = 2.50$
- Irregularidad en altura:  $\phi_a = 1.0$
- Irregularidad en planta:  $\phi_p = 0.90$
- Ausencia de redundancia:  $\phi_r = 1.0$
- Coeficiente de disipación de energía para diseño:  $R = 2.25$

### 8.1.3 Materiales.

Concreto:

- Columnas sección compuesta: 28MPa
- Entrepisos sección compuesta: 28MPa

Acero de refuerzo:

- Norma de las barras de refuerzo: NTC-2289

- Barras de refuerzo:  $F_y = 420 \text{ MPa}$

Perfiles laminados

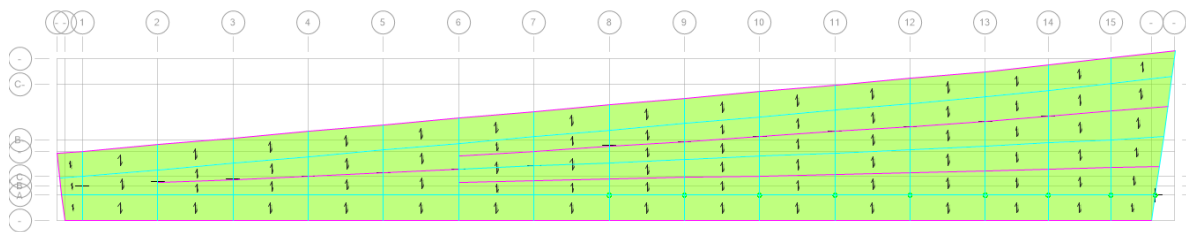
- Perfil siderúrgico:  $F_y = 345 \text{ Mpa}$
- Perfiles metálicos: Grado 50 – ASTM A992

**8.1.4 Descripción del sistema estructural.** Con respecto al caso a desarrollar, se asumirán variables necesarias para realizar un análisis sísmico, es así como se tiene que la estructura se encontrara ubicado en un municipio santandereano con amenaza sísmica INTERMEDIA, pero debido al uso de la estructura se asumirá un diseño para una capacidad DES. El sistema estructural se clasificó como un sistema de pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (Tabla A.3.3 NSR-10), en el cual tanto la carga vertical como las cargas horizontales son resistidas por los pórticos del sistema.

La estructura en cuestión se encuentra conformada por 16 ejes estructurales en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal tiene 6 ejes estructurales. El análisis estructural de la estructura se llevó a cabo mediante el software de cálculo y diseño estructural ETABS 2016 V16.02, en el cual se realizó un modelo tridimensional elástico con múltiples grados de libertad y amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico. Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo Frame (Elementos idealizados para modelar vigas, columnas y elementos planos en sistemas 3D). El análisis realizado para fuerzas gravitacionales es estático, mientras que, para el caso del análisis sísmico, se realizó un análisis modal espectral mediante valores propios, y las respuestas de los diferentes modos de vibración, los cuales se combinaron mediante la regla cuadrática completa (CQC).

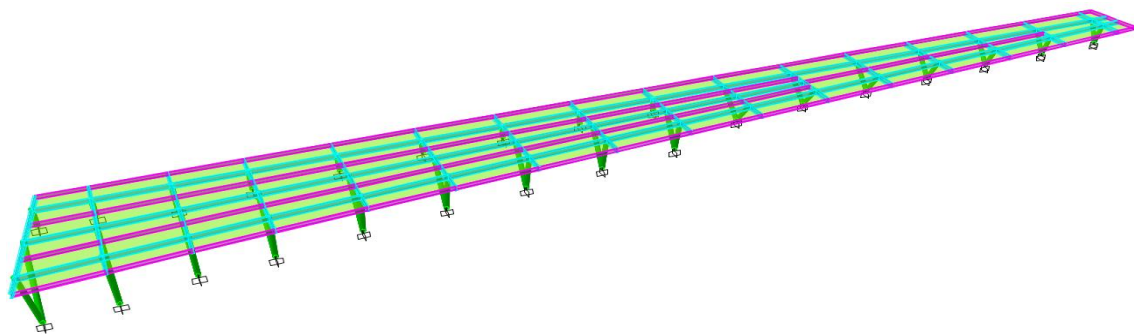
El diseño de los elementos estructurales se hizo mediante la herramienta incorporada en el software, el cual se rige por los requisitos del ACI 318-14, que es compatible con la NSR-10.

A continuación, en la Figura 14, Figura 15, Figura 16 y Figura 17 se presenta el esquema del modelo numérico realizado para la estructura bajo estudio.



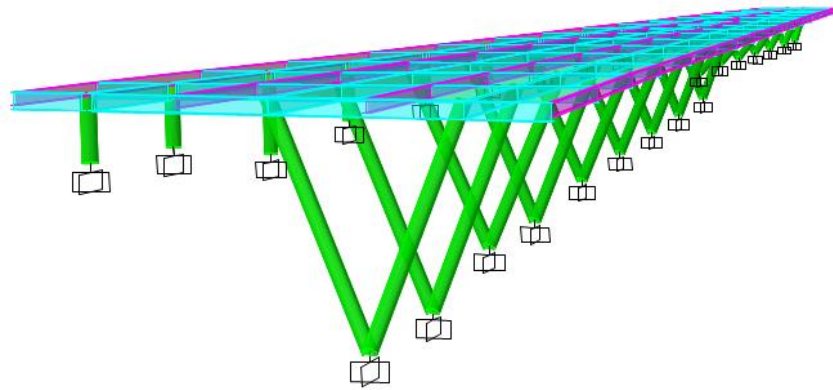
*Figura 14.* Planta modelo numérico. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

Como se citaba con anterioridad, la estructura se compone de 16 ejes estructurales en dirección X espaciados cada 6.0 para una longitud aproximada de 90m; aunque en la dirección Y la estructura tiene 4 ejes estructurales, estos no son paralelos, sin embargo para contextualizar se indica que la estructura tiene 5.50m en su parte más angosta y 13.15m en su parte más ancha.

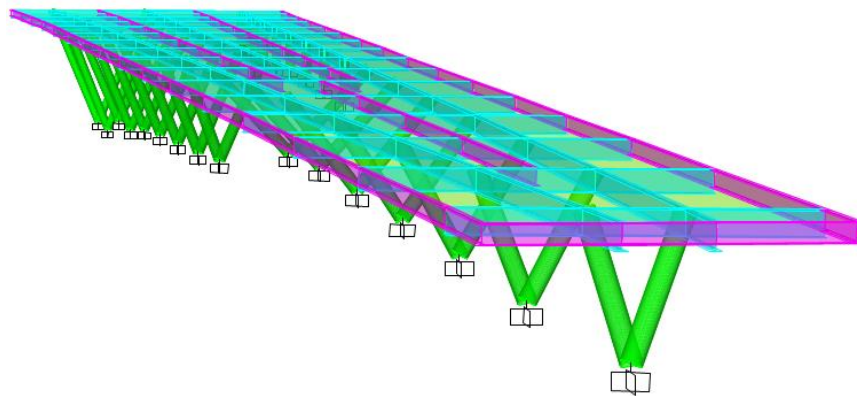


*Figura 15.* Vista frontal modelo numérico. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

Las columnas son de altura variable tal como se observa en la Figura 16. Vista lateral modelo numérico. Sin embargo para dar contexto, se señala que la columna más corta tiene 2.10m de altura y la más larga 5.75m.



*Figura 16.* Vista lateral modelo numérico. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)



*Figura 17.* Vista lateral modelo numérico. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

Las dimensiones de la estructura en planta y altura son secundarias para el análisis de vibraciones que se va a realizar, ya que el análisis solo requiere de la configuración típica de los paneles que componen la estructura.

**8.1.5 Evaluación de cargas.** Para el cálculo estructural del proyecto se evaluaron las cargas horizontales y verticales que aplican de acuerdo a lo indicado en el Título B de la NSR-10.

**8.1.5.1 Carga muerta (D-SD).** La carga muerta hace referencia a los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales que son permanentes en la estructura después de su construcción. Para este tipo de carga se realizaron dos clasificaciones tal y como se presenta a continuación

#### **Peso propio de elementos estructurales (D)**

El peso propio de los elementos de concreto (vigas, columnas, placa etc) será el resultante del análisis estructural y es considerado en el programa de cálculo y se determina de acuerdo a la definición de las propiedades de los materiales.

#### **Carga sobreimpuesta (SD)**

La carga considerada en esta sección hace referencia al peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentes durante su vida útil. A continuación, se presentan la carga sobreimpuesta considerada:

Tabla 9.

## B.3.4.3-1 - NSR-10

**Tabla B.3.4.3-1**  
**Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales**  
**cuando no se efectúe un análisis más detallado**

| <i>Ocupación</i>      |                                                                                    | <i>Fachada y particiones<br/>(kN/m<sup>2</sup>)<br/>m<sup>2</sup> de área en planta</i> | <i>Afinado de piso y cubierta<br/>(kN/m<sup>2</sup>)<br/>m<sup>2</sup> de área en planta</i> | <i>Fachada y particiones<br/>(kgf/m<sup>2</sup>)<br/>m<sup>2</sup> de área en planta</i> | <i>Afinado de piso y cubierta<br/>(kgf/m<sup>2</sup>)<br/>m<sup>2</sup> de área en planta</i> |
|-----------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Reunión</b>        | Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios. | 1.0                                                                                     | 1.8                                                                                          | 100                                                                                      | 180                                                                                           |
| <b>Oficinas</b>       | Particiones móviles de altura total                                                | 1.0                                                                                     | 1.8                                                                                          | 100                                                                                      | 180                                                                                           |
|                       | Particiones fijas de mampostería                                                   | 2.0                                                                                     | 1.8                                                                                          | 200                                                                                      | 180                                                                                           |
| <b>Educativos</b>     | Salones de clase                                                                   | 2.0                                                                                     | 1.5                                                                                          | 200                                                                                      | 150                                                                                           |
| <b>Fábricas</b>       | Industrias livianas                                                                | 0.8                                                                                     | 1.6                                                                                          | 80                                                                                       | 160                                                                                           |
| <b>Institucional</b>  | Internados con atención a los residentes                                           | 2.0                                                                                     | 1.6                                                                                          | 200                                                                                      | 160                                                                                           |
|                       | Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención                          | 2.5                                                                                     | 1.8                                                                                          | 250                                                                                      | 180                                                                                           |
|                       | Guarderías.                                                                        | 2.0                                                                                     | 1.6                                                                                          | 200                                                                                      | 160                                                                                           |
| <b>Comercio</b>       | Exhibición y venta de mercancías.                                                  | 1.5                                                                                     | 1.4                                                                                          | 150                                                                                      | 140                                                                                           |
| <b>Residencial</b>    | Fachada y particiones de mampostería.                                              | 3.0                                                                                     | 1.6                                                                                          | 300                                                                                      | 160                                                                                           |
|                       | Fachada y particiones livianas.                                                    | 2.0                                                                                     | 1.4                                                                                          | 200                                                                                      | 140                                                                                           |
| <b>Almacenamiento</b> | Almacenamiento de materiales livianos.                                             | 1.5                                                                                     | 1.5                                                                                          | 150                                                                                      | 150                                                                                           |
| <b>Garajes</b>        | Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg                              | 0.2                                                                                     | 1.0                                                                                          | 20                                                                                       | 100                                                                                           |

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

- Carga Sobre-impuesta:  $2.90 \text{ kN/m}^2$  ( $290 \text{ kgf/m}^2$ )

Se utiliza de manera general sobre toda el área analizada, corresponde a fachadas y particiones para una ocupación de reunión, se utilizan las cargas de ocupación comercial ya que son más críticas que las de ocupación de reunión.

Para el cálculo de la carga debido a la placa en SteelDeck se usó la siguiente sección.

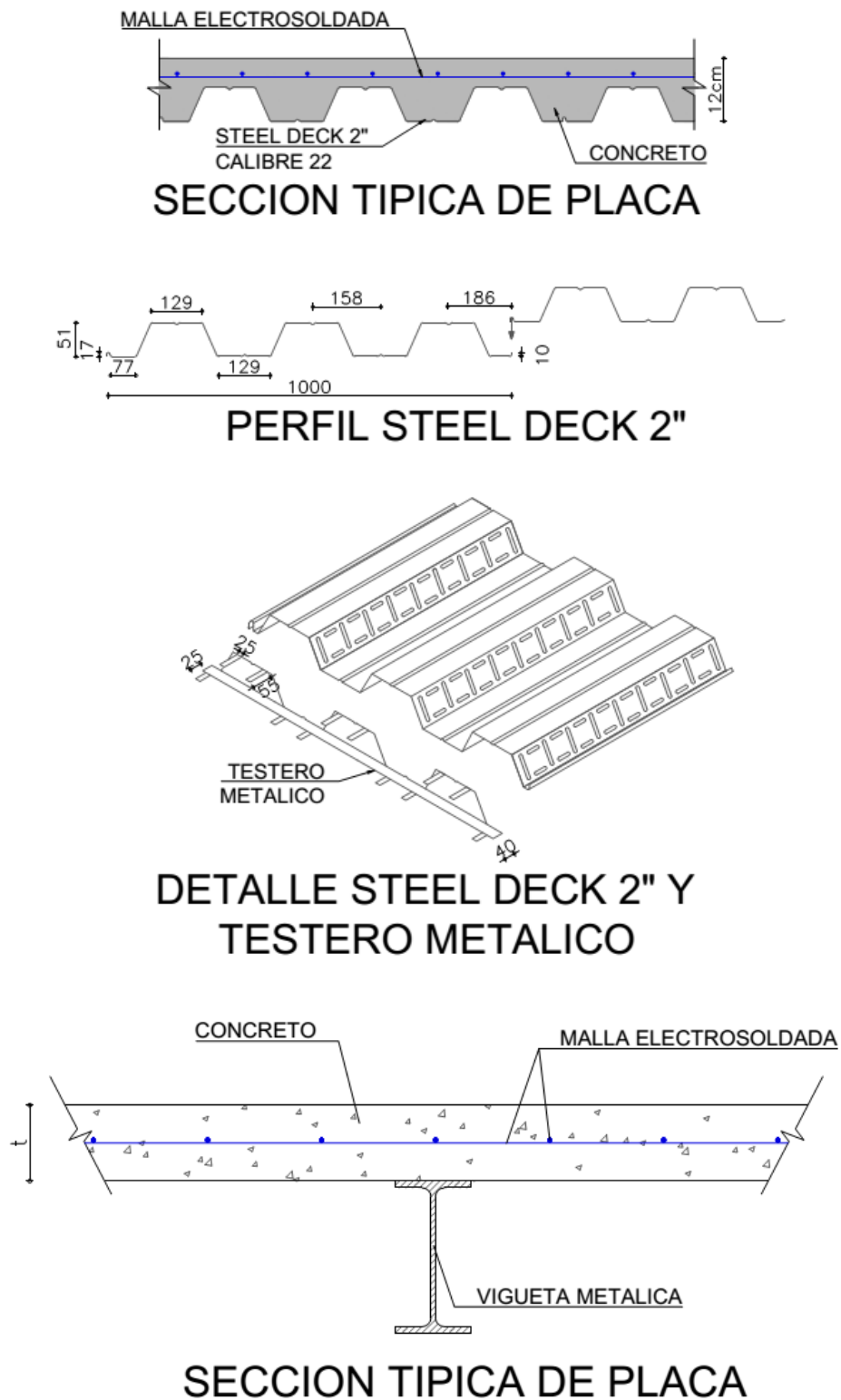


Figura 18. Sección típica de placa en Steeldeck para modelamiento.

**8.1.5.2 Carga viva (*L*).** Para el cálculo de la estructura contemplada, se consideraron cargas de uso para espacios públicos o recreativos, según Tabla B.4.2.1-2 de la NSR-10.

- Carga viva:  $5.00\text{kN/m}^2$  ( $500\text{kgf/m}^2$ )

A continuación, se presenta el caso de carga que se le asignara de manera uniforme al modelo numérico:

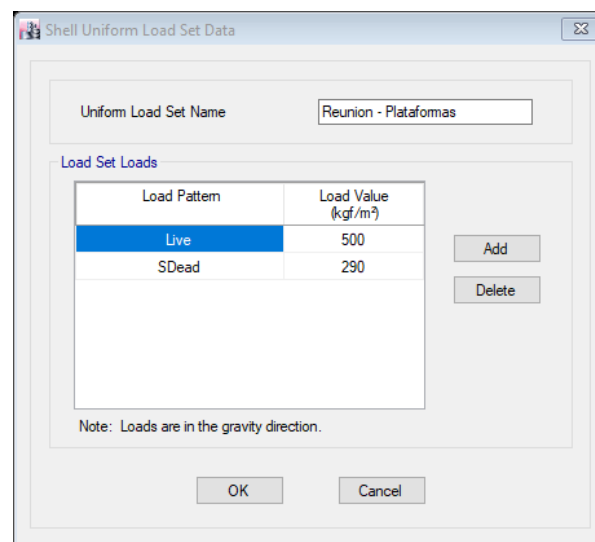


Figura 19. Asignación de carga uniforme al modelo numérico. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

**8.1.5.3 Carga sísmica (*Fs*).** La estimación de la carga de sísmica se realizó de acuerdo a la metodología empleada en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, utilizando el espectro de diseño de acuerdo a la zona de amenaza donde se encuentra el proyecto a desarrollar.

### Periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la edificación se calculó como el periodo aproximado  $T_a$ , según lo establecido en la sección A.4.2.2 de la NRS-10

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Donde, los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  están dados en la siguiente tabla:

| Sistema estructural de resistencia sísmica                                                                                                                                                                                                                                                              | $C_t$        | $\alpha$    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-------------|
| Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.       | 0.047        | 0.9         |
| <i>Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales y no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.</i> | <i>0.072</i> | <i>0.80</i> |
| Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.                                                                                                                                                                                                            | 0.073        | 0.75        |
| Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería                                                                                                                                                                              | 0.049        | 0.75        |

Figura 20. Valores de  $C_t$  y  $\alpha$  para el cálculo del periodo fundamental. Adaptado de: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

### Cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes

El cortante sísmico en la base  $V_S$ , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_a = S_a * g * M \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde;

- $S_a$  corresponde a la aceleración, como función de la gravedad, leída en el espectro de diseño para el periodo calculado.

- La variable  $g$  representa el valor de la gravedad
- $M$  hace referencia a la masa de la edificación

### Cálculo del espectro de diseño y ajuste

A continuación, se presenta el cálculo del espectro de diseño según el capítulo A.2 de la NSR-10 y el grupo de uso de la edificación.

#### ESPECTRO DE DISEÑO NSR-10

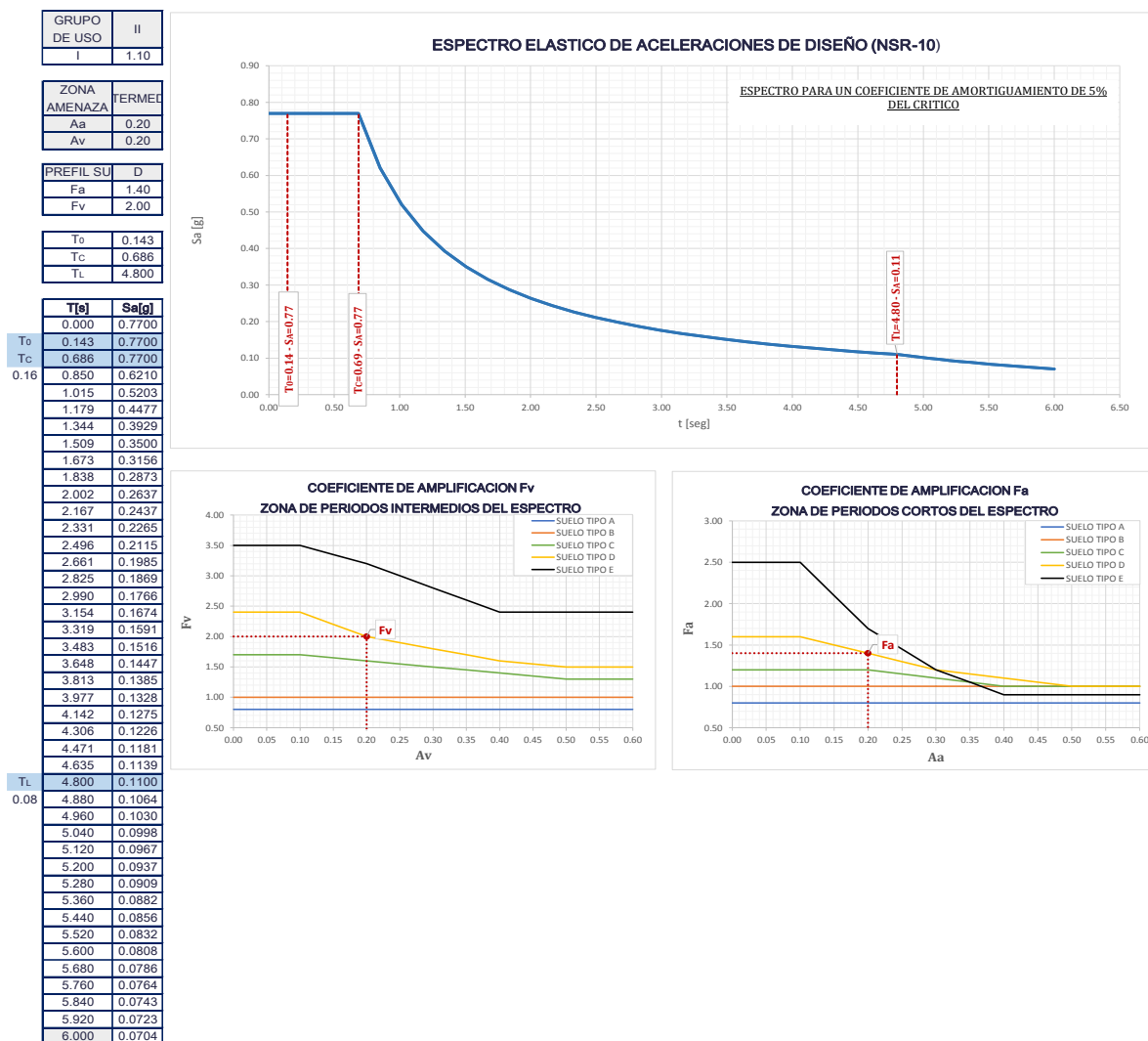


Figura 21. Espectro de diseño elástico I=1.10.

## Verificación de irregularidades

A continuación, se realiza la verificación de irregularidades que podrían presentarse en la edificación bajo estudio, dada su configuración estructural.

Cabe resaltar que dicha verificación se realizó siguiendo los lineamientos de la Tabla-A.3.7 y la Tabla-A.3.8 de la NSR-10, las cuales se muestran a continuación en la Figura 22, donde se identifican las irregularidades que aplican (A) y las que No Aplican (N.A.) a la estructura del presente proyecto.

Una vez establecido las posibles irregularidades presenten en la estructura, se procede a la respectiva evaluación de cada una de ellas. Adicionalmente, se deberá definir el grado de redundancia o de ausencia de redundancia de la estructura en el sistema estructural de resistencia sísmica.

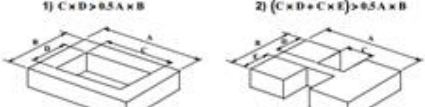
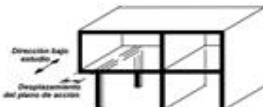
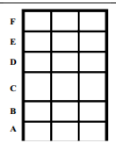
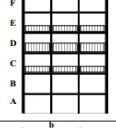
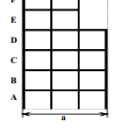
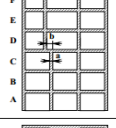
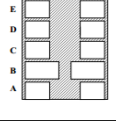
|                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                                                                   |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional <math>\phi_p = 0.9</math></p> $1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$                                                                                               | <p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema <math>\phi_p = 0.8</math></p> $\Delta_1 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                   |
|  <p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — <math>\phi_p = 0.9</math></p> <p><math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p>                                                              | N.A.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                   |
|  <p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — <math>\phi_p = 0.9</math></p> <p>1) <math>C \times D &gt; 0.5 A \times B</math>      2) <math>(C \times D + C \times E) &gt; 0.5 A \times B</math></p> | N.A.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                   |
|  <p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — <math>\phi_p = 0.8</math></p>                                                                                                               | N.A.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                   |
|  <p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — <math>\phi_p = 0.9</math></p>                                                                                                                                | A.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                                                                   |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                       | <p>Tipo 1aA — Piso flexible <math>\phi_a = 0.9</math></p> <p><math>0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 \text{ Rigidez } K_D</math></p> <p>o</p> <p><math>0.70 (K_D + K_C + K_T) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.80 (K_D + K_C + K_T) / 3</math></p> <p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo <math>\phi_a = 0.8</math></p> <p><math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.60 \text{ Rigidez } K_D</math></p> <p>o</p> <p><math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 (K_D + K_C + K_T) / 3</math></p> |  <p>N.A.</p>  |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                       | <p>Tipo 2A — Distribución masa — <math>\phi_a = 0.9</math></p> <p><math>m_D &gt; 1.50 m_E</math></p> <p>o</p> <p><math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |  <p>N.A.</p> |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                       | <p>Tipo 3A — Geométrica — <math>\phi_a = 0.9</math></p> <p><math>a &gt; 1.30 b</math></p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |  <p>N.A.</p> |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                       | <p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — <math>\phi_a = 0.8</math></p> <p><math>b &gt; a</math></p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |  <p>N.A.</p> |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                       | <p>Tipo 5aA — Piso débil <math>\phi_a = 0.9</math></p> <p><math>0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} &lt; 0.80 \text{ Resist. Piso C}</math></p> <p>Tipo 5bA — Piso débil extremo <math>\phi_a = 0.8</math></p> <p><math>\text{Resistencia Piso B} &lt; 0.65 \text{ Resistencia Piso C}</math></p>                                                                                                                                                                                       |  <p>N.A.</p> |

Figura 22. Irregularidades en planta y altura según NSR-10. Adaptado de: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

### Irregularidad torsional

La evaluación de la irregularidad torsional se realizó de acuerdo a las recomendaciones de la NSR-10. En el caso de que la estructura a analizar presente irregularidad torsional, esta se deberá clasificar como:

- Irregularidad torsional (1aP)
- Irregularidad torsional extrema (1bP)

Cabe resaltar, que la irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, con respecto al mismo eje de referencia, no cumple con los criterios establecidos por la NSR-10.

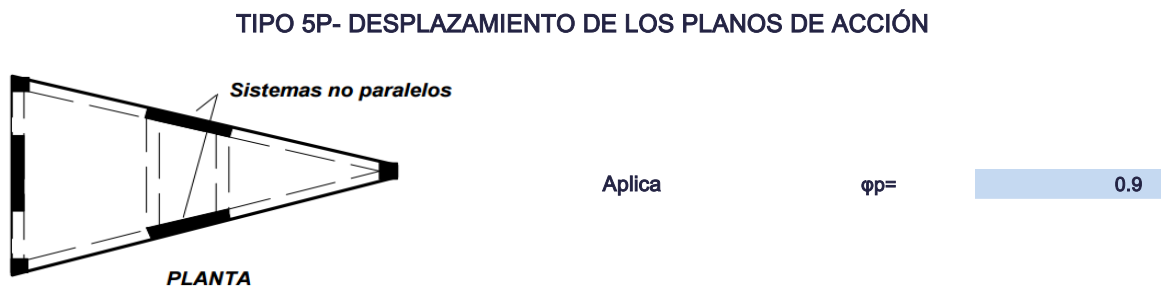


Figura 23. Irregularidad sistemas no paralelos. Adaptado de: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

De acuerdo con la tabla anterior, se determina que la estructura en cuestión presenta regularidad sistemas no paralelos del tipo 5P, por lo tanto,  $\phi_p = 0.90$ .

### Ausencia de redundancia

En la sección A.3.3.8.2 de la NSR-10 se establecen los aspectos necesarios para determinar el grado de redundancia de estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES).

Teniendo en cuenta que la edificación bajo estudio es de un solo nivel, las consideraciones expresadas en el último párrafo del numeral A.3.3.8.2 se cumple, por lo tanto, se puede considerar que el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia es  $\phi_r = 1.00$

### **Combinaciones para el análisis sísmico**

De acuerdo con la NSR-10, la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas debe realizarse teniendo en cuenta:

- **A.3.6.3.1 – Casos en los cuales hay que tener en cuenta los efectos ortogonales:** “No hay necesidad de tener en cuenta los efectos ortogonales si la estructura tiene diafragmas flexibles o si se trata de edificios de un piso (naves industriales o similares) en los cuales no haya irregularidades en planta tipo 5P. Debe tenerse en cuenta el efecto ortogonal en zona de amenaza sísmica intermedia o alta, de acuerdo con A.3.6.3.2, en los siguientes casos” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017).

1. En estructuras que tienen irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP o **5P**
2. En las columnas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

- **A.3.6.3.2-Eectos ortogonales:** Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección

y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca el resultado más conservador.

Por lo tanto, la verificación de derivas de la estructura en las direcciones principales (X e Y), se utilizaron las siguientes combinaciones, puesto que la estructura presenta irregularidades en planta:

- $100\%F_x + 30\%F_y$
- $30\%F_x + 100\%F_y$

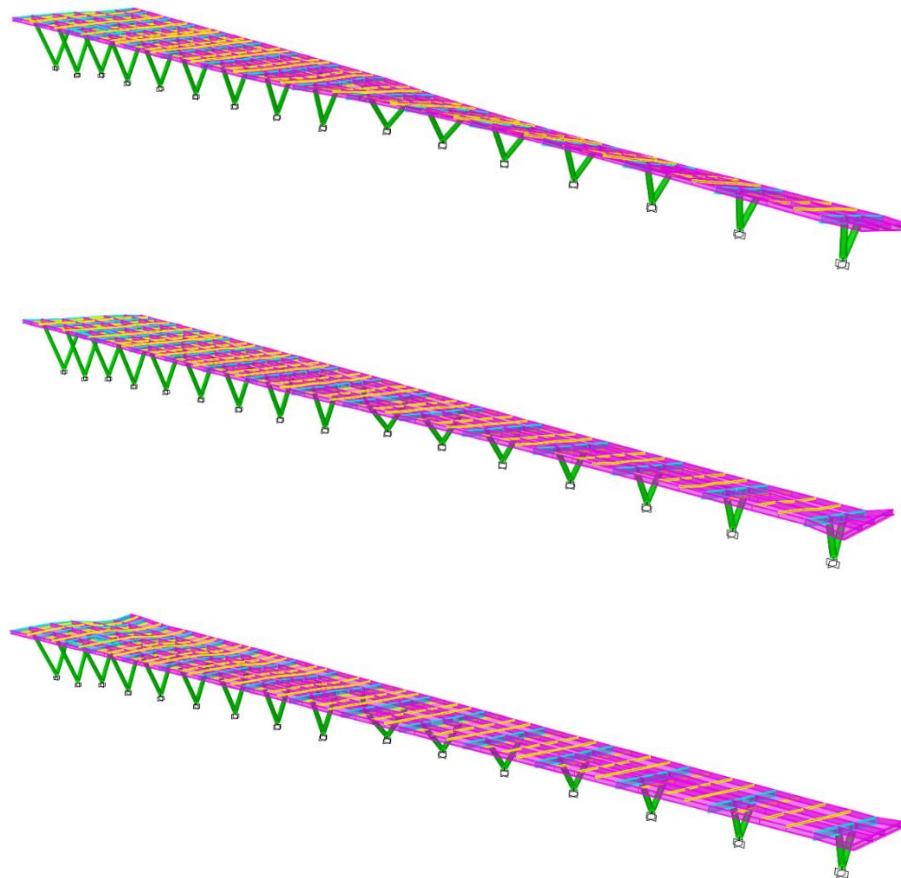
**8.1.6 Análisis sísmico.** Una vez definidas las cargas actuantes en la edificación y los parámetros sísmicos según su uso, se procede a la realización del respectivo análisis sísmico, a partir del cual se determinan las derivas y se verifica que dichos valores se encuentren dentro de los límites establecidos por la NSR-10 en el Capítulo A.6.

**8.1.7 Método de análisis dinámico elástico.** Aunque la capacidad de los computadores, tanto en tamaño de la memoria como en velocidad, ha venido en aumento en los últimos años, a niveles nunca sospechados; la obtención de la respuesta dinámica por medio de técnicas de análisis cronológico, sigue siendo dispendiosa y de difícil interpretación para efectos de diseño.

Por otro lado, dado que los valores que se leen de un espectro, ya sea de respuesta o de diseño, corresponden al valor máximo que puede tener la respuesta de un sistema dinámico de un grado de libertad, en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración, es evidente que conociendo el espectro se puede determinar el valor máximo de la respuesta que puede tener un grado de libertad desacoplado, y por ende se podría utilizar estos valores para determinar la máxima respuesta que tendría un sistema de varios grados de libertad.

A continuación en la

Figura 24, se pueden observar los dos primeros modos de vibración de la estructuras analizada.



*Figura 24.* Deformada de los modos de vibración. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

**8.1.8 Verificación de derivas.** Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación, y la importancia radica en garantizar un adecuado comportamiento de la estructura.

A continuación, se presenta la verificación de las derivas de la edificación a partir de las cargas sísmicas calculadas, y de los requisitos exigidos por la NSR-10.

Derivas espectro elástico de diseño

La norma establece en el capítulo A.6 que la deriva máxima para cualquier piso no puede exceder los límites establecidos a continuación.

| Estructura                                                                                         | Deriva máxima                               |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2 | 1.0% ( $\Delta i \max \leq 0.010h_{pi}$ )   |
| Mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3                                                | 0.50% ( $\Delta i \max \leq 0.0050h_{pi}$ ) |

*Figura 25.* Límite de derivas según la NSR-10. Adaptado de: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

De acuerdo con lo anterior, se presenta el respectivo diagrama de derivas para las dos direcciones principales, en donde se consideró el espectro elástico con el coeficiente de importancia  $I=1.10$ .

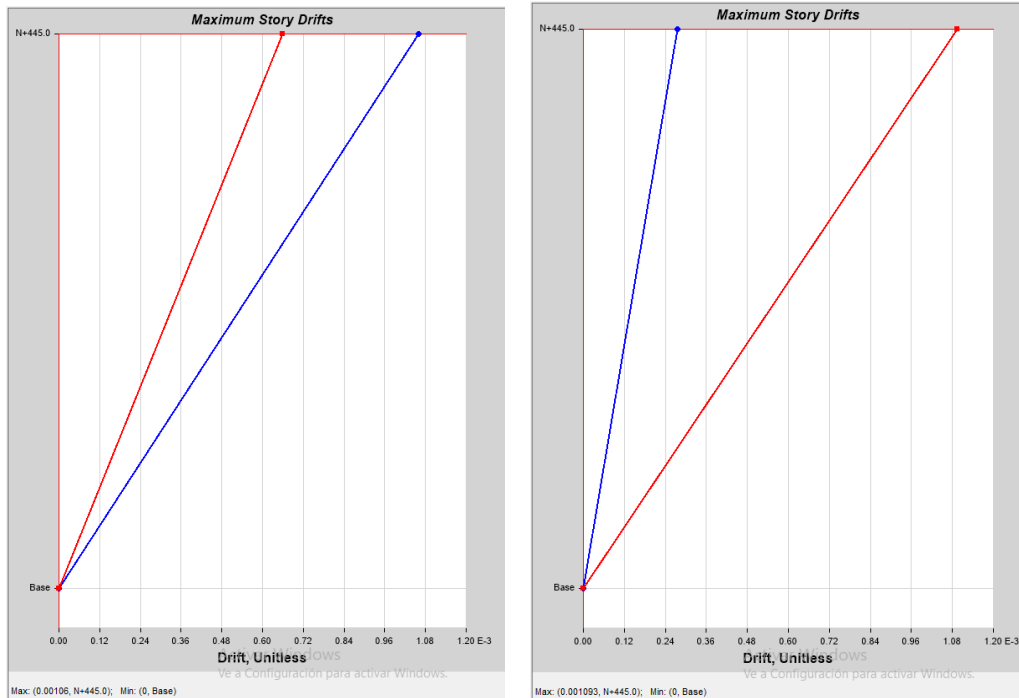


Figura 26. Derivas espectro elástico. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

Como se puede observar en la anterior figura, la edificación bajo estudio, tanto en la dirección X como en la dirección Y cumple con el límite de las derivas, en la

Figura 26 se observa que la estructura se encuentra dentro de los límites establecidos por la normativa colombiana.

**8.1.9 Diseño de la estructura.** En esta sección se realiza el respectivo diseño de los elementos que componen la estructura bajo estudio. Cabe resaltar, que antes de realizar el respectivo diseño es necesario determinar algunos coeficientes y las respectivas combinaciones para la determinación de las solicitaciones de diseño para cada uno de los componentes estructurales.

**8.1.10 Determinación del valor de R.** Cuando una estructura se clasifica como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que es empleado en el diseño sísmico de la edificación, debe determinarse como:

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

- $\phi_a$ : Coeficiente debido a irregularidades en planta
- $\phi_p$ : Coeficiente debido a irregularidades en altura
- $\phi_r$ : Coeficiente debido a la ausencia de redundancia
- $R_0$ : Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico

Cabe resaltar, que cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta o en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de  $\phi$  o según corresponda.

Finalmente, considerando que la edificación en estudio se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia con una capacidad de disipación de energía es especial (DES), y cuyo coeficiente de capacidad de disipación de energía básico para el sistema estructural es  $R_0=2.0$  esto según la clasificación del sistema estructural empleado de acuerdo a la NSR-10.

Teniendo en cuenta lo anterior, el coeficiente de disipación de energía empleado para el diseño sísmico del módulo en cuestión es:

$$R = 2.50 * 0.90 * 1.00 * 1.00 \rightarrow R = 2.25$$

Dicho coeficiente se emplea para determinar los efectos sísmicos reducidos de diseño, E, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía.

**8.1.11 Combinaciones de diseño.** En esta sección se presentan las diferentes solicitaciones que se consideraron, y las respectivas combinaciones para obtener las fuerzas internas de diseño de los elementos estructurales, de acuerdo con los requisitos del Título B de la NSR-10.

En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para dicha combinación. Para el caso de los efectos causados por el sismo de diseño, se consideró la capacidad de disipación de energía del sistema estructural y los efectos ortogonales según lo dispuesto en la sección A.3.6.3.2 de la NSR-10.

Tabla 10.

*Combinaciones de estado límite de resistencia.*

**COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS  
MÉTODO DE RESISTENCIA**

Efectos Ortogonales SI  
 $\Phi_a =$  1  $\Phi_p =$  0.9  $\Phi_r =$  1  $R_o =$  2.5  $R =$  2.25

| COMBINACIONES |          | CARGAS |      |      |    |    |    |    |      |      |
|---------------|----------|--------|------|------|----|----|----|----|------|------|
|               |          | D      | SD   | L    | Lr | G  | Le | W  | Ex   | Ey   |
|               |          | SI     | SI   | SI   | NO | NO | NO | NO | SI   | SI   |
| B.2.4-1       | I        | 1.40   | 1.40 |      |    |    |    |    |      |      |
| B.2.4-2       | II. (a)  | 1.20   | 1.20 | 1.60 |    |    |    |    |      |      |
|               | II. (b)  | 1.20   | 1.20 | 1.60 |    |    |    |    |      |      |
|               | II. (c)  | 1.20   | 1.20 | 1.60 |    |    |    |    |      |      |
| B.2.4-3       | III. (a) | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    |      |      |
|               | III. (b) | 1.20   | 1.20 |      |    |    |    |    |      |      |
|               | III. (c) | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    |      |      |
|               | III. (d) | 1.20   | 1.20 |      |    |    |    |    |      |      |
|               | III. (e) | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    |      |      |
|               | III. (f) | 1.20   | 1.20 |      |    |    |    |    |      |      |
| B.2.4-4       | IV. (a)  | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    |      |      |
|               | IV. (b)  | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    |      |      |
|               | IV. (c)  | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    |      |      |
| B.2.4-5       | V. (a)   | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    | 0.44 | 0.13 |
|               | V. (b)   | 1.20   | 1.20 | 1.00 |    |    |    |    | 0.13 | 0.44 |
| B.2.4-6       | VI       | 0.90   | 0.90 |      |    |    |    |    |      |      |
| B.2.4-7       | VII. (a) | 0.90   | 0.90 |      |    |    |    |    | 0.44 | 0.13 |
|               | VII. (b) | 0.90   | 0.90 |      |    |    |    |    | 0.13 | 0.44 |

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica., 2017)

### 8.1.12 Chequeo de deflexiones en la estructura

Tabla 11.

*Límite de deflexiones en estructuras metálicas.*

| Tipo de elemento                                                                                                                                  | Deflexión considerada                                                                                                                                                                                                                           | Límite de deflexión |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.         | Deflexión inmediata debida a la carga viva, L                                                                                                                                                                                                   | L/180               |
| Entrepisos que no soportan ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.               | Deflexión inmediata debida a la carga viva, L                                                                                                                                                                                                   | L/360               |
| Sistema de entepiso o cubierta que soporte esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.    | La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) | L/480               |
| Sistema de entepiso o cubierta que soporte esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. |                                                                                                                                                                                                                                                 | L/240               |

Fuente: (American institute of Steel construction (AISC), 2011)

Se obvio de manera consiente el chequeo de deflexiones de la estructura teniendo en cuenta los limites expuestos en la tabla anterior, dependiendo de la luz analizada y la condición (voladizo o viga continua), esto debido a que se trata de hacer un comparativo entre el estado límite de resistencia de la estructura y el estado límite de servicio por vibraciones. Está claro que para un diseño satisfactorio de la estructura, se debería realizar en paralelo este chequeo teniendo en cuenta la combinación de servicio  $1SD + 1L$  el cual se expone en la edición 14 del manual para la construcción en acero del AISC (American institute of Steel construction (AISC), 2011).

**8.1.13 Resultados de diseño por estado límite de resistencia.** De manera general el objetivo de esta monografía es la caracterización de las vibraciones en entrepisos metálicos por

eventos de caminata, es así como por temas de contenido y enfoque del documento solo se hará énfasis en los resultados del entrepiso metálico obviando los resultados de columnas, cimientos, conexiones, elementos no pertenecientes al sistema de resistencia sísmica (elementos de borde, riostras etc.) y demás componentes que deben ser diseñados en un proyecto.

Tal como se citaba con anterioridad en el apartado del chequeo de deflexiones de la estructura, no se realizó dicho chequeo y no se comprobó si el diseño de la estructura estuvo controlado por el estado límite de servicio por deflexiones, ya que la idea de este ejercicio es realizar un comparativo del diseño de la estructura por estado límite de resistencia y el diseño por estado límite de servicio por vibraciones.

Se anota que todos los estados límites deben ser chequeados para un diseño satisfactorio de la estructura, pero esto va más allá del alcance del presente documento.

Es así como a continuación se presentara el diseño realizado, es así como en la Figura 27 se muestran de las secciones de vigas y viguetas que cumplieron con los requisitos de diseño por estado límite de servicio.

El respectivo diseño se presenta en la siguiente figura, donde se puede observar la relación demanda capacidad de las vigas.

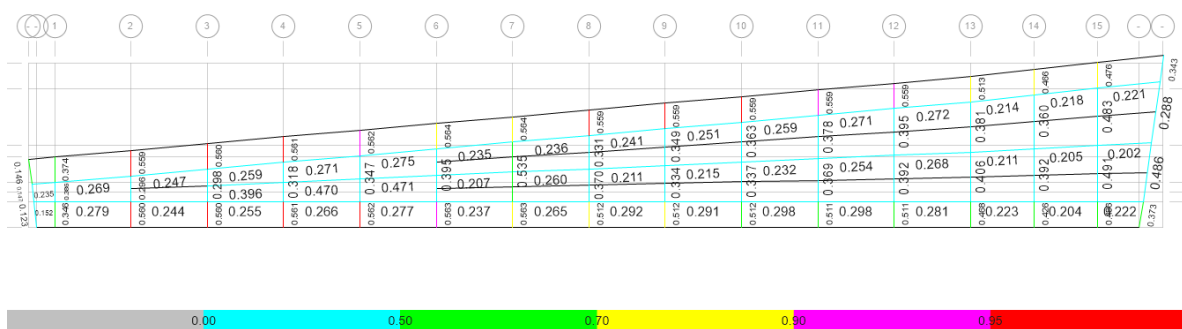


Figura 27. Relación demanda Capacidad de las vigas. Adaptado de: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

A manera de resumen, se tiene que el entrepiso por estado límite de resistencia (sin chequear deflexiones) cumple con las siguientes secciones:

- Vigas: IPE 360

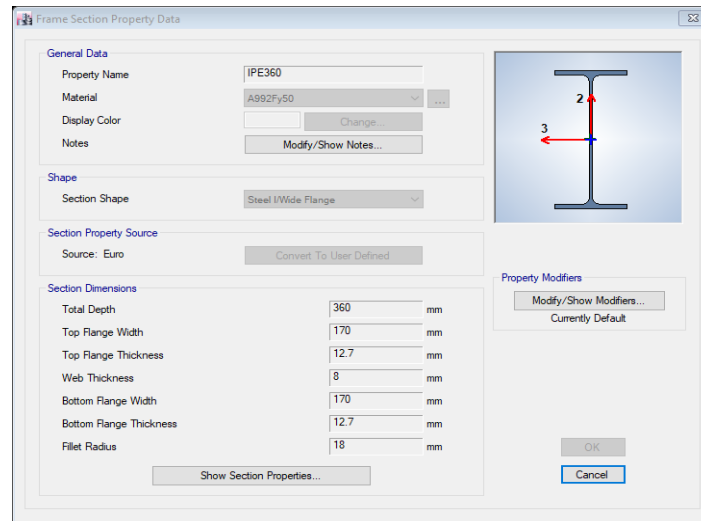


Figura 28. Propiedades de sección IPE360. Adaptado: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)

- Viguetas: IPE300

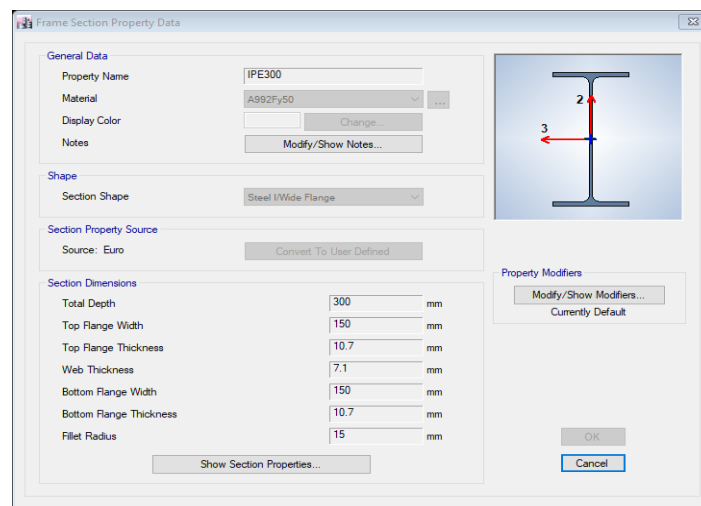
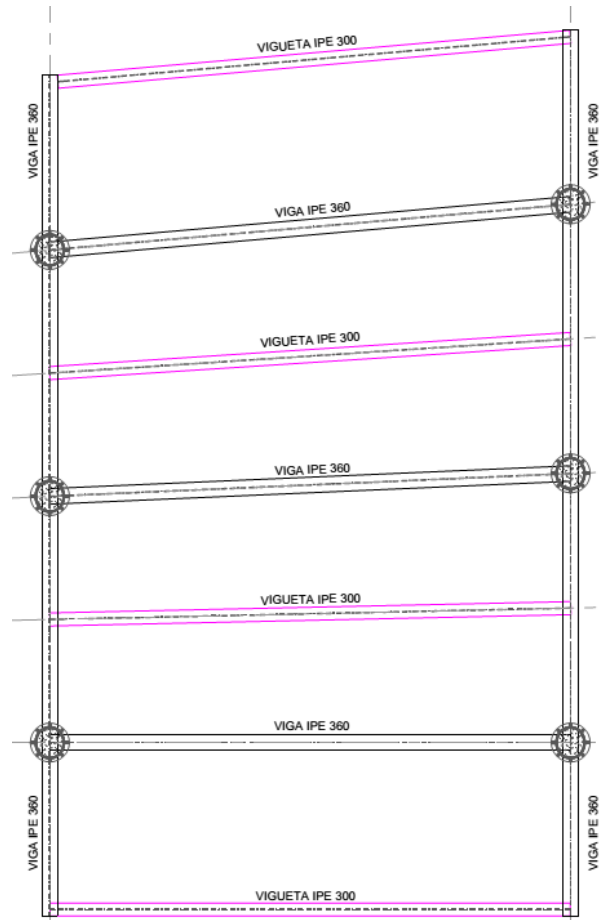


Figura 29. Propiedades de sección IPE300. Adaptado: Software de diseño (Computers and Structures, Inc., 2016)



*Figura 30.* Configuración de un tramo típico de placa de entrepiso.

Esta información se muestra con el ánimo de ilustrar las secciones que cumplen por estado límite de resistencia después de haber aplicado la metodología de diseño expuesta en la normativa colombiana.

## 8.2 Ejemplo de aplicación de evaluación de vibraciones en entrepisos metálicos.

A continuación se ejecuta la metodología abordada en el Capítulo 0, la cual se basa en la teoría y ejemplos prácticos desarrollados en la guía 11 del AISC en el ejemplo 4.1 (Allen D. E., Murray,

Ungar, & Davis, 2016). Para poner en contexto lo aquí ejecutado se sugiere revisar la guía anteriormente citada; la metodología de evaluación de vibraciones por eventos de caminata fue ejecutada sin modificaciones en su propuesta original, debido a que la metodología está basada en elementos que son similares a los utilizados en Colombia, esto se hace de tal manera que los criterios de estado límite de servicio por vibraciones puedan ser evaluados, concertados y aprobados según los límites y criterios dados por la guía número 11 del AISC.

De manera resumida el procedimiento llevado a cabo para la evaluación de eventos de caminata sobre una estructura se puede asumir de la siguiente manera:

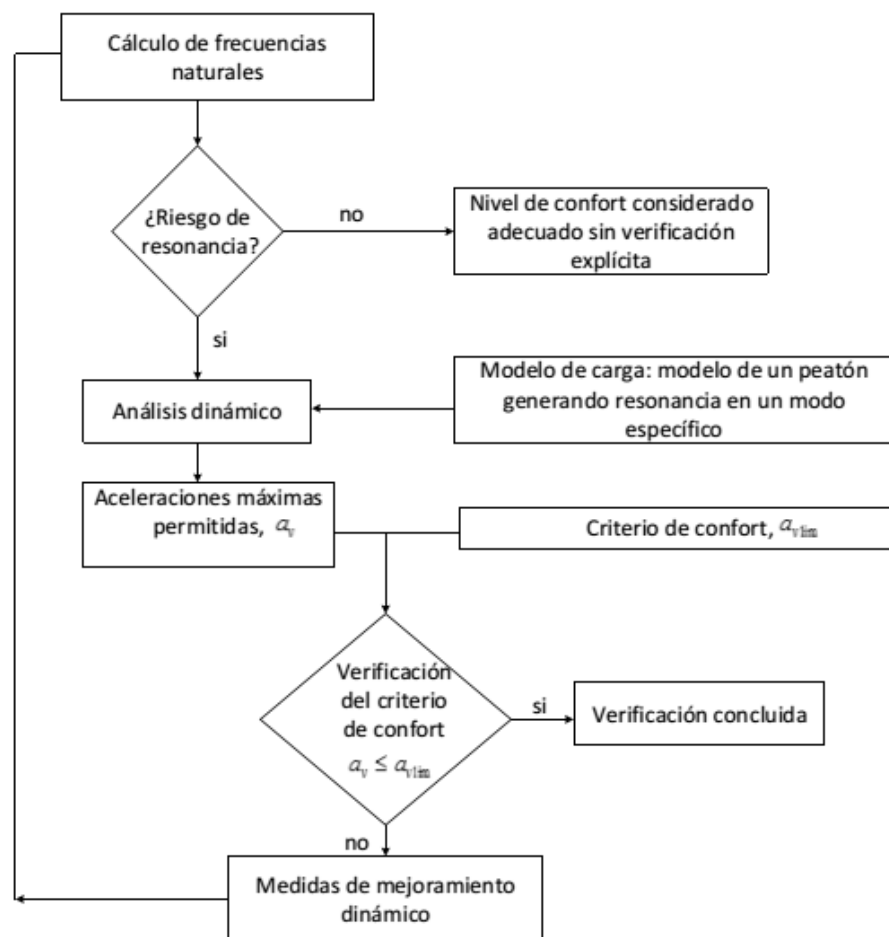


Figura 31. Procedimiento de revisión del confort. Adaptado de: (Hernández Barrios, Huergo Ríos, & Ceja Marín, 2016, pág. 20)

El procedimiento de evaluación de vibraciones en estructuras metálicas siguiendo la metodología dada en la figura 4.3 en la guía 11 del AISC (Procedimiento de evaluación y cálculo de un entrepiso pág. 28) es la siguiente:

Nota: Todos los numerales presentados en esta sección del documento se remiten a la guía 11 del AISC.

**A. Placa de entrepiso (Floor Slab).**

Determinar el peso uniformemente distribuido, profundidad total, altura de la cubierta, y la profundidad efectiva de.

$$n = E_s / (1.35 E_c).$$

**B. Propiedades de modo del panel de viguetas secundarias (Joist panel mode)**

Este apartado se refiere a viguetas armadas en cerchas o viguetas conocidas como triacero.

Calcular  $I_j$  (Revisar los numerales 3.4 si son cerchas o el numeral 3.5 si es una viga de acero de alma abierta (Tipo triacero)).

Calcular  $w_j$  y  $\Delta_j$  
$$\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384 E_s I_j}.$$

Calcular  $f_j = 0.18 \sqrt{g / \Delta_j}.$

Determinar  $D_s$  para la placa y el entrepiso o estimar usando 
$$D_s = (12 d_e^3) / 12 n.$$

Calcular  $D_j = I_j / S.$

Calcular  $B_j = C_j (D_s / D_j)^{3/4} L_j \leq (2/3)$  (Altura del entrepiso)

$C_j = 2.0$  Para paneles de entrepiso interiores, 1.0 para paneles de borde de placa.

Calcular  $W_j = w_j B_j L_j \cdot F_j$

Se sugiere al lector revisar esta sección en la guía 11, página 28, ya que hace referencia a un sistema de entrepiso que es de uso limitado en nuestro medio, sin embargo se muestra en el presente documento por referencia.

### C. Propiedades de modo del panel de la viga (Girder panel mode).

Este apartado se refiere a vigas y viguetas en perfiles laminados, generalmente perfiles en sección I.

Para cada viga.

Calcular  $I_g$ :

- Ver numeral 3.4 si es una cercha.
- Ver numeral 3.5 si es una vigueta
- Ver numeral 3.5 si es una vigueta de alma abierta (Tipo triacero).

Calcular  $w_g$  y  $\Delta_g = \frac{5w_g L_g^4}{384E_s I_g}$

Se debe corregir si la soporta otra u otras vigas en la luz (Viga sobre viga).

- Numeral 3.1.

Calcular  $f_g = 0.18 \sqrt{g/\Delta_g}$ ,  $D_g = I_g/L_j$ .

Se requiere usar la longitud promedio de las viguetas soportadas si estas son de diferente longitud para el término  $L_j$ .

Si las frecuencias de las vigas son diferentes, se debe proceder con los cálculos subsecuentes con la frecuencia.

Para paneles de entrepiso piso interior se debe proceder a calcular de la siguiente manera:

$$B_g = C_g (D_j / D_g)^{1/4} L_j \leq (2/3) \text{ longitud del entrepiso})$$

$C_g=1.8$  si la vigueta está conectada a cortante

$C_g= 1.6$  si no lo está.

Para paneles de entrepiso de borde se tiene que:

$$B_g = \left(\frac{2}{3}\right) L_j.$$

Calcular  $W_g = w_g B_g L_{gk} 1.5$

**D.** Modo del panel combinado (Combined panel mode)

$$f_n = 0.18 \sqrt{g / (\Delta_j + \Delta_g)}.$$

Calcular

Si  $B_j > L_g$  ver la ecuación 4-6.

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g.$$

Calcular

Estimar  $\beta$  usando los valores dados en la tabla 4-2.

$$\text{Calcular } \frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta W}$$

Donde  $P_o = 65\text{Lb}$ , o modificar según el uso (Ver numeral 4.1.1)

Comparar  $\frac{a_p}{g}$  a  $\frac{a_o}{g}$  (Ver tabla 4-1)

Este es de manera resumida el procedimiento de evaluación de vibraciones en entrepisos metálicos ocasionados por eventos antrópicos, en este caso el evento es una caminata, se sugiere revisar la guía 11 del AISC para dar contexto a este numeral.

Teniendo en cuenta el procedimiento anteriormente consignado, se procede a realizar el análisis por vibraciones del caso estudiado, el cual se puede consultar en el Anexo A del presente documento, en este anexo se explica el paso a paso para calcular las vibraciones en un entrepiso metálico.

Se resalta que la guía 11 del AISC (Allen D. E., Murray, Ungar, & Davis, 2016) se desarrolla en el sistema imperial de unidades, para efectos comparativos todo cálculo ejecutado tendrá su equivalente en el sistema internacional de unidades.

## **9. Conclusiones**

La normativa Colombiana en su actual versión no provee parámetros claros para la evaluación de las vibraciones en entrepisos metálicos, además de no sugerir una normativa o guía a la cual acudir en caso de una controversia.

El estudio de vibraciones en entrepisos metálicos es un tema que no ha tenido la relevancia suficiente para ser estudiado por la ingeniería colombiana, lo cual ha llevado a que no exista una metodología ampliamente aceptada, o en el caso colombiano a que no exista siquiera una recomendación de una normativa o guía.

La normativa colombiana sugiere que las frecuencias naturales verticales de las estructuras analizadas sean iguales o superiores a 5.0Hz (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.,

2017, págs. B-18), criterio que es compartido por las guía y normativas consultadas, esto debido a que las estructuras con frecuencias bajas están expuestas a entrar en resonancia con mayor facilidad.

Los parámetros fundamentales para un cálculo satisfactorio del confort en estructuras metálicas son la frecuencia natural fundamental de la estructura y la aceleración piso del sistema en porcentaje de la gravedad, los límites para la evaluación de dichos parámetros no existen en la normativa colombiana.

Los entresijos pueden ser evaluados sin el aporte de la losa de SteelDeck, sin embargo, al eliminarse el aporte en cuanto a la inercia de la sección compuesta y de manera especial la masa aportada por el concreto la sección pierde su capacidad de resistir las sollicitaciones del estado límite por vibraciones. A modo de ejercicio se eliminó el aporte de la masa dado por el concreto y la relación del pico de aceleración del sistema del entresijo aumento en un 786%, de  $0.00169a_0/g$  a  $0.0129a_0/g$ . Por lo tanto, si un sistema llega a presentar problemas de vibraciones, este puede corregirse aumentando la masa del entresijo, sin embargo, esta solución acarrea problemas colaterales como el consumo de materias y aumento de las secciones del sistema de entresijo por estado límite de resistencia.

Tomando como base los datos del ejercicio de aplicación realizado en el numeral 0, se modificó la masa aportada por el concreto; alterando numéricamente la densidad del concreto con el objetivo de modificar la masa en el sistema se obtuvieron nuevos valores para la relación del pico de aceleración del sistema del entresijo.

Se toma como premisa que el sistema es satisfactorio con una relación del pico de aceleración de 0.169%, se quiere revisar hasta que nivel de aumento de carga deja de ser eficiente esta estrategia para reducir las vibraciones en un sistema de entresijo sobre estructura metálica.

| % de Carga | $a_o/g \times 100\%$ |
|------------|----------------------|
| 200.0%     | 0.111%               |
| 190.0%     | 0.115%               |
| 180.0%     | 0.118%               |
| 170.0%     | 0.122%               |
| 160.0%     | 0.126%               |
| 150.0%     | 0.131%               |
| 140.0%     | 0.136%               |
| 130.0%     | 0.142%               |
| 120.0%     | 0.149%               |
| 110.0%     | 0.157%               |
| 100.0%     | 0.167%               |
| 90.0%      | 0.179%               |
| 80.0%      | 0.194%               |
| 70.0%      | 0.214%               |
| 60.0%      | 0.239%               |
| 50.0%      | 0.275%               |
| 40.0%      | 0.325%               |
| 30.0%      | 0.401%               |
| 20.0%      | 0.523%               |
| 10.0%      | 0.736%               |
| 1.0%       | 1.292%               |

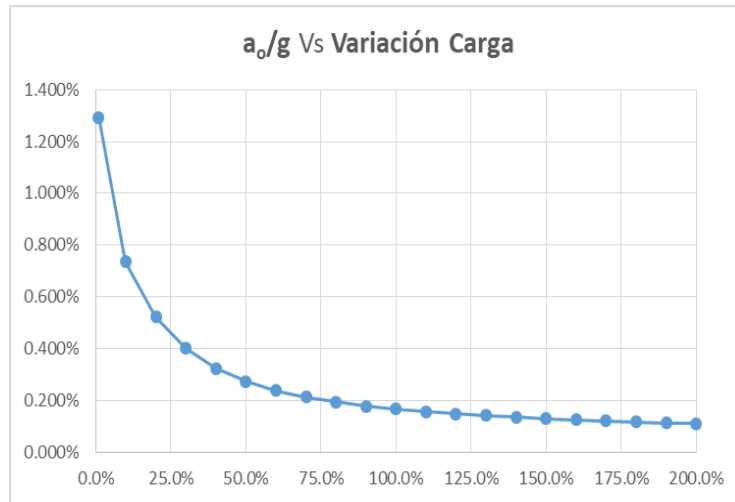


Figura 32. Variación de la aceleración Vs Carga

Se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** La variación del pico de aceleración del sistema contra la carga sobre este, a mayor nivel de carga, menos aceleración, lo que se traduce en un nivel de confort mayor, sin embargo la intención del gráfico es mostrar que esta estrategia de aumentar la masa del entrepiso como manera de controlar las vibraciones resulta ineficiente después de aumentar aproximadamente un 20% de la masa, ya que la variación es mínima. Por lo tanto es necesario utilizar otras estrategias de mitigación de las vibraciones como el aumento de secciones del entrepiso como medida para rigidizarlo y disminuir la aceleración pico del sistema.

### Referencias Bibliográficas

- Allen, D. E., & Murray, M. T. (1993). Design criterion for vibrations due to walking. Engineering Journal AISC.
- Allen, D. E., Murray, T. M., Ungar, E. E., & Davis, D. B. (2016). Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity Second Edition. American Institute of Steel Construction.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2010). LRFD Bridge Design Specifications. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1991). Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2009). LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American institute of Steel construction (AISC). (2011). Steel Construction Manual (Fourteenth edition ed.). American institute of Steel construction.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2017). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá D.C.: Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes.
- British Standar. (1992). Evaluation of human exposure to vibration in buldings (Hz to 80Hz) BS6472:1992. British Standar BSi.

- Cala Monroy, J. J., & Villar Galindo, K. A. (2017). Predicción del comportamiento de puentes peatonales. INGE CUC, 42-52. Obtenido de <http://dx.doi.org/10.17981/ingecuc.13.2.2017.05>
- Casado Sanchez, C. M., De Sebastian Sanz, J., Muñoz Diaz, I., Poncela Mendez, A., & Lorenzaba Ibán, A. (2011). Control de vibraciones en pasarelas peatonales. Valladolid: Dyna SL.
- Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras. México: Pearson educacion.
- Computers and Structures, Inc. (2016). ETABS V16.02. Walnut Creek, California, USA. Obtenido de <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Dallar, P., Fitzpatrick, A. J., Flint, A., Le Bourva, S., Low, A., Ridsdill Smith, R. M., & Willford, M. (2001). The London Millennium Footbridge. The Structural Engineer, 17-33.
- European Rail Research . (21 de November de 2013). Review of existing standards, regulation and guidelines, as well as laboratory and field studies concerning human exposure to vibration. Brussels, Belgium. Obtenido de <http://rivas-project.eu/index.php?id=2>
- García Reyes, L. E. (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sismico. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Ghosh, K. M. (2011). Steel Structures : Analysis and Design for Vibrations and Earthquakes: Based on Eurocode 3 and Eurocode 8. Dunbeath: Whittles Publising.
- Goldman, D. E., & Von Gierke, H. E. (1960). The effects of shock and vibration on man. Lecture and review series, Naval Research Institute.
- Gómez Navarro, M., & Martinez Calzón, J. (2004). A new and unusual cable-stayed footbridge at Valladolid (Spain). Steelbridge 2004, Millau, 23-25 June 2004, 35-36.

- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS CIVILES SOMETIDAS A CARGAS DINÁMICAS. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Goulet, W., & Barth, M. (2017). FANNY APPLETON PEDESTRIAN BRIDGE DETAILING AND VIBRATION PERFORMANCE. Massachusetts Department of Transportation (MassDOT) and Department of Conservation and Recreation (DCR), 1-9.
- Griffin, M. (1996). Handbook of Human Vibration, Elsevier. Academic Press.
- Guignard, J. C. (1971). Human sensitivity to vibration. Journal of Sound and Vibration, 11-16.
- Hernández Barrios, H., Huergo Ríos, I. F., & Ceja Marín, C. J. (2016). CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE SERVICIO DE PUENTES PEATONALES. Mérida: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Howarth, H. V., & Griffin, M. J. (1988). Human response to simulated intermittent railway-induced building vibration. Journal of Sound and Vibration, 413-420.
- Hunaidi, O., & Tremblay, M. (1997). Traffic-induced building vibrations in Montréal. Canadian Journal of Civil Engineering, 736-753.
- INDECOPI, C. d. (2012). VIBRACIONES Y CHOQUES MECANICOS. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 2: Vibración en Edificios ( 1 Hz a 80 Hz). Lima: Comité Técnico de Normalización de Acústica y medición de ruido ambiental - INDECOPI.
- ISO - International Organization for Standardization. (2003). Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole - body vibration - (Vol. Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)). Geneva: ISO.

- Ladret, P., & González, A. (2005). Pretensado exterior en la pasarela del museo de la ciencia en Valladolid. *Informes de la Construcción*, 5-11.
- Ljunggren, F., Wang, J., & Ågren, A. (2007). Human vibration perception from single- and dual-frequency components. *Journal of Sound and Vibration*, 13-24.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. (Quinta Edición. ed.). México: Alfaomega Grupo Editor.
- Mellado, V. d. (2018). *Vibraciones en edificios. Estándares de medición y efectos en la Legislación Extranjera*. Santiago de Chile: Biblioteca del Congreso Nacional de Chile / BCN - Asesoría Técnica Parlamentaria.
- Murray, T. M., Ungar, E. E., & Davis, D. B. (2018). *Facts for Steel Buildings - Number 5*. American Institute of Steel Construction AISC.
- Norma Europea - EN. (1990). Eurocódigo 0: Bases para el cálculo de estructuras.
- Norma Europea - EN. (1991). EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras.
- Reddy, J. N. (2006). *An Introduction to the Finite Element Method* (Third Edition ed.). Singapore: McGraw-Hill.
- Redel-Macias, M. D., Waddington, D., Wong-McSweeney, D., Woodcock, J., Peris, E., & Moorhouse, A. (2016). Influencia de factores actitudinales que afectan a la relación exposición-respuesta de vibraciones por obras de construcción. Porto: EuroRegio2016. Obtenido de <http://www.sea-acustica.es/fileadmin/Oporto16/56.pdf>
- Sanayei, M., Maurya, P., & Moore, J. A. (2014). Measurement of building foundation and ground-borne vibrations due to surface trains and subways. *Engineering Structures*, 102-111.
- Schiavi, A., & Rossi, L. (2015). Vibration perception in buildings: a survey. From the historical origins to the present day. *Energy Procedia* 78, 2-7.

- Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento - Gobierno de España. (2011). Instrucción de Acero Estructural EAE. Centro de Publicaciones - Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento.
- Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA). (2006). Assessment of Vibrational Behavior of Footbridges under Pedestrian Loading. Paris: Association Francaise De Genie Civil.
- Soliman, J. I. (1968). A Scale for the Degrees of Vibration Perceptibility and Annoyance. *Ergonomics*, 101-122.
- standar, B. (1992). Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1Hz to 80 Hz).
- Valencia Clement, G. (2013). Estructuras de acero. Diseño con factores de carga y de resistencia. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Whittle, N., Peris, E., Condie, J. M., Woodcock, J. S., Brown, P., Moorhouse, A. T., . . . Steele, A. (2015). Development of a social survey for the study of vibration annoyance in residential environments : good practice guidance. Manchester: University of Salford. Obtenido de <http://dx.doi.org/10.1016/j.apacoust.2014.06.015>
- Wong-McSweeney, D. B., Woodcock, J. S., Peris, E., Waddington, D. C., Moorhouse, A. T., & Redel-Macias, M. D. (2016). Human annoyance, acceptability and concern as responses to vibration from the construction of light rapid transit lines in residential environments. Manchester: University of Salford. Obtenido de <http://usir.salford.ac.uk/id/eprint/37887/1/Human%20Annoyance,%20Acceptability%20and%20Concern%20as.pdf>
- Woodcock, J. S., Sharp, C., Sica, G., Peris, G., Moorhouse, A. T., & Waddington, D. C. (2012). Human response to vibration from passenger and freight railway traffic in residential

environments. Manchester: University of Salford. Obtenido de  
<http://usir.salford.ac.uk/id/eprint/24162/>