Comprobación in situ de frecuencias de vibración en entrepisos de concreto postensado

**Tomas Enrique Gómez Suarez** 

Proyecto de grado presentado como requisito para obtener el título de Magister en

Ingeniería Estructural

**Directores:** 

**Edison Osorio Bustamante** 

Doctor en Ingeniería Civil

Álvaro Viviescas Jaimes

Doctor en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Estructural

Bucaramanga

2017

# Contenido

Introducción 15
1. Identificación del problema 16
1.1 Problema a resolver
1.2 Descripción del problema 16
1.3 Justificación
2. Objetivos
2.1 Objetivo general
2.2 Objetivos específicos
3. El concreto postensado como sistema estructural de entrepisos 20
3.1 Postensado
3.1.1 Postensado en edificaciones
3.2 Vibraciones
3.3 Frecuencia
3.4 Amplitud 29
3.5 Modulo elasticidad 30
3.6 Amortiguamiento (β) 32
3.7 Modos de vibración
3.8 Tipos de respuesta de entrepisos

3.9 Vibración inducida por el hombre	36
3.10 La aceptabilidad de las vibraciones	39
3.11 Percepción humana de la vibración	39
3.12 Criterio de diseño de las vibraciones de entrepisos	41
3.13 La aceleración característica de entrepisos	41
3.14 Criterio de aceptabilidad del factor respuesta	45
3.15 Análisis de vibraciones	46
3.16 Modelo matemático de elementos finitos	48
3.17 Evaluación dinámica de entrepisos	49
3.18 Medición de las propiedades modales	49
3.18.1 Prueba modal sin medir la fuerza de excitación	50
3.18.2 Prueba modal midiendo la fuerza de excitación	51
3.19 Medición de la respuesta	53
3.20 Selección de técnicas de identificación modal	55
4. Metodología empleada en la realización de este estudio	56
4.1 Adquisición de datos de la estructura en estudio	56
4.2 Identificación de las propiedades, dimensiones y técnicas de construcción de los materiale	S
constitutivos	57
4.3 Determinación teórica de las propiedades dinámicas de la estructura	57
4.4 Determinación in situ de las propiedades dinámicas de la estructura	57
4.5 Pruebas modales sin medir la fuerza de excitación.	58
4.6 Procesamiento de señales	58
4.7 Calibración del modelo de matemático de elementos finitos.	62

4.8 Determinación teórica de las aceleraciones en el entrepiso	63
4.9 Determinación in situ de las aceleraciones en el entrepiso	63
4.10 Comprobación y análisis de resultados	63
5. Comprobación in situ de frecuencias de vibración en un entrepiso tipo del Proyecto Reserva	
del parque en la ciudad de Bucaramanga	64
5.1 Descripción de la estructura en estudio	64
5.2 Identificación de las propiedades, dimensiones y técnicas de construcción del proyecto	
Reserva del Parque	65
5.3. Determinación teórica de las propiedades dinámicas	69
5.3.1 Análisis dinámico del modelo matemático	70
5.4. Determinación In Situ de las propiedades dinámicas	73
5.4.1 Instalación de sensores en el entrepiso para prueba modal	74
5.5 Prueba modal sobre el entrepiso	75
5.6 Procesamiento de señales	78
5.6.1 Almacenamiento de datos	78
5.6.2 Lectura y procesamiento de datos	79
5.7. Calibración del modelo matemático elementos finitos	82
5.8. Determinación teórica de la aceleración en el entrepiso	85
5.9. Análisis in situ de las aceleraciones en el entrepiso	89
5.9.2 Análisis in situ de las aceleraciones contemplando carga sobreimpuesta	93
6. Análisis de resultados	96
7. Conclusiones 10	01
Bibliografía	03

# Lista de figuras

# Pág.

Figura 1. Esquematización del sistema postensado en losas de entrepiso
Figura 2. Representación del modelo de un sistema de un grado de libertad (SUGL) 27
Figura 3. Representación del movimiento de un sistema SUGL (Periodo y Frecuencia)
Figura 4. Representación del movimiento de un sistema SUGL (Amplitud)
Figura 5. Representación grafica de la deformación del concreto
Figura 6. Representación del movimiento de un sistema SUGL (Amortiguamiento)
Figura 7. Representación de los modos de vibración de una viga simplemente apoyada 34
<i>Figura 8</i> . Representación de la respuesta resonante
<i>Figura 9</i> . Representación de la respuesta impulsiva
Figura 10. Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al
<i>Figura 10</i> . Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al caminar
<ul> <li><i>Figura 10.</i> Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al caminar</li></ul>
Figura 10. Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al         caminar
Figura 10. Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al         caminar
Figura 10. Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al         caminar
Figura 10. Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al       38         caminar
Figura 10. Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al       38         caminar

Figura 17. Respuesta de un entrepiso de baja frecuencia que tiene frecencia natural de 4,6 Hz
con sujetos caminando a 2,3 Hz
Figura 18. Adaptación del esquema grafico del proceso de los registros de las vibraciones 61
Figura 19. Entrepiso N+24.30 del proyecto Reserva del parque en Ciudad de Bucaramanga 65
Figura 20. Distribución del postensado N+24.30 del proyecto Reserva del parque en Ciudad de
Bucaramanga. Indica cantidad de torones #S y altura desde el borde inferior del elemento
estructural
Figura 21. Avance del Proyecto reserva del parque en el momento de realizar las pruebas para
este informe
Figura 22. Verificación de dimensiones y espesores del entrepiso a evaluar N+24.30 Proyecto
Reserva del Parque
<i>Figura 23</i> . Geometría planteada en el modelo de elementos finitos
Figura 24. Modelo tridimensional de elementos finitos
<i>Figura 25.</i> Identificación de los paneles en el entrepiso
<i>Figura 26.</i> Frecuencias con el modelo de elementos finitos sin ajustar
Figura 27. Sensor de aceleraciones Obsidian Kinemetrics y datos de configuración
Figura 28. Puntos de medición de señales de vibración sobre el entrepiso. (a#equipo -#setup).
Ejemplo: (a1-2) equipo 1 en la posición setup 2
<i>Figura 29.</i> Toma de datos en panel 1
<i>Figura 30</i> . Toma de datos en panel 3 y 4
<i>Figura 31.</i> Puntos de medición en el panel 1
Figura 32. Registro de aceleración en sentido vertical del sensor a0 en el Setup1 sobre el panel 1.

<i>Figura 33</i> . Registro de aceleraciones, espectro de amplitudes y función de densidad espectral de
potencia en del sensor a0 en el Setup1 sobre el panel 1
Figura 34. Modos de vibración y frecuencias identificadas por Artemis sobre el panel 1 81
Figura 35. Modos de vibración y frecuencias identificadas por Artemis sobre el panel 3 81
Figura 36. Cálculo factor de correlación para obtener el módulo elástico dinámico
Figura 37. Modos de vibración y frecuencias obtenidas en el modelo matemático calibrado de
elementos finitos
Figura 38. Trayectoria planteada en cada panel para cada paso en la caminata en el modelo de
elementos finitos en ETABS (Computers & Structures, Inc, 2014)
Figura 39. Función (Pulso) que simula los pasos de la persona
<i>Figura 40</i> . Ejemplo del patron de carga del paso 5 de la caminata planteada
Figura 41. Diagrama de aceleración de la caminata en el panel 1
Figura 42. Diagrama de aceleración de la caminata en el panel 3
<i>Figura 43</i> . Trayectoria planteada en cada panel en el entrepiso en estudio
<i>Figura 44</i> . Trayectoria marcada para el panel 1
<i>Figura 45</i> . Toma de aceleraciones sobre el entrepiso producto de la caminata
Figura 46. Registro de acelerómetros a2 en el panel 1 producto de la caminata
Figura 47. Registro de acelerómetros a2 en el panel 3 producto de la caminata
Figura 48. Trayectoria planteada en cada panel en el entrepiso en estudio
<i>Figura 49.</i> Trayectoria marcada para el panel 3
<i>Figura 50.</i> Toma de aceleraciones sobre el entrepiso producto de la caminata
Figura 51. Registro de acelerómetros a2 en el panel 3 producto de la caminata realizada en el
entrepiso con carga sobreimpuesta

<i>Figura 52</i> . Registro de acelerómetros	a2 en el panel 1 producto de la caminata realizada en el	
entrepiso con carga sobreimpuesta		95

# Lista de tablas

# Pág.

Tabla 1. Relación recomendada Luz/altura para sistemas postensados.    23
Tabla 2. Caracterización del módulo elástico dinámico según el tipo de agregado
Tabla 3. Relaciones de amortiguamiento crítico para distintos tipos de entrepiso
Tabla 4. Valor de K para el uso de la ecuación
Tabla 5. Representación de las diversas formas de onda y tipo de aceleración.       42
Tabla 6. Límite recomendado del factor de respuesta R según el ambiente y uso, según ISO-
10137
Tabla 7. Propiedades del concreto suministrado por los ensayos de calidad del proyecto.       68
Tabla 8. Resultados de vibración vertical con acabados según AISC – DG11, suministrados del
diseño estructural preliminar
Tabla 9. Frecuencias in situ obtenidas.    82
Tabla 10. Valores iniciales de los parámetros de calibración    83
Tabla 11. Comparación entre frecuencias del modelo matemático FEM calibrado y las
frecuencias experimentales
Tabla 12. Resumen de resultados de la medición sin cargas de acabados.    96
Tabla 13. Resumen del factor de respuesta en cada panel, según ISO-10137
Tabla 14. Resumen de aceleraciones pico en cada panel sin carga de acabados sobreimpuesta,
según AISC – DG11

Tabla 15. Resumen de aceleraciones pico en cada panel con carga de acabados sobr	eimpuesta,
según AISC – DG11	
Tabla 16. Comparación de resultados del diseño inicial y modelo ajustado final	100

#### Resumen

Título: Comprobación in situ de frecuencias de vibración en entrepisos de concreto postensado\*

Autor: Tomás Enrique Gómez Suárez\*\*

Palabras claves: frecuencias, vibración, losas postensadas,

#### **Descripción:**

El uso de postensado en losas de entrepisos de edificaciones residenciales, industriales y de oficina ha sido ampliamente usado en los últimos años, dado que, permite reducir el espesor estructural requerido de la losa al mínimo posible. Sin embargo, esta reducción de sección implica tener una atención especial en el control de deflexiones y las vibraciones en condiciones de servicio. Para controlar las vibraciones, las normativas actuales proveen valores límites de referencia pero, así mismo, sugiere realizar ensayos experimentales. Adicionalmente, la literatura científica reporta que existe una pobre correlación entre los cálculos en la etapa de diseño y la respuesta del entrepiso construido, sugiriendo que es necesario realizar más investigaciones experimentales.

El trabajo comprendió tanto una estimación experimental de las propiedades dinámicas y aceleraciones de la losa, como una estimación analítica usando un modelo numérico de elementos finitos. *In-situ*, se realizaron dos ensayos de vibración diferentes. En el primer ensayo, la losa fue excitada por la caída controlada de un balón de 5 kg, y el segundo ensayo la losa es excitada por los pasos de una persona al caminar.

Las pruebas se realizan en una losa postensada construida en la ciudad de Bucaramanga y las mediciones se hicieron sin carga sobreimpuesta de acabados inicialmente y con carga sobreimpuesta de acabados posteriormente.

Este proyecto muestra los resultados obtenidos después de analizar mediciones de vibración *in-situ* de un entrepiso postensado con el fin de compararlos con los valores límites establecidos en la normativa actual y establecer criterios de diseño para uso habitual.

<sup>&</sup>lt;sup>\*</sup> Trabajo de grado

<sup>\*\*</sup> Facultad de Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directores: Edison Osorio Bustamante, Doctor en Ingeniería Civil. Álvaro Viviescas Jaimes, Doctor en Ingeniería Civil.

#### Abstract

Title: In-situ vibration measurement of natural frequencies on post-tensioned concrete slabs\*

Author: Tomás Enrique Gómez Suárez\*\*

Key words: Frequencies, Vibrations, Post-tensioned slabs

#### Description:

The post-tensioned slabs has been widely used the latest years in residential, industrial and office buildings because it allows to reduce slab thickness. However, this section reduction requires a special attention to control deflections and vibrations during operational conditions. For controlling vibrations on slabs, the current codes and regulations not only provide limit values, but also, suggest to perform experimental tests. Additionally, scientific literature affirms that there is a poor correlation between the design data and the real response of a built slab suggesting that further experimental results are needed.

The job involved an experimental identification of the dynamic properties and peak accelerations as well as an analytical identification from a Finite Element Model. *In-situ*, two different tests were performed. In the first test a 5-kg-medical ball was used as a vibration generator, and in the second test a walking-induced excitation was applied.

The tests were carried out on a post-tensioned slab built in the city of Bucaramanga and the measurements were made without superimposed load of finishes initially and with superimposed loading of finishes later.

This project compared the obtained results after analyzing in-situ vibration measurements on a post-tensioned slab with the reference values from the current structural codes in order to determine the design criteria to be used accordingly to the experimental facts.

<sup>&</sup>lt;sup>\*</sup> Degree work

<sup>\*\*</sup> Faculty of Mechanical Physics. School of Civil Engineering. Directors: Edison Osorio Bustamante, Doctor of Civil Engineering. Álvaro Viviescas Jaimes, Doctor of Civil Engineering.

# Introducción

El informe que se desarrolla a continuación corresponde al proyecto de grado en la modalidad de "Trabajo aplicado", planteándose comprobar in situ las frecuencias de vibración de entrepisos de concreto postensado.

Los métodos de diseño y evaluación de vibraciones de entrepisos están relacionados con las vibraciones creadas por personas al caminar, estas vibraciones pueden dar a fenómenos de resonancia causando molestias y desconfianza. Estos métodos de diseño parten de una formulación matemática y de modelos aproximados los cuales requieren de ser corroborados.

Por su esbeltez, las estructuras postensadas son propensas a que la vibración pueda incomodar a los usuarios, de ahí radica la necesidad de estimar la respuesta de vibración de la estructura y su aceptabilidad.

Para definir las condiciones se plantea el estudio de una estructura postensada construida en la ciudad de Bucaramanga con características especiales en su diseño arquitectónico y estructural.

En ese sentido, se plantea corroborar los resultados analíticos basados en métodos elementos finitos versus los datos obtenidos en campo en un caso específico.

# 1. Identificación del problema

## 1.1 Problema a resolver

¿Cómo minimizar la incertidumbre de los límites de las frecuencias de vibración en una estructura postensada para satisfacer el estado límite de servicio de la estructura?

# 1.2 Descripción del problema

Una estructura que genere una vibración perceptible genera incomodidad y desconfianza a los ocupantes y limita la capacidad de servicio. Por otra parte el diseño de la estructura debe garantizar el nivel de percepción y aceptabilidad acorde al servicio que va a prestar la edificación.

# 1.3 Justificación

La problemática estudiada tiene su origen en diseños arquitectónicos elaborados desde el punto de vista de la funcionalidad o la estética. El número de construcciones de estructuras postensadas en nuestra región ha incrementado logrando un posicionamiento en comparación con otros sistemas. Sin embargo, el diseño debe asegurar el confort de los ocupantes.

Uno de los atractivos de las losas postensadas es la capacidad de reducir el espesor estructural al mínimo posible. Esto se hace mediante la aplicación de más pre esfuerzo para aumentar la fuerza y el control de deflexiones. Reducir el espesor afecta directamente las propiedades físicas que controlan las vibraciones que pueden generar efectos no deseados y daños en seres humanos, edificaciones y equipos técnicos de medición y control (Pavic A., Reynolds, Peter, & Bennett, 2001).

La dificultad en el diseño de la vibración es la pobre correlación entre el resultado de los cálculos en la etapa de diseño, y la respuesta del entrepiso construido (Florian, 2013).

La fuente interna más común e importante de excitación dinámica es el tránsito de peatones. Una persona que camina a un ritmo normal aplica una fuerza que se repite periódicamente a la losa, lo que puede causar una acumulación de respuesta. En general, cuando se prevén este tipo de actividades, la estructura no sólo debe ser lo suficientemente fuerte, pero también cumplir con los criterios de confort y facilidad de mantenimiento (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

En el diseño, la disposición estructural de una losa puede cambiar con frecuencia por varias razones. Un eficiente, pero preciso enfoque para predecir la respuesta de la losa es de gran importancia. Procedimientos de cálculo simplificado están disponibles en los códigos internacionales de diseño. Sin embargo estos procedimientos se basan generalmente en el uso de una viga o un modelo de losa para representar un gran entrepiso. Hay evidencias de que algunas suposiciones injustificadas y simplificadas realizadas en estos procedimientos de análisis pueden conducir a resultados problemáticos (Jun, Routian, & Mengshi, 2014). El método de elementos

| 18

finitos (FEM) es otra opción para el cálculo, para dar respuesta al efecto de caminar en una losa. Chen y Pavic (Pavic A., Reynolds, Peter, & Bennett, 2001) indicaron que el uso FEM puede dar resultados más precisos, sin embargo pueden enfrentarse a varios problemas en la aplicación, como la selección de un modelo de carga, la integración de excitar y de caminar, y el alto costo computacional del análisis en el tiempo.

Una vez construido, puede ser muy difícil de modificar una planta existente para reducir su susceptibilidad a la vibración, ya que sólo los cambios importantes en la masa, la rigidez o incluyendo sistemas de amortiguación externos producirán una reducción perceptible en las amplitudes de vibración. Por eso es importante establecer que los niveles de vibración aceptable en la fase conceptual, prestando especial atención a él anticipó el uso de los entrepisos. El cliente debe estar involucrado en esta decisión, ya que el nivel objetivo de diseño seleccionado para la respuesta vibratoria puede tener una incidencia significativa en tanto los detalles de los costos de construcción y la planta estructural del proyecto (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

Lograr diseñar un entrepiso de una estructura postensada que logre satisfacer todas las necesidades sin que afecte la funcionalidad de la edificación es el principio fundamental del diseñador estructural. Además, lograr conocer los resultados finales mediante mediciones en campo proporciona una retroalimentación total a los métodos de diseño actual.

# 2. Objetivos

# 2.1 Objetivo general

Obtener las frecuencias de vibración de un entrepiso postensado de una edificación construida en Bucaramanga utilizando un ensayo modal y comparar los resultados contra un modelo matemático de elementos finitos.

# 2.2 Objetivos específicos

• Realizar un modelo matemático de elementos finitos para obtener las frecuencias teóricas de vibración de la estructura en estudio.

• Obtener las frecuencias in situ de la estructura utilizando un ensayo modal sin medir la fuerza de excitación.

• Comparar los resultados experimentales y numéricos con las recomendaciones de las normativas actuales.

## 3. El concreto postensado como sistema estructural de entrepisos

## 3.1 Postensado

El Concreto Postensado es un sistema estructural de alta eficiencia que ofrece muchos beneficios en una amplia gama de construcción, reparación y aplicaciones de rehabilitación. El postensado se ha utilizado con éxito para pequeños y grandes proyectos en los últimos 54 años. La eficiencia se deriva de ser capaz de utilizar materiales de alta resistencia, de esta forma logra utilizar efectivamente toda la sección transversal, equilibrando la fuerza y la ubicación del refuerzo para resistir mejor las cargas aplicadas, y controlando la deflexión del elemento al aplicarse el pre-esfuerzo a la estructura (Bondy, 2006).

El concreto postensado ofrece un equilibrio perfecto entre dos materiales que se complementan entre sí. El concreto es resistente a la compresión y relativamente débil en tensión. La resistencia a la tracción del concreto es de aproximadamente 10% de su resistencia a la compresión. El acero para pretensado tiene una resistencia a la tracción muy elevada (1860 MPa), que es aproximadamente cuatro veces la de las barras de refuerzo comunes. Mediante la combinación de los dos, un miembro estructural puede resistir las fuerzas de compresión y de tracción causadas por diversas cargas. Esto se traduce en una mayor eficiencia en la tracción resistiendo así como esfuerzos de compresión resultantes de las cargas aplicadas.

El concreto postensado se puede utilizar total o parcialmente en edificios y y puentes, losas sobre terreno, pilotes, pavimentos de carreteras y anclas de tierra. También se ha utilizado para aplicaciones de rehabilitación (Khan & Williams, 1995).

**3.1.1 Postensado en edificaciones.** En una edificación, las losas tienen una gran incidencia en el costo final de la misma. Por esta razón, todo lo que se pueda hacer por reducir y optimizar no solo las cantidades de material, sino también la mano de obra, conlleva en grandes beneficios para el costo final de la estructura y en ventajas significativas:

- Una reducción significativa en la cantidad de concreto y acero de refuerzo requerido.

- Elementos estructurales más delgados en comparación con no pretensados, lo que resulta en altura de los edificios en general más bajos y menores cargas de cimentación.

- Estructuras esbeltas, estéticamente agradable que aprovechan las ventajas de las estructuras de concreto in situ con geometrías curvas y largas, miembros delgados con grandes espacios entre apoyos.

- Conexiones monolíticas entre losas, vigas y columnas que pueden eliminar las juntas entre elementos problemáticos.

- El perfil del trazado del tendón da a lugar a equilibrar las cargas de gravedad reduciendo significativamente la deflexión total.

- Mejor control de la fisuración, que resulta de las fuerzas de compresión permanentes aplicada a la estructura durante postensado.

- Postensado reduce la masa total del edificio, que es importante en zonas de alta actividad sísmica (Bondy, 2006).

Por estas razones el concreto postensado se usa en edificios comerciales, residenciales, edificios de oficina, estructuras de parqueadero, y edificios de gran altura. En la figura 1 se observa la esquematización del sistema postensado en un entrepiso. El principal objetivo de los diseños estructurales son la seguridad, funcionalidad, economía, para que el sistema postensado sea funcional debe cumplir los criterios:

- Resistencia
- Deflexiones
- Vibraciones
- Agrietamiento
- Durabilidad
- Resistencia al fuego



*Figura 1.* Esquematización del sistema postensado en losas de entrepiso. Adaptado de Fuente: Postensa S.A. Postensa cc. [En línea] 2017. [Citado el: 10 de Marzo de 2017.] Disponible en: http://www.postensa.cc/images/img/xtras/SistPostensado.jpg

El Instituto de Postensado (PTI, por su siglas en inglés) realiza recomendaciones de las relaciones entre luz libre entre apoyo y la altura del elemento estructural (L / H), para el control de deflexiones (Aalami & Allan, 1999), como se presenta en la Tabla 1.

En caso de superar estos valores se debe realizar los diferentes chequeos para garantizar la funcionalidad de la estructura.

# Tabla 1.

Relación recomendada Luz/altura para sistemas postensados.

	Luces continuas		Luz Simple	
	Entrepisos	Cubierta	Entrepisos	Cubierta
Losas macizas en una	45	50	40	45
dirección	45	50	40	43
Losas macizas en dos				
direcciones soportadas	40-45	45-48		
en columnas				
Losas aligeradas en dos				
direcciones (1m	35	40	30	35
separación)				
Vigas	30	35	26	30
Viguetas en una	29	42	25	29
dirección	38	42	33	56

Nota. Aalami, Bijan y Allan, Bommer. Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors. Pheonix : Post-Tensioning Institute PTI, 1999

Uno de los beneficios del pre-esfuerzo es reducir la esbeltez de la losa y vigas que conforman un entrepiso, lo cual puede implicar que el sistema sea más susceptible a las vibraciones, debido a que la frecuencia de vibraciones depende de la rigidez de masa, del módulo de elasticidad del concreto, del amortiguamiento y del agrietamiento que pudiera presentar la sección del entrepiso.

El nivel de pre-esfuerzo afecta la frecuencia natural de la losa debido al cambio en la magnitud de agrietamiento. Entre más grande la fuerza de pre-esfuerzo, más grande la magnitud de la rigidez de la losa. Para este caso se obtiene una frecuencia natural más alta y un amortiguamiento menor (Falati & Williams, 1998).

Estudios realizados entre losas de concreto reforzado y concreto pre-esforzado con características similares de luz libre y dimensiones, indican que pre-esforzado induce un cambio en la inercia de la losa que puede alcanzar valores alrededor del 40%, lo que corresponde a una variación de 7% aproximadamente en el valor de su frecuencia natural (Williams & Falati, 1999).

# **3.2 Vibraciones**

El término "vibraciones" cuando se aplican a entrepisos se refiere al movimiento oscilatorio experimentado por el edificio y sus ocupantes durante el transcurso de las actividades normales del día a día. Este movimiento es normalmente vertical, pero hay posibilidades que se presente vibraciones horizontales (por ejemplo ante la acción del viento). En cualquier caso, las consecuencias de vibraciones van desde ser una molestia para los usuarios del edificio y pueden

a causar daños a las instalaciones y accesorios, o incluso a la estructura del edificio (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

Las principales fuentes que producen vibración en un edificio son generalmente las cargas dinámicas, es decir, cargas que se aplican directamente a la losa por personas o maquinaria, o indirectamente por un movimiento que se apoya en la estructura transmitiéndolo a través de la estructura del edificio. Las principales fuentes de vibración en edificios son:

- La actividad humana, por ejemplo, caminar, bailar, saltar, etc.
- Maquinaria vibrante
- Las fuerzas externas, como por ejemplo el tráfico, líneas del metro o el golpe del viento.

Para el diseñador del edificio, hay tres efectos principales de las vibraciones del entrepiso que puede ser necesario considerar, dependiendo de la frecuencia de ocurrencia y la magnitud de la vibración. Estos son:

Molestias – Los ocupantes de un edificio pueden percibir muy bajas amplitudes de vibración y dependiendo de las circunstancias pueden causar molestias o alarma.

Fuerza – La estructura debe ser suficientemente fuerte como para resistir las máximas fuerzas dinámicas que actúen sobre él.

Fatiga – Grietas de fatiga se inician y propagan cuando un componente estructural, por lo general una conexión es sometida a una carga cíclica repetida.

La vibración esta generalmente involucrada en el movimiento de masa y cada problema de vibración puede ser clasificado en dos categorías, una es en un sistema continuo donde lo que se trate de masa está directamente unidos entre sí, y la otra categoría es un sistema discreto en donde las masas son independientes, como es la vibración horizontal de un edificio de varios pisos.

Las vibraciones se caracterizan por un movimiento cíclico de una frecuencia y amplitud dada. En la práctica son sistemas dinámicos complejos con infinitos modos de vibración, cada uno con su propia frecuencia. Un sistema vibratorio puede ser representado simplemente como una serie de modelos de masa y resorte con un grado de libertad, que es fácil de entender en términos de su comportamiento (Smith, Hicks, & Devine, 2009).



*Figura 2.* Representación del modelo de un sistema de un grado de libertad (SUGL). Adaptado de: Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute

En este sistema, si la masa M se desplaza de su posición de equilibrio y luego se libera, su desplazamiento y(t) representaría una onda sinusoidal. El tiempo necesario para completar cada ciclo dependerá solo de la masa M y el resorte k del sistema. El movimiento del sistema *SUGL* puede definirse en términos de tres parámetros:

- Frecuencia
- Amplitud
- De amortiguación

### 3.3 Frecuencia

La frecuencia (f) es la medida de la velocidad a la que el sistema vibra y está dada en Hertz (ciclos por segundo) o, alternativamente en radianes por segundo y es proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez *K* dividida por la masa *m*. La inversa de la frecuencia es el periodo (T), definido como el tiempo que tarda el sistema para completar un ciclo completo.

La frecuencia natural  $f_n$  es la frecuencia de oscilación libre sin estar excitado continuamente por un agente excitador.

Cada estructura tiene tantas frecuencias naturales y modos asociados de vibración como grados de libertad. Estos modos se clasifican por la cantidad de energía que se active en la oscilación. Por lo tanto, la primera frecuencia natural es la requiere un nivel inferior de energía y por consecuente se activa con mayor probabilidad. (Mast, 2001).

$$f_n = \frac{K_n}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}$$
[1]

Donde

EI = Rigidez dinámica del elemento (Nm<sup>2</sup>)

 $m = masa \ efectiva \ (Kg/m)$ 

L = Longitud del elemento (m)

 $K_n = Constante de las condiciones de apoyo para (n) modo vibración$ 



*Figura 3.* Representación del movimiento de un sistema *SUGL* (Periodo y Frecuencia). Adaptado de Willford, Michael R y Young, Peter. (2006). A Desing guide for footfall induced vibration of strutures. Camberly : The Concrete Center. ISBN 1-90448229-295

# **3.4 Amplitud**

La amplitud de un sistema es la medida de la respuesta del punto más alto a la media. Como el movimiento es sinusoidal, el término se aplica igualmente a la amplitud del desplazamiento, velocidad o aceleración. En caso de bajas vibraciones, la amplitud generalmente se refiere a la aceleración máxima, ya que la aceleración generalmente se utiliza para determinar la aceptabilidad del entrepiso.



*Figura 4*. Representación del movimiento de un sistema SUGL (Amplitud) Adaptado de Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute

#### 3.5 Modulo elasticidad

El módulo de elasticidad (E) es una medida de la rigidez, o de la resistencia del material a sufrir deformaciones. El módulo de elasticidad depende de la resistencia del concreto, de su edad, de las propiedades de los agregados, de las del cemento, y de la velocidad de carga (Rochel, 2007), ver figura 5.

Para el análisis numérico de las estructuras de concreto, sujetas a cargas dinámicas se utiliza el módulo elasticidad estático ( $E_s$ ). y el módulo elasticidad dinámico, ( $E_d$ ).

El módulo de elasticidad estático es el módulo de elasticidad instantáneo bajo cargas con baja velocidad de aplicación. El módulo de elasticidad dinámico es la relación de esfuerzo a tensión bajo condiciones vibratorias y es un parámetro importante para el análisis estructural del concreto en condiciones dinámicas (Xiaobin, Qichen, Wei, & Juntao, 2013).



*Figura 5.* Representación grafica de la deformación del concreto. Adaptado de Kosmatka, Steven, Kerkhoff, Beatrix y Panarese, William. (2003). Desing and control of concrete mixtures. Illinois : Portland Cement Association PCA. SN2561

Tabla 2.

Caracterización del módulo elástico dinámico según el tipo de agregado.

	Resistencia Mpa	E estático Gpa	E dinámico Gpa	Ed/ Ee
Agregado conformado con calizas origen sedimentario	42.2	44.7	45.9	1.03
	39.3	42.9	46.1	1.07
	34.1	41.3	44.8	1.08
	35.1	40.4	42.6	1.05
	29.5	39.2	41.3	1.05
	25.8	37.6	39.8	1.06
Agregado conformado con esquitos origen metamórfico	40.9	21.2	37.3	1.76
	36.2	21.3	37.1	1.74
	30.3	20.2	36.2	1.79
	31.3	19.9	35.2	1.77
	25.1	20.1	33.3	1.66
	22.7	19.2	32.8	1.71

*Nota.* Xiaobin, Lu; Qichen, Sun; Wei, Feng; Juntao, Tian. (2013). Evaluation of dynamic modulus of elasticity of concrete using impact-echo method. Construction and Building Materials. Pág. 231-239

La evaluación del módulo de elasticidad dinámico del concreto indica que depende de la dureza o fragilidad del tipo de agregado que conformo la mezcla de concreto. Para concretos con agregados débiles el módulo dinámico puede llegar hasta un 79% más alto que el módulo estático. Para agregados duros la diferencia puede oscilar hasta un 8%. Ver tabla 2.

## 3.6 Amortiguamiento (B)

Es la eliminación de energía de un sistema, ya sea a través de la dispersión o disipación. La amortiguación provoca que la vibración de una estructura se reduzca y eventualmente se detenga. Hay muchas fuentes de amortiguación en un edificio, incluyendo la fricción en las conexiones, muros divisorios, mobiliario y equipamiento (Mast, 2001). En la Tabla 3 se presentan relaciones de amortiguamiento crítico para entrepisos.



*Figura 6*. Representación del movimiento de un sistema SUGL (Amortiguamiento). Adaptado **de** Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute

### Tabla 3.

Relaciones de amortiguamiento crítico para distintos tipos de entrepiso

β	Según el tipo de acabado
0.005	Para estructuras de acero completamente soldadas (escaleras)
0.01	Para estructuras de concreto completamente libres
0.02	Para entrepisos completamente libres o con una pequeña cantidad de muros presente.
0.03	Para entrepisos totalmente equipado y amoblados en uso normal
0.045	Para entrepisos donde el diseñador confía en que los muros divisorios logran interrumpir el modo relevante
	de la vibración.

\*\* Estos valores se deben utilizar en diseño a menos que una información más precisa está disponible. *Nota.* Adaptado de Mast, Robert. (2001). Vibration of precast prestressed concrete floors. PCI Journal. Pág. 76-86, y Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute

# 3.7 Modos de vibración

Las diferentes respuestas de un sistema pueden ser representados por formas modales (modos de vibración), que muestran las desviaciones de la formas deformadas del sistema. El primer modo fundamental corresponde a la forma del modo con la frecuencia más baja. Las tres primeras formas de los modos de una viga simplemente apoyada se muestran en la figura 6.



*Figura 7*. Representación de los modos de vibración de una viga simplemente apoyada. Adaptado de Mast, Robert. (2001). Vibration of precast prestressed concrete floors. PCI Journal. Pág. 76-86

### 3.8 Tipos de respuesta de entrepisos

La respuesta de un entrepiso ante una vibración pude clasificarse en Resonante o Impulsivo.

Cuando se aplica una fuerza continua a un sistema con la misma frecuencia que la del sistema, cada ciclo de carga sucesiva se sumara a la respuesta, haciendo que la amplitud aumente. A la falta de amortiguación, la amplitud se incrementara una magnitud muy por encima del nivel de la aceleración resultante de un ciclo de carga único. Esto se conoce como resonancia y, si se le permite desarrollarse en una estructura, puede resultar inaceptable altas respuestas y daños a la estructura (Feldmann, Heinemeyer, Butz, Caetano, Cunha, & A, 2009), ver figura 8.

Si la frecuencia natural de la estructura es significativamente mayor que la frecuencia de los impulsos, durante cada ciclo de carga impulsiva periódica habrá varios ciclos de respuesta. La amortiguación en el sistema reducirá la amplitud de la respuesta, hasta la llegada del siguiente ciclo de carga, como se presenta en la Figura 9.



*Figura 8.* Representación de la respuesta resonante. Adaptado **de** Feldmann, M, y otros. (2009). Design of floor structures for human induced vibrations. Luxembourg : European Commission Institute for protection and security of the Citizen



*Figura 9.* Representación de la respuesta impulsiva. Adaptado de Feldmann, M, y otros. (2009). Design of floor structures for human induced vibrations. Luxembourg : European Commission Institute for protection and security of the Citizen

### 3.9 Vibración inducida por el hombre

El simple hecho de caminar por un entrepiso no parece ser demasiado oneroso para el diseñador de la estructura especialmente cuando ha sido diseñado para un nivel más alto de carga. Sin embargo en algunos entornos una sola persona que camina a lo largo de un corredor puede ser una molestia para otros ocupantes del edificio. Una persona que camina a un ritmo normal aplica una fuerza que se repite periódicamente al piso entre 1,8 y 2,2 Hz- (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

La función de la carga dinámica generada al caminar se puede descomponer en una serie de ondas sinusoidales, donde cada una tiene una frecuencia en un múltiplo entero (o armónico) de la frecuencia de la carga. Cada armónico tendrá una amplitud asociada y un desplazamiento de cada fase, el conjunto de armónicos son conocidos como una serie de Fourier.

En el caso mostrado en la Figura 9, la frecuencia de estimulación es de 2 Hz, con mayores frecuencias armónicas de 4 Hz, y 8 Hz. La frecuencia más baja será siempre la más significativa y para evitar la resonancia se debe asegurar que la frecuencia del entrepiso es suficientemente más alta.

Empíricamente se puede obtener una frecuencia natural mínima para un sistema de un entrepiso que depende peso del área o panel, del posible amortiguamiento que se pueda ocurrir y del tipo de ocupación de la edificación afectada por la vibración.

$$f_n \ge 2.86 \ln\left(\frac{\kappa}{\beta W}\right)$$
 [3]

Donde

K = Una constante que depende del uso de la estructura Ver tabla 4

 $\beta$  = Relación de Amortiguamiento ver tabla 3

W= Peso del panel de la estructura a vibrar. (kN)

La constante 2.86 tiene las unidades en Hz.

Tabla 4.

Valor de **K** para el uso de la ecuación

Tipo de ocupación de la edificación	K(kN)
Uso residencial, oficina e iglesias	58
En Centro comerciales	30
En Puentes peatonales	8

Nota. Mast, Robert. (2001). Vibration of precast prestressed concrete floors. PCI Journal. Pág. 76-86,



*Figura 10.* Representación de la función de la carga dinámica por una excitación continúa al caminar. Adaptado de Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute

La función de la carga dinámica generada al caminar se puede descomponer en una serie de ondas sinusoidales, donde cada una tiene una frecuencia en un múltiplo entero (o armónico) de la frecuencia de la carga. Cada armónico tendrá una amplitud asociada y un desplazamiento de cada fase, el conjunto de armónicos son conocidos como una serie de Fourier.

En el caso mostrado en la Figura 10. La frecuencia de estimulación es 2 Hz, con mayores frecuencias amónicas de 4 Hz, y 8 Hz. La frecuencia más baja será siempre la más significativa y para evitar la resonancia se debe asegurar que la frecuencia del entrepiso es suficientemente más alta.
#### 3.10 La aceptabilidad de las vibraciones

Generalmente, la vibración en los entrepisos se considera que es un problema de servicio, principalmente relacionados con la incomodidad de los ocupantes del edificio o daños en equipos sensibles. Donde hay equipos sensibles, es relativamente sencillo especificar la aceleración máxima permisible. Sin embargo, la incomodidad no puede ser directamente cuantificada, ya que la percepción y la tolerancia varían entre individuos y son altamente dependientes de las circunstancias (Smith, Hicks, & Devine, 2009). Podría existir un límite exacto que se puede imponer que garantice que la losa no dará lugar a comentarios adversos de los ocupantes en su vida de uso. En vez de esto se busca una solución de poca probabilidad de ocurrencia bajo los lineamientos de las normas actuales.

#### 3.11 Percepción humana de la vibración

El cuerpo humano es sensitivo a movimientos de estructuras que oscilan en determinadas frecuencias. Estas vibraciones tienen diferentes magnitudes que causan diferentes sensaciones desde una ligera incomodidad hasta presentar afectaciones en la salud. Los niveles de vibración que causan molestias están limitados por códigos o normas según el país (Vieira & Araújo, 2003).

De acuerdo al código internacional ISO 2631-1:2003, los humanos pueden distinguir seis diferentes clases de vibraciones (tres en dirección traslacional y tres en dirección rotacional) que se presentan en por los tres ejes (x, y, z). Estos tres ejes están orientados de acuerdo a la posición de la gravedad: De pie, sentado y acostado (Vieira & Araújo, 2003), ver figura 11.

La percepción humana a la vibración a lo largo del eje z es diferente a la vibración a lo largo del eje x o eje y. Un individuo de pie y una vibración en dirección del eje z presenta una gran sensibilidad a aceleraciones en frecuencias entre 4 y 8 Hz, si la vibración se presenta en el sentido del eje x y eje y la frecuencia natural en esa posición está en el rango 1 a 2 Hz. En la posición sentado la frecuencia fundamental esta entre 4 a 6 Hz, a lo largo del eje z y 1 a 3 Hz a lo largo del eje x y eje y. (Vieira & Araújo, 2003).



*Figura 11*. Representación de la dirección de la vibración definida por ISO 2631 – BS 6472 Y BS 6841 Adaptado de ISO-2631-1. (2003). Guide to the evaluation of human exposure to whole-body vibration. Genova : s.n.

#### 3.12 Criterio de diseño de las vibraciones de entrepisos

La naturaleza subjetiva de las vibraciones significa que no es posible prescribir un límite exacto que garantice una respuesta aceptable en un entrepiso. En cambio, la orientación del diseño tiene como objetivo asegurar que el edificio tiene una baja probabilidad de incomodidad en los ocupantes (Smith & Devine, 2014).

Los diseñadores normalmente han utilizado la frecuencia natural de vibración del entrepiso como la única medida de aceptabilidad del entrepiso. Al especificar una frecuencia natural suficientemente alta. Sin embargo, esto es válido para el primer armónico, pero podría ocurrir resonancia en el segundo, tercer y cuarto armónicos de la actividad de caminar. Las normas actuales cuantifican la magnitud de las vibraciones del entrepiso en términos de la aceleración. La aceptabilidad de un entrepiso se evaluó dividiendo la aceleración por un valor de referencia para obtener un factor de respuesta. (Smith & Devine, 2014)

#### 3.13 La aceleración característica de entrepisos

La aceleración a evaluar se refiere a las aceleraciones generadas por la excitación de un sistema, en lugar de los desplazamientos. Hay varias formas de caracterizar la aceleración de un sistema.

La aceleración pico  $a_{pico}$  nos indica el valor máximo que alcanza esta aceleración y la aceleración cuadrática media  $a_{rms}$  (root-mean-square) indica la aceleración teniendo en cuenta el tiempo del sistema que se somete a esa aceleración. Como ejemplo, en la Tabla 5 se presenta el tipo de onda y su correspondiente aceleración pico y la aceleración media (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

#### Tabla 5.

Representación de las diversas formas de onda y tipo de aceleración.



*Nota.* Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute

El método simplificado para obtener una  $a_{pico}$  en un sistema de un entrepiso que depende del peso del área o panel, del posible amortiguamiento que pueda ocurrir y de la frecuencia natural de la estructura afectada por la vibración (AISC-Steel Design Guide Series, 2003).

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0.35f_n}}{\beta W} \le \frac{a_o}{g}$$
[4]

Dónde:

 $P_o = \text{Es}$  la constante que representa la fuerza a caminar DFL que se obtiene de la frecuencia al caminar f<sub>h</sub> DFL y peso de la persona W<sub>p</sub>. (TR43, 2005), se recomienda para losas aéreas 0.29 kN y para puentes peatonales 0.41kN (AISC-Steel Design Guide Series, 2003).

- $\beta$  = Relación de Amortiguamiento (ver Tabla 3)
- W = Peso del panel de la estructura a vibrar (kN)
- $f_n$  = Frecuencia natural del panel o estructura afectada por la vibración Hz
- g = Aceleración de la gravedad
- $a_p$  = Aceleración pico
- $a_o$  = Aceleración limite perceptible (Ver Figura 12)



*Figura 12.* Umbral de sensibilidad humana a la vibración vertical. Adaptado de AISC-Steel Design Guide Series. (2003). Floor Vibraions due to Human Activity. s.l. : AISC.

La aceleración cuadrática media se puede calcular matemáticamente con la ecuación 3 (Feldmann, Heinemeyer, Butz, Caetano, Cunha, & A, 2009).

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a(t)^2 dt}$$
 [5]

Donde el periodo T debe ser tomado como un periodo de tiempo que cubra por lo menos un ciclo completo de la aceleración.



*Figura 13*. Curvas base para la percepción de vibración, tomadas BS 6472. Adaptado de ISO-10137-2007. (2007). Bases for desing of structures-serviceabily of buldings and walkways against vibrations. Genova: ISO.

### 3.14 Criterio de aceptabilidad del factor respuesta

El factor de respuesta (R) es un multiplicador en el nivel de vibración en el umbral de la percepción humana. Así, un factor de respuesta de 1 representaría un nivel de vibración que está justo en el umbral de la percepción; y un factor de respuesta de 2 representaría el doble del nivel perceptible.

El factor de respuesta es tomado de la curva usando la frecuencia perceptible adecuada para áreas de sueño, con la curva base en el eje z (Figura 13).

$$R = \frac{a_{rms}}{0.005}$$
[6]

El factor de respuesta para zonas o áreas perceptibles adecuadas, con la curvas base en los ejes x-y (Figura 13)

$$R = \frac{a_{rms}}{0.00357}$$
[7]

La tabla siguiente enumera algunos límites comunes de factor de respuesta mencionados en BS6472 e ISO 2631-2 para algunos entornos diferentes (ISO-2631-1, 2003).

## Tabla 6.

## Límite recomendado del factor de respuesta R según el ambiente y uso, según ISO-10137.

Ambiente	Tiempo	Límite Factor	Descripción de Uso		
	P°	de Respuesta R			
	Día	8			
Talleres de trabajo pesado	21	0	Vibraciones perceptibles, adecuadas para		
	Noche	8	zonas no sensibles.		
Oficinas	Día	4	Vibraciones perceptibles, adecuadas para		
	Noche	4	zonas posiblemente sensibles		
Residencial	Día	2-4	Posible vibración perceptible, adecuada para		
			áreas de sueño en la mayoría casos.		
	Noche	1.4			
			Cerca del umbral de la percepción, adecuado		
Salas de Operación	24 Horas	1	nara zonas sensibles del sueño y en la mayoría		
quirúrgica, Laboratorios de					
precisión.			de los casos para microscopios a 100x y otros		
			equipos de baja sensibilidad.		

*Nota.* Feldmann, M, y otros. (2009). Design of floor structures for human induced vibrations. Luxembourg : European Commission Institute for protection and security of the Citizen. y ISO-10137-2007. (2007). Bases for desing of structures-serviceabily of buldings and walkways against vibrations. Genova : ISO.

## 3.15 Análisis de vibraciones

Las características de vibración de una estructura se definen por sus propiedades modales que comprenden:

• Frecuencia natural

- Masa modal
- Forma del modo
- Amortiguación

Para cualquier estructura, hay un número infinito de modos, cada uno con su propio conjunto de propiedades. Sin embargo para este caso solo los modos con las frecuencias más bajas serán las relevantes para el análisis de vibraciones.

Para cada modo individual, la frecuencia es el número de oscilaciones por segundo. La forma del modo es la deformada de la estructura que se presenta y el amortiguamiento modal es la disipación de energía en el modo. Las tres primeras propiedades modales dependen de las dimensiones, masa y la rigidez de la estructura. La amortiguación depende en los acabados sobre la estructura (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

Para el análisis de las vibraciones en las estructuras se han analizado como continuas o discretas, las vigas uniformes pueden ser tratadas como sistemas continuos, pero la mayoría de las estructuras son consideradas como sistemas discretos o sistemas de múltiple grado de libertad (Multi-DOF). (Thorby, 2008)

Los sistemas Multi-DOF se definen como aquellos que requieren dos o más coordenadas para describir su movimiento.

Los sistemas Multi-DOF se dividen en dos grupos:

1- Los sistemas sencillos de parámetros agrupados, donde se consideran pocos grados de libertad, y por lo general no requieren el uso del método de elementos finitos para configurarlos.

2- Los sistemas que requieren ser configuradas con el método de elementos finitos donde las coordenadas de desplazamiento son representadas por desplazamientos lineales cartesianos (x, y, z) en los nodos, y además pueden tener rotaciones alrededor de ellos conocidos como coordenadas globales (Thorby, 2008).

Las características de los modos de vibración de una estructura se pueden obtener mediante el análisis de un modelo de elementos finitos (Pavic A., Reynolds, Peter, & Bennett, 2001).

#### 3.16 Modelo matemático de elementos finitos

La modelización de elementos finitos es una aproximación, en el que una estructura continua se divide en un número de partes o elementos. La exactitud de la solución depende del número de elementos en la que el sistema se divide pero se debe equilibrar con el tiempo de duración del cálculo.

El producto final del análisis será una matriz de aceleraciones, correspondientes a los nodos del elemento finito. Se puede dividir estas aceleraciones por el valor de línea base aceptable para obtener una serie de factores de respuesta (Feldmann, Heinemeyer, Butz, Caetano, Cunha, & A, 2009).



*Figura 14.* Representación del análisis de elementos finitos de un entrepiso. Adaptado de Florian, Aalami. (2013). Vibration of concrete floors - Evaluation, aceptance and Control. Anais do 55° Congresso Brasileiro Do Concreid. Rio Grande do soul. Editorial IBRACON. Pág. 1-12

## 3.17 Evaluación dinámica de entrepisos

Las pruebas de evaluación del rendimiento y la vibración basada en los datos experimentales son herramientas que pueden utilizarse para determinar el comportamiento de la vibración inducido en los entrepisos de una estructura.

Estas pruebas pueden realizarse por medio de una medición de las propiedades modales del entrepiso, o por una medición de la respuesta del entrepiso a una carga dinámica (Smith & Devine, 2014).

### 3.18 Medición de las propiedades modales

El propósito del ensayo es establecer experimentalmente las propiedades modales de la estructura. Hay dos tipos de prueba (Smith, Hicks, & Devine, 2009):

- La fuerza de excitación que crea la respuesta no es medida
- La fuerza de excitación que crea la respuesta si es medida

**3.18.1 Prueba modal sin medir la fuerza de excitación.** En esta prueba hay tres ensayos de uso común

- Estudio de vibración ambiental
- Excitación por caída de talón (Heel-drop)
- Excitación por masa en rotación

En el estudio de vibración ambiental la excitación dinámica es proporcionada por el entorno en que reside. La respuesta de vibración a este tipo de excitación se adquiere a través de una malla de puntos de prueba que cubre la superficie a estudiar.

La prueba de excitación por caída de talón es proporcionada por una persona levantándose sobre las puntas de los pies, y soltándose en los talones, proporcionando así un impacto. La respuesta en descomposición multimodal a esta excitación de banda ancha impulsivo puede medirse en una o más ubicaciones simultáneamente. Este método puede ser utilizado para obtener el modal de frecuencias.

En el excitador masa en rotación, una masa gira en un plano vertical a la misma velocidad. Las fuerzas armónicas generadas excitan a la estructura en las mismas frecuencias. Estas se miden simultáneamente en uno o más puntos de la malla de registro y se registra la amplitud. A continuación se cambia la frecuencia de excitación y la respuesta armónica correspondiente se registra de nuevo, al repetir el proceso para un número de frecuencias y hacer el trazado de los resultados contra las frecuencias para cada punto de prueba, es posible estimar las frecuencias naturales del entrepiso en estudio (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

**3.18.2 Prueba modal midiendo la fuerza de excitación.** Hay dos tipos de prueba que se realizan comúnmente:

- Las prueba de impacto
- Prueba del agitador (Shaker testing)

EL ensayo de impacto puede llevarse a cabo utilizando un martillo instrumentado o el ensayo de la caída del talón sobre una plataforma instrumentada, en el caso del martillo la fuerza se mide por una célula de carga instalada en la punta del martillo. La excitación usualmente se mueve de un punto a punto, mientras que las respuestas se miden en un punto estacionario. En la figura 15 se presenta un ejemplo de la ejecución de una prueba de martillo instrumentado.

La prueba del agitador puede llevarse a cabo utilizando un solo agitador o una matriz de agitadores distribuidos sobre una superficie del piso, la excitación es generada por un agitador inducido móvil de masa conocida, como se presenta en la figura 16. Esta masa es impulsada por una señal generada por un analizador de espectro, que también se utiliza para adquirir la totalidad de los datos de la fuerza y de respuesta.



*Figura 15*. Prueba con martillo instrumentado. Adaptado de Smith, AL y Devine, PJ. (3 de 12 de 2014). Steel Construction info. [En línea]. [Citado el: 22 de 03 de 2017.] Disponible en: http://www.steelconstruction.info/Floor\_vibrations#modal\_testing



*Figura 16.* Prueba del agitador (Shaker Testing). Adaptado de Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute.

#### 3.19 Medición de la respuesta

Después de la determinar in situ las frecuencias naturales y las formas de modo del entrepiso, como se descrito anteriormente, el entrepiso puede ser clasificado como baja o alta frecuencia. El tipo de prueba que debe llevarse a cabo dependerá de esta clasificación. Se considera de baja frecuencia los entrepisos con frecuencias menores de 7 a 8 Hz, y de alta frecuencia los entrepisos por encima de esas frecuencias (Johansson, 2009). Para entrepisos de baja frecuencia pueden ser excitados casi en resonancia en las frecuencias de uno o más armónicos de paso, es importante para mantener la frecuencia de estimulación para generar el mayor número de armónicos. Por ejemplo, si la resonancia de un piso necesita ser excitado a 6 Hz, la estimulación puede ser ajustado en dos pasos por segundo (2 Hz), de manera que su tercer armónico excita el modo 6 Hz. El uso de un metrónomo puede ser útil paras mantener un ritmo constante. En el caso de plantas de alta frecuencia, no hay necesidad de ajustar la frecuencia de estimulación para excitar las frecuencias de resonancia. Por lo general, una gama de estimulación de frecuencias se especifica, por ejemplo, desde 1,4 Hz a 2,2 Hz en incrementos de 0,2 Hz. (Smith, Hicks, & Devine, 2009).



*Figura 17*. Respuesta de un entrepiso de baja frecuencia que tiene frecencia natural de 4,6 Hz con sujetos caminando a 2,3 Hz. Adaptado de Smith, A, Hicks, S y Devine, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire : The steel construction institute.

Después de determinar la frecuencia de estimulación relevante de un entrepiso de baja frecuencia, se selecciona el sector crítico que depende de varios factores como puede ser el uso final de la estructura y que tan largo es el corredor. De esta forma se realiza una prueba de marcha hallando el modo de vibración del sector analizado.

En el caso de entrepisos de alta frecuencia, el proceso de medición de la respuesta es similar. La única diferencia es que las frecuencias de estimulación no necesitan en ser ajustadas de modo que sus armónicos más altos excitan a la resonancia del entrepiso. Esto es porque los entrepisos de alta frecuencia la resonancia por acumulación no ocurre y la respuesta es una serie de respuestas que se descomponen rápidamente (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

#### 3.20 Selección de técnicas de identificación modal

Para procesar las señales obtenidas de las mediciones de vibración se requiere técnicas de identificación modal que permitan apreciar la contribución estructural. Se evidencian dentro de las técnicas de identificación modal que se utilizan en las mediciones de vibración dos grupos, el grupo que ejerce en el dominio de la frecuencia que es no paramétrico y el que ejerce en el dominio del tiempo que si es paramétrico. Entre las técnicas en dominio de la frecuencia se pueden destacar el método de selección de picos (PPM – Peak Picking Method). Y el de descomposición del dominio de la frecuencia (FDD – Frequency Domain Decomposition). La señal que representa las vibraciones es obtenida mediante un equipo de adquisición de datos. Esta señal es capturada de forma continua o analógica cumpliendo con un comportamiento estocástico; o aleatorio, estacionario. Este tipo de señales, para fines de análisis simplificados, se considera como una onda electromagnética compuesta de más ondas de diferentes frecuencias.

Las técnicas de identificación modal, pueden utilizar el análisis de Fourier como base para la discretización de la señal en términos de frecuencia. Este análisis demuestra que cualquier señal de este tipo está constituido por componentes sinusoidales de distintas frecuencias estableciendo que, para cada señal hay una función en el dominio del tiempo s(t) que determina la señal en cada instante del tiempo y también una función en el dominio de la frecuencia S(f) que especifica las frecuencias constitutivas de la señal, denominada densidad espectral. De esta manera, para una señal s(t) con espectro S(f) se plantean las siguientes expresiones:

$$s(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S(f) e^{j2\pi f t} df \; ; j = \sqrt{-1}$$
 [8]

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} s(t)e^{-j2\pi ft}df; j = \sqrt{1}$$
[9]

En otras palabras, la función S(f) se denomina espectro de s(t) y representa la manera como la medida de amplitud relativa de la señal se distribuye con la frecuencia (Franco, 2012).

#### 4. Metodología empleada en la realización de este estudio

La metodología planteada para obtener las frecuencias de vibración de un entrepiso postensado de una edificación a partir de registros de aceleración medidos en la estructura consiste en el desarrollo secuencial de las siguientes actividades:

#### 4.1 Adquisición de datos de la estructura en estudio

Basado en la obtención de toda clase de información preliminar disponible sobre la edificación, se debe revisar los planos estructurales y arquitectónicos, recopilar documentación acerca de la construcción de la estructura, ensayos de calidad de los materiales y procesos constructivos. Además de realizar una inspección visual detallada de su estado actual identificando las dimensiones reales de la estructura a estudiar.

En esta actividad se debe realizar la identificación de las propiedades mecánicas de los materiales por medio de tres técnicas: mediante pruebas experimentales en el laboratorio, identificación en campo y pruebas directamente sobre los materiales en la edificación y por consulta de los valores más conservadores en la literatura.

## 4.3 Determinación teórica de las propiedades dinámicas de la estructura

En esta etapa se debe realizar un análisis del modelo numérico en elementos finitos del entrepiso a evaluar con el fin de conocer las características dinámicas dominantes de la estructura. Este análisis preliminar del modelo numérico sirve para establecer la ubicación de los sensores en los puntos más adecuados.

#### 4.4 Determinación in situ de las propiedades dinámicas de la estructura

En esta fase se revisa el equipo de adquisición y las herramientas necesarias para la medición de los registros de aceleración. Se realiza un inventario de los puntos de medición sobre el entrepiso y su orientación, se marcan las rutas y las estaciones de medición (setups), así como también, se establecen los parámetros de adquisición como: tiempo de muestreo, frecuencia de muestreo, sensibilidad del instrumento, rango de frecuencias, numero de mediciones a realizar,

entre otros. Además elaborar un formato para la toma de datos importantes y un plano con la ubicación de cada punto de registro ayudara en la etapa de mediciones. (Franco, 2012)

### 4.5 Pruebas modales sin medir la fuerza de excitación.

- Primera prueba usando excitación por masa en rotación. Esta prueba se realiza *in situ*. Se lleva a cabo los registros de aceleraciones en los puntos objetivos generados por la excitación que se genera al caer un balón de 5 Kg a una distancia de 1 metro del piso con una frecuencia de 2 a 4 Hertz. De esta forma determinamos la frecuencia natural del entrepiso (Cantieni & Biro, 2005).

- Segunda prueba corresponde a tomar los registros de las aceleraciones producidas por la caminata de una persona de 75 Kg con una frecuencia de 2 pasos por segundo, en una trayectoria establecida en la etapa de planeación. De esta forma se determinan las aceleraciones.

#### 4.6 Procesamiento de señales

Para realizar el análisis de las mediciones de vibración existe software especializado para este fin como es el ARTEMIS software para Análisis Modal Operacional (OMA) (Structural Vibration Solutions A/S, 1999-2016), el cual tabula las aceleraciones en conjunto, logra formular los modos en su forma modal, estima las frecuencias naturales y el factor de amortiguamiento, también existe algoritmos en Matlab (The MathWorks, Inc, 2015) que procesa el registro de cada estado independientemente y que han sido creados para estudios anteriores similares (Marulanda, Castellanos, & Marmolejo, 2015) (Franco, 2012). Para ello se llevaron a cabo los siguientes pasos referenciados en el estudio de (Rita, Massa, & G.D., 2013).

**Primero: Almacenamiento de datos.** El archivo almacenado por cada equipo, en una interface de datos para cada uno de los canales, muestra los valores de aceleración en términos de voltios. Estos archivos fueron organizados según el equipo, estado correspondiente y la hora, la cual identifica exactamente la medición realizada.

**Segunda: Lectura de datos.** En este paso se convierte los voltios a unidades en términos de gravedad (g), para lo cual se utilizó la sensibilidad utilizada por el instrumento (volts/g). Adicionalmente se realizó la corrección de la línea base del registro mediante la remoción de su media.

**Tercero: Filtro para datos no deseados.** En el caso de presentarse datos de fuentes no deseadas, es necesario de establecer filtros que ayuden a eliminar gran parte de estos datos. En nuestro caso el estudio se realizó, con la estructura libre, evitando vibraciones ajenas al estudio planteado.

**Cuarto:** Análisis espectral. Para este caso al tomar un intervalo de tiempo finito de una señal muestreada y se calcula su transformada discreta de Fourier, se obtiene el llamado derrame o fuga espectral (*leakage* e inglés) cuando la ventana rectangular no abarca un múltiplo entero de la frecuencia de la señal, estas se "derraman" dentro de un rango de frecuencias contiguo. Esto puede interpretarse como una consecuencia de la respuesta en frecuencia del filtro rectangular, lo

cual corresponde al truncado de la señal. Si en lugar de aplicar un simple truncamiento, la señal se multiplica por una función ventana tal que vaya disminuyendo hacia cero, los efectos del derrame espectral se pueden reducir. Existen varios tipos de ventanas que permiten obtener distintos resultados en el dominio de frecuencia. Una de ellas es la ventana de Hann.

Quinto: Aplicación de la transformada de Fourier (FFT). Aplicando la transformada a cada ventana se logra obtener una función densidad espectral de potencia de la señal. El espectro que se obtiene está en función de la potencia por unidad de Hertz contra la frecuencia en Hertz (Hz). Esta función expresada en vector fue normalizada dividiéndola por la sumatoria de los valores que la constituyen.

Sexto: Análisis función de densidad de potencia (PSD). En este paso se requiere el análisis detallado de las frecuencias obtenidas para determinar las correspondientes a los modos de vibración de la estructura. Las frecuencias naturales de la estructura corresponden aquellas en las que se observan mayores contenidos energéticos. En la figura 18 se muestra un resumen del proceso anterior descrito (Rita, Massa, & G.D., 2013).



*Figura 18.* Adaptación del esquema grafico del proceso de los registros de las vibraciones obtenidas (Rita, Massa, & G.D., 2013). Adaptado de Rita, R.J; Massa, J.C.; G.D., Chiappero. (2013). Processing of Ambient Vibration Records for the estimation of the fundamental vibration period of Soil deposits. Revista IEEE Latin America Transactions. Págs. 300-306

#### 4.7 Calibración del modelo de matemático de elementos finitos.

El modelo numérico es calibrado mediante la definición de parámetros de validación y parámetros de calibración. Los parámetros de validación corresponden a los valores directamente comparables de los dos análisis, el experimental y el numérico, los cuales hacen referencia a las frecuencias y formas modales. Los parámetros de calibración se determinan a partir de las propiedades mecánicas de los materiales, principalmente a partir del módulo de elasticidad de cada material.

Los parámetros de calibración del modelo numérico están gobernados por el ajuste del módulo elástico (estático y dinámico) del concreto, otras propiedades que se ajustan es el coeficiente de poisson y la densidad (Jetann & Thambiratnam, 2006).

Donde los valores  $E_{estático}$ , v (poisson) y la densidad corresponden a datos suministrados por ensayos de la mezcla de concreto utilizada, el factor multiplicador para obtener el  $E_{dinámico}$ depende a la mezcla de los agregados, este valor puede variar desde 1.05 hasta un 1.77 (Xiaobin, Qichen, Wei, & Juntao, 2013), un rango bastante amplio que depende físicamente de la mezcla natural de los agregados, en estudios similares el factor  $1.2*E_{estático}$ , ha sido un valor muy común usado para el ajuste en la calibración de estos modelos (Aalami & Allan, 1999).

En este estudio, el modelo analítico se ajusta con los datos experimentales variando el módulo de elasticidad hasta encontrar el error medio mínimo ponderado mediante los factores de participación de masa de cada modo correspondiente, como se presenta en la ecuación 10.

$$\bar{\varepsilon} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \phi_i (f_{e,i} - f_{a,i})^2}{\sum_{i=1}^{N} \phi_i}} \quad [10]$$

Finalmente, se presenta el modelo numérico ajustado de la estructura en estudio.

#### 4.8 Determinación teórica de las aceleraciones en el entrepiso

Por medio de modelo matemático del elemento finito calibrado se procede a determinar las aceleraciones que se producen al simular el estado de carga de una persona al caminar por una trayectoria definida, utilizando un análisis elástico de respuesta.

## 4.9 Determinación in situ de las aceleraciones en el entrepiso

Esta actividad comprende la toma de datos, el análisis y el procesamiento de las señales obtenidas producto de la segunda prueba realizada, donde una persona de 75 Kg camina por una trayectoria establecida. Se debe constatar que los resultados experimentales sean coherentes con los valores esperados. Así mismo, se confrontan los parámetros dinámicos del entrepiso, frecuencias naturales, formas modales de los modos de vibración y aceleraciones.

#### 4.10 Comprobación y análisis de resultados

Con los datos procesados de campo y los datos teóricos realizar la comparación de resultados, analizar el comportamiento de los resultados bajo el estándar de las normas.

# 5. Comprobación in situ de frecuencias de vibración en un entrepiso tipo del Proyecto Reserva del parque en la ciudad de Bucaramanga

## 5.1 Descripción de la estructura en estudio

Proyecto multifamiliar Reserva del Parque, de la Constructora Prestigio S.A, es una torre de 26 pisos ubicada en la calle 45 con carrera 38 de la ciudad de Bucaramanga.

El sistema estructural que gobierna el proyecto, es un sistema combinado entre pórticos de concreto y pantallas. El entrepiso se conforma por vigas descolgadas y losa maciza, la luz máxima entre columnas es de 11,30 metros y la losa maciza está configurada entre vigas separadas hasta 6,10 por 7,30 metros con un espesor de 0,12 metros. En la figura 19 se presenta el plano del entrepiso en estudio.



*Figura 19.* Entrepiso N+24.30 del proyecto Reserva del parque en Ciudad de Bucaramanga. Adaptado de Planos Estructurales Construdip S.A.S – Propietario Constructora Prestigio S.A.

## 5.2 Identificación de las propiedades, dimensiones y técnicas de construcción del proyecto Reserva del Parque.

El proyecto Reserva del Parque es una estructura en concreto reforzado donde predomina los 28 MPa como resistencia mínima del concreto, los entrepisos son postensados con sistema no adherido de  $f_{pu}$  de 1860 MPa, grado 270 Ksi, y estandarizados bajo la norma ASTM A416. En la figura 20 se presenta la distribución del postensado aplicado al entrepiso en estudio.



*Figura 20.* Distribución del postensado N+24.30 del proyecto Reserva del parque en Ciudad de Bucaramanga. Indica cantidad de torones #S y altura desde el borde inferior del elemento estructural. Adaptado de Planos Estructurales Construdip S.A.S – Propietario Constructora Prestigio S.A.

La construcción se realizó con concreto premezclado en planta y vaciado en sitio utilizando formaleta de dimensiones estándar, el ciclo de armado y fundida de cada entrepiso es de 10 días, no hay juntas de construcción en la losa y los elementos verticales (columnas y pantallas) se construyen en tres grupos. El tensionamiento se realiza tan pronto la resistencia del concreto alcanza un 70% de la resistencia de diseño. En la figura 21 se observa el avance de la estructura.



*Figura 21*. Avance del Proyecto reserva del parque en el momento de realizar las pruebas para este informe.

El proyecto cuenta con su plan de calidad donde los materiales poseen sus certificados de calidad y ensayos de laboratorio. Para este informe se cuenta con resultados de resistencia de concretos, módulo de elasticidad de los materiales y otros datos que nos ayudan a idealizar lo más cercano a la realidad el modelo numérico. En la tabla 7 se presentan las propiedades físico mecánicas de la obra.

## Tabla 7.

Material	Concreto
ບ (poisson)	0.23
E [Mpa]	24150
γ [kg/m3]	2430

Propiedades del concreto suministrado por los ensayos de calidad del proyecto.

*Nota.* Contecon Urbar. (2016). Ensayo de laboratorio Concreto 28Mpa. Bucaramanga : Reserva del Parque Constructora Prestigio

A continuación, se verificaron en obra todas las dimensiones de los elementos de esta forma tenemos los tamaños y espesores de la estructura construida. En la figura 22 se presenta el estado actual del entrepiso.



*Figura 22.* Verificación de dimensiones y espesores del entrepiso a evaluar N+24.30 Proyecto Reserva del Parque

## 5.3. Determinación teórica de las propiedades dinámicas

El análisis de la respuesta dinámica del entrepiso se realizó con el modelo de elementos finitos elaborado en el programa Etabs V2015 (Computers & Structures, Inc, 2014). En el modelo se consideró el comportamiento de los materiales en el régimen lineal y sus propiedades físico mecánicas corresponden a las obtenidas en el control del material de la obra.



Figura 23. Geometría planteada en el modelo de elementos finitos.

El modelo de elementos finitos se realiza con las dimensiones obtenidas en campo según se observa en la Figura 23. Para el modelamiento de las condiciones de borde se idealizan las columnas y pantallas de un piso completo para conformar un entrepiso completo, cada elemento vertical del modelo es simulado empotrado. Ver figura 24.



Figura 24. Modelo tridimensional de elementos finitos.

La losa es modelada como un elemento delgado tipo Shell-thin que aporta su rigidez, la malla que conforma el Shell se divide en 533 elementos de (125mm X 125mm). La sensibilidad de la malla se verificó reduciendo el tamaño en (25mm X 25mm) sin alterar los resultados.

**5.3.1** Análisis dinámico del modelo matemático. Con el modelo de elementos finitos de la estructura y utilizando un módulo de elasticidad dinámico  $E_d=1.2*E_s$ , factor comúnmente utilizado para cálculos de este tipo (Aalami & Allan, 1999), se obtiene las frecuencias según el modo de vibración ver figura 26.

Se demarcan, en el entrepiso en 4 zonas o paneles para facilitar su interpretación ver figura 25. En la tabla 8 se observan los resultados de vibración vertical y su aceptación correspondientes del diseño estructural preliminar.



Figura 25. Identificación de los paneles en el entrepiso.



Panel 3  $f_n = 9.61 \, \text{Hz}$ 



Figura 26. Frecuencias con el modelo de elementos finitos sin ajustar.

Tabla 8.

Resultados de vibración vertical con acabados según AISC – DG11, suministrados del diseño estructural preliminar.

Panel	Peso W (kN)	fn (FEM) Hz	ß	Po	$a_p\% = \frac{P_o e^{-0.35f_n}}{\beta W} * g$	Limite Aceptable ( Figura 11)
1	620.963	10.42	0.03	0.29	0.40%	0.67%
3	677.88	9.61	0.03	0.29	0.48%	0.60%
4	414.653	18.18	0.03	0.29	0.04%	1.00%

## 5.4. Determinación In Situ de las propiedades dinámicas

5.4.1 Equipo de adquisición de datos. Para la toma de datos se usaron tres equipos de adquisición de datos multicanal, Obsidian del fabricante Kinemetrics los cuales cuentan con sensores triaxiales. Estos sensores pueden ser configurados para una sensibilidad de hasta 10 V/g, un ancho de banda DC hasta 200 Hz, un rango de frecuencia de entre 0.15 y 1000 Hz y un rango dinámico desde +-0.25 s +- 4g, cada sensor tiene su antena para conexión GPS.





Frecuencia 200Hz Sensibilidad 2.5 V/g Rango 2g **5.4.1 Instalación de sensores en el entrepiso para prueba modal.** Antes de tomar las mediciones de vibración en el entrepiso, se realizó una estimación de las frecuencias esperadas a través del modelo preliminar de elementos finitos se analizaron las formas modales y se localizaron sobre planos los puntos de medición.

Se midieron aceleraciones sobre los paneles 1, 3 y 4 comprendiendo un total de 32 puntos medidos en 15 estados diferentes. En la figura 28 se muestra un esquema en planta con la representación de estos puntos y el sitio de caída del balón.

La excitación del entrepiso se genera al caer un balón de 5 Kg a una distancia de 1 metro del piso con una frecuencia de 2 Hertz.



*Figura 28.* Puntos de medición de señales de vibración sobre el entrepiso. (a#equipo -#setup). Ejemplo: (a1-2 ) equipo 1 en la posición setup 2.
#### 5.5 Prueba modal sobre el entrepiso

Las mediciones sobre el panel 1 se llevaron a cabo por medio de 6 estados y midiendo en 12 puntos. El sensor de referencia (a0) corresponde al equipo base y se ubica en un punto de mínima vibración según la información preliminar del modelo de elementos finitos. Con los sensores (a1) y (a2) se hace la toma de datos según la malla planteada en la figura 28. En la figura 29 se presenta el proceso realizado en el panel 1.

Los equipos están configurados con tomas de datos en periodos de 5 minutos, eso quiere decir que durante este tiempo se excito el entrepiso con el balón de 5 Kilogramos a una altura de un metro y una frecuencia de 2 Hertz. Se recopilan las aceleraciones que se presentan durante el periodo de tiempo establecido.



Figura 29. Toma de datos en panel 1

Las mediciones sobre el panel 3 y 4 se llevaron a cabo por medio de 9 estados y mediciones en 19 puntos. Para el sensor de referencia (a0) se busca un punto neutro como se hizo en el panel 1. Con los sensores (a1) y (a2) se hace la toma de datos según la malla planteada en la figura 28 abarcando los dos paneles simultáneamente. Se realiza el mismo procedimiento realizado en el panel 1 para la toma de datos durante periodos de 5 minutos. En la figura 30 se presenta el proceso de toma de datos en el panel 3 y 4.



*Figura 30*. Toma de datos en panel 3 y 4.

### 5.6 Procesamiento de señales

**5.6.1 Almacenamiento de datos.** Los registros de las mediciones de aceleración producto de la excitación del entrepiso se realizaron en cada punto en las tres direcciones ortogonales principales manteniendo la misma dirección en cada una de las lecturas del panel correspondiente. A continuación se muestra la información obtenida en Setup 1 del sensor a0 (sensor base) del panel 1.



Figura 31. Puntos de medición en el panel 1



Figura 32. Registro de aceleración en sentido vertical del sensor a0 en el Setup1 sobre el panel 1.

**5.6.2 Lectura y procesamiento de datos.** Para realizar el análisis de las mediciones de vibración del ensayo se utilizó ARTEMIS software para Análisis Modal Operacional (OMA) (Structural Vibration Solutions A/S, 1999-2016), paralelamente se realizó el procedimiento de señales manualmente usando un algoritmo en el programa Matlab (The MathWorks, Inc, 2015) que procesa el registro de cada estado independientemente.



*Figura 33*. Registro de aceleraciones, espectro de amplitudes y función de densidad espectral de potencia en del sensor a0 en el Setup1 sobre el panel 1.

Los resultados obtenidos en la función de densidad espectral de potencia normalizado que se observa en la figura anterior se logra identificar los picos correspondientes a las frecuencias de resonancia (11.3, 15.2 y 20.5 Hz) medidas en solo en el punto a0 en el setup 1, ver tabla 9.

El procesamiento de todos los puntos en cada panel se realiza con el software Artemis simultáneamente, de esta forma se identifican las frecuencias en cada panel y se logra ver los modos de vibración.



Figura 34. Modos de vibración y frecuencias identificadas por Artemis sobre el panel 1.



Figura 35. Modos de vibración y frecuencias identificadas por Artemis sobre el panel 3.

### Tabla 9.

## Frecuencias in situ obtenidas.

	Modo	Frecuencia en Campo
	1er	11.30
NEL 1	2do	15.20
PA	3er	20.50
	1er	10.74
NEL 3	2do	15.23
PA	3er	17.93

# 5.7. Calibración del modelo matemático elementos finitos

Los parámetros de validación correspondieron a las propiedades dinámicas de la estructura; frecuencia, periodos y formas modales, los cuales eran objeto de comparación entre los obtenidos experimentalmente y los obtenidos con el modelo numérico. (Pavic A., Reynolds, Peter, & Bennett, 2001)

### Tabla 10.

Material	Concreto
ບ (poisson)	0.23
E <sub>estático</sub> [MPa]	24150
γ [kg/m3]	2430
$E_{dinámico} \left[ MPa  ight]$	$Factor^*E_{estático}$

Valores iniciales de los parámetros de calibración

Los valores Eestático y v (poisson) corresponden a datos suministrados por ensayos de la mezcla de concreto utilizada en el proyecto, el factor de correlación para obtener el Edinámico se calcula usando el menor error relativo  $\Delta E$  obtenido mediante la ecuación [10] entre los parámetros de validación teóricos con los experimentales está dado por el punto de inflexión de la figura 36. El ajuste del módulo de elasticidad dinámico indica que la mezcla de agregados se orienta a ser de origen metamórfico según tabla 2.



Figura 36. Cálculo factor de correlación para obtener el módulo elástico dinámico

Tabla 11.

Comparación entre frecuencias del modelo matemático FEM calibrado y las frecuencias experimentales.

	Mada	*Frecuencia	Frecuencia	%Diferencia	
	WIOdo	Teórica (T)	in Situ (S)	( <b>T-S</b> )	
	1er	11.76	11.30	-3.91%	
NEL 1	2do	15.62	15.20	-2.69%	
PA	3er	22.22	20.50	-7.74%	
~	1er	10.52	10.74	2.09%	
VEL 3	2do	15.15	15.23	0.53%	
PAI	3er	18.18	17.93	-1.38%	

\*Frecuencia Teórica E dinámico = 1.65\*E estático



*Figura 37*. Modos de vibración y frecuencias obtenidas en el modelo matemático calibrado de elementos finitos.

### 5.8. Determinación teórica de la aceleración en el entrepiso

Con el modelo de elementos finitos calibrado se procede a realizar un análisis elástico de respuesta en el tiempo para obtener las aceleraciones máximas posibles generadas por la excitación del entrepiso al caminar una persona de peso promedio. Para ello se plantea una trayectoria recta por el centro de cada panel. En la figura 38 se presenta las trayectorias definidas para los análisis. Sobre las trayectorias, se construye una función de tiempo (Time history) para

simular la caída del caminante mediante un pulso (Computers and Structures, Inc., 2014), como se presenta en la Figura 39. El problema dinámico se resuelve usando el método integración paso a paso, usando un amortiguamiento constante de 0.5% (Ver tabla 3), una velocidad del caminante de 1.5 m/s y una frecuencia de 2 Hz.



*Figura 38*. Trayectoria planteada en cada panel para cada paso en la caminata en el modelo de elementos finitos en ETABS (Computers & Structures, Inc, 2014).

Datos de entrada:

Peso del caminante= 734 N (75Kg)

Paso del caminante = 2 Hz

Velocidad = 1,5 m/s



Figura 39. Función (Pulso) que simula los pasos de la persona.

Se crean los patrones de carga para cada paso en su panel correspondiente. Ver figura 40.



Figura 40. Ejemplo del patron de carga del paso 5 de la caminata planteada

Para visualizar las aceleraciones de la caminata es necesario trazar una función que corresponda a cada punto de la trayectoria.

Según la gráfica de función de tiempo (Time History) se determina la aceleración producida en cada caminata. (Ver Figura 41).



Figura 41. Diagrama de aceleración de la caminata en el panel 1



Figura 42. Diagrama de aceleración de la caminata en el panel 3

# 5.9. Análisis in situ de las aceleraciones en el entrepiso

Después de realizar las respectivas evaluaciones en cada panel por medio del modelo de elementos finitos se procede a medir en campo las aceleraciones resultantes con la caminata propuesta. Para lo cual se plantea la misma trayectoria dispuesta en la evaluación teórica, en cada panel se marca la trayectoria, y la disposición de los acelerómetros se determina en la zona donde se presenta las aceleraciones máximas. Dos acelerómetros (a1 y a2) se colocan lo más cerca de la trayectoria y el tercero (a0) en el perímetro de la zona determinada. Ver figura 43 y 44.



Figura 43. Trayectoria planteada en cada panel en el entrepiso en estudio.

Se procede a realizar la respectiva caminata utilizando a una persona con un peso aproximado de 75 Kg y una frecuencia de dos pasos por segundo sobre la trayectoria marcada. De esta forma se midieron las aceleraciones sobre los cuatro paneles, durante 5 minutos para cada panel se registro 5 caminatas una por minuto.



Figura 44. Trayectoria marcada para el panel 1



Figura 45. Toma de aceleraciones sobre el entrepiso producto de la caminata



Figura 46. Registro de acelerómetros a2 en el panel 1 producto de la caminata.



Figura 47. Registro de acelerómetros a2 en el panel 3 producto de la caminata

**5.9.2** Análisis in situ de las aceleraciones contemplando carga sobreimpuesta. Después que el proyecto termina la fase de acabados se procede a medir las aceleraciones de la losa con carga sobreimpuesta producto de los acabados de mortero de piso y de los muros divisorios en mamposteria, se instalan los acelerómetros en los paneles 1,3 y 4 en el entrepiso en estudio. Ver figura 48.



Figura 48. Trayectoria planteada en cada panel en el entrepiso en estudio.

Se procedió a realizar la respectiva caminata utilizando a una persona con un peso aproximado de 75 Kg y variando la frecuencia al caminar (0.5Hz, 1Hz y 2Hz) sobre la trayectoria marcada. De esta forma se midieron las aceleraciones sobre los tres paneles disponibles, durante 5 minutos para cada panel se registró 5 caminatas una por minuto, la primer caminata con una frecuencia de 1Hz, la segunda caminata 2Hz y la tercer caminata registrada 0.5Hz. La toma de cada registro está evidenciada según su frecuencia y tiempo de inicio.



Figura 49. Trayectoria marcada para el panel 3



Figura 50. Toma de aceleraciones sobre el entrepiso producto de la caminata



*Figura 51*. Registro de acelerómetros a2 en el panel 3 producto de la caminata realizada en el entrepiso con carga sobreimpuesta.



*Figura 52*. Registro de acelerómetros a2 en el panel 1 producto de la caminata realizada en el entrepiso con carga sobreimpuesta.

## 6. Análisis de resultados

En la tabla 12 se compila los datos obtenidos en las mediciones en campo y los resultados analíticos sin considerar las cargas de acabados sobreimpuestas. Para cada panel, se comparan las frecuencias de vibración obtenidas de las mediciones In Situ con los resultados de los modelos analíticos ajustados y se obtienen errores del 3.91%, -2.09% y 4.45% para los paneles 1, 3 y 4, respectivamente.

## Tabla 12.

Resumen de resultados de la medición sin cargas de acabados.

		Б	Aceleraciones			Aceleraciones Pico					
Frecuencias de vibración Hz						(RMS)mm/seg <sup>2</sup>			mm/seg <sup>2</sup>		
Panel	Modo	In Situ	* Teórica	%D	In Situ	Teórica	% D	In Situ	Teórica	% D	
		<b>(S)</b>	( <b>T</b> )	( <b>T-S</b> )	<b>(S)</b>	<b>(T)</b>	( <b>T-S</b> )	( <b>S</b> )	<b>(T)</b>	( <b>T-S</b> )	
	1er	11.30	11.76	3.91%							
1	2do	15.20	15.62	2.69%	34.00	43.70	22%	160.	146.23	-10%	
	3er	20.50	22.22	7.74%				90			
	1er	10.74	10.52	-2.09%				70.5			
3	2do	15.23	15.15	-0.53%	20.00	33.00	39%	19.5	105.59	25%	
	3er	17.93	18.18	1.38%				3			
	1er	13.09	13.70	4.45%				163			
4	2do	21.42	21.42 23.80 10.009	10.00%	33.00 37.0	37.00	37.00 11%	105.	164.42	1%	
	3er	30.42	33.33	8.73%				10			

\*Frecuencia Teórica E dinámico = 1.65\*E estático

A continuación, se confrontan los resultados de las aceleraciones del método RMS de la prueba In Situ y los resultados de los modelos de análisis. En los paneles 1 y 3 los resultados analíticos son mayores a las mediciones IN SITU, en 22%, 39% y 11 %, respectivamente.

Por último, se cotejan las aceleraciones pico medidas en In Situ con las obtenidas en de los modelos de análisis. Para el panel 1, el resultado analítico es menor en un -10%. Para los paneles 3 y 4 se obtienen valores mayores en un 25% y 1%, respectivamente.

Tabla 13.

Factor de respuesta en cada panel, según ISO-10137

	Fa	ctor de resp	uesta R	Fa				
	Sin	Carga de A	cabados	Co	Con Carga de Acabados			
Panel	Teórico (T)	In Situ (S)	%Diferencia (T – S)	Teórico (T)	In Situ (S)	% Diferencia ( T – S)	Límite Aceptable	
1	8.75	6.76	23%	2.51	0.45	82%	2-4	
3	6.57	3.94	40%	3.05	2.05	33%	2-4	
4	7.49	6.58	12%	3.47	0.401	88%	2-4	

En la Tabla 13 se presenta el factor de respuesta en cada panel de acuerdo a la norma (ISO-10137-2007, 2007) tanto para las mediciones In Situ como los resultados de los modelos analíticos. En el estado sin carga de elementos de acabados, se obtienen valores de R entre 6 y 9 con los resultados analíticos y entre 4 y 7 de las mediciones In Situ. En ambos casos y sin carga de acabados, se supera el límite de aceptabilidad que estaría entre 2 y 4. Sin embargo, con carga de acabados, se alcanzan valores entre 1 y 3.5 para los resultados analíticos y de 0.4 y 2 para las mediciones In Situ, en ambos casos se encuentra dentro de los criterios de aceptabilidad recomendados.

Tabla 14.

Resumen de aceleraciones pico en cada panel sin carga de acabados sobreimpuesta, según AISC – DG11.

Resultado teórico SIN cargas de acabados sobre impuesta						Lectura i	n situ		
Panel	Peso W (kN)	fn (FEM) Hz	ß	Po	$a_p\% = \frac{P_o e^{-0.35 f_n}}{\beta W} * g$	$a_p\left[\frac{mm}{s^2}\right]$	$\frac{a_p}{g}\%$	Límite de referencia (Ver figura 12)	% D Teórico - In situ
1	353.73888	11.76	0.01	0.29	1.31%	160.9	1.64%	0.73%	-25%
3	373.92	10.52	0.01	0.29	1.92%	89.37	0.91%	0.68%	52%
4	213.7536	13.7	0.01	0.29	1.10%	180.7	1.84%	0.82%	-67%

Por otro lado, en la tabla 14 se presentan los resultados sin cargas sobreimpuestas de las aceleraciones pico que se obtienen usando la metodología del AISC-DG11. Con respecto a los resultados de los modelos analíticos, los paneles evaluados sobrepasan los valores máximos recomendados de aceleración pico, y en los tres paneles se obtiene que los valores superan los máximos recomendados por la AISC.

De igual manera, en la tabla 15 se presentan los resultados de las aceleraciones pico con cargas sobreimpuestas. Tanto para las modelos analíticos, como las mediciones in situ los valores de aceleraciones pico son inferiores a los valores máximos recomendados y lo cual ratifica la influencia de los acabados en la respuesta dinámicas en la vibración de los entrepisos.

### Tabla 15.

Resumen de aceleraciones pico en cada panel con carga de acabados sobreimpuesta, según AISC – DG11

Res	Resultado teórico CON cargas de acabados sobre impuestaLectura in situ								
	D W	fn						Límite	% D
Panel	Peso W	(FEM)	ß		$P_{o}e^{-0.35f_{n}}$	rmmı	a,	Aceptable	Teórico
	(KIN)	Hz		Po	$a_p \% = \frac{\beta W}{\beta W}$	$*ga_p\left[\frac{1}{s^2}\right]$	$\frac{p}{g}$ %	(Ver fig. 12)	- In situ
1	353.73888	11.76	0.045	0.29	0.29%	14.68	0.15%	0.73%	49%
3	373.92	10.52	0.03	0.29	0.64%	59.5	0.61%	0.68%	5%
4	213.7536	14.08	0.045	0.29	0.21%	10.59	0.11%	0.82%	50%

Por último, en la tabla 16 se cotejan los resultados del diseño preliminar (ver tabla 8), en los cuales se obtuvo para los paneles 1, 3 y 4 aceleraciones del 0.40%, 0.48% y 0.36%, respectivamente. Con el ajuste del modelo matemático de elementos finitos, el Panel 1 pasa a un 0.29% reduciendo en 0.11% puntos porcentuales, el panel 3 pasa de 0.48% a un 0.64% aumentando en 0.16% puntos porcentuales y el panel 4 que pasa de 0.36% a un 0.21% reduciendo en 0.15%, ver Tabla 16.

### Tabla 16.

Comparación de resultados del diseño inicial y modelo ajustado final.

	Modelo Mater	nático FEM		
	Diseño	Modelo		
	Preliminar	ajustado		
	(Tabla 8)	(Tabla 15)		
	Δί	Δf		
Panel	$\frac{a_p}{2}$ %	$\frac{a_p}{2}$ %	$\Delta = \Delta \mathbf{f} - \Delta \mathbf{i}$	%
	g	g <sup>70</sup>		Diferencia
1	0.40%	0.29%	-0.11%	-28%
3	0.48%	0.64%	0.16%	33.33%
4	0.36%	0.21%	-0.15%	-42%

## 7. Conclusiones

En este trabajo se realizó una revisión bibliografía de la vibración de entrepisos, se realizaron estimaciones con modelos de análisis con el método de elementos finitos y pruebas de vibración in situ para identificar los modos, frecuencias de vibración y las aceleraciones para una losa de concreto postensada. Las conclusiones de los resultados son:

Se identifican dos metodologías para verificar las vibraciones que se producen en una losa o entrepiso postensado, una adoptada por las normas americanas y la otra recomendada por las normas europeas, donde se establece los límites de confort o criterios de aceptación.

Se realizó una calibración del modelo de análisis comparando las frecuencias de vibración de las mediciones in situ mediante técnicas de error mínimo variando el módulo de elasticidad. Se obtiene un módulo dinámico teórico de 1.65 veces mayor al módulo de elasticidad estático. De acuerdo a la literatura, el factor de ajuste final indica que un gran porcentaje de los agregados de la mezcla es de origen metamórfico.

A nivel regional, falta una caracterización del módulo de elasticidad dinámico del concreto según el origen de los agregados y por ello se recomienda realizar estudios específicos al respecto.

En el análisis de los resultados se establece que el entrepiso solo logra una aceptación de confort con la carga de acabados sobreimpuesta, indicando que la estructura debe utilizar los acabados y uso final establecido en el diseño.

Las nuevas tecnologías en la construcción están enfocadas a reducir costos en materiales, en reducir tiempos constructivos y en hacer que todo sea más liviano. Para el diseño de estructuras de grandes luces y poca rigidez, como son las losas postensadas, es importante establecer los límites máximos y mínimos en las cargas sobreimpuestas de los acabados finales evitando que el diseño presentado pueda tener problemas de servicio a sus ocupantes.

### Bibliografía

- AALAMI, B., & ALLAN, B. (1999). Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors. Pheonix: Post-Tensioning Institute PTI.
- AISC-STEEL DESING GUIDE SERIES. (2003). Floor Vibraions due to Human Activity. AISC.
- ARRIETA, J. (2009). Measurements of vibration in wooden floors induced by walking. Sweden: Engineering Acoustics.
- BONDY, K. (2006). Post-Tensioning Manual, Chapter 9. Phoenix: PTI, Post-Tensioning Institute.
- BUITRAGO, J. (2016). Informe ensayo Módulo de eleasticidad. Bogotá: Laboratorio Contecon Urbar.
- CANTIENI, R., & BIRO, T. (2005). Office floor vibrations: modal parameter identification and vibration monitoring. Duebendorf: Structural Dynamics Consutants RCI.
- CODES, C. C. (2005). Commentary D: Deflection and vibration citeria for serviceability and fatigue limit states. Otawa.
- COMPUTERS & STRUCTURES, Inc. (2014). Integrated Bulding Design Software ETABS V15.
- COMPUTERS And STRUCTURES, Inc. (10 de Abril de 2014). Time History plots due to walking excitation:Watch & Learn ETABS-15. (CSI) Recuperado el 28 de Marzo de 2017, Disponible en: https://www.youtube.com/watch?v=faUI-IJVqS4
- CONTECON URBAR. (2016). Ensayo de laboratorio Concreto 28Mpa. Bucaramanga: Reserva del Parque Constructora Prestigio.

- FALATI, S., & WILLIAMS, M. (1998). Vibration Test on a Model Post-Tensioned Concrete Floor. Oxford: University of Oxford.
- FELDMANN, M., HEINEMEYER, C., BUTZ, C., CAETANO, E., CUNHA, F., & A, G. (2009). Design of floor structures for human induced vibrations. Luxembourg: European Commission Institute for protection and security of the Citizen.
- FLORIAN, A. (2013). Vibration of concrete floors Evaluation, aceptance and Control. Anais do 55° Congresso Brasileiro Do Concreid. Rio Grande do soulb : IBRACON. (págs. 1-12)
- FRANCO, G. (2012). Calibración del modelo numérico existente de una edificación mediante vibraciones ambientales. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- HANAGAN, L. (2003). Floor vibration serviceability. Modern steel construction.
- ISO-10137-2007. (2007). Bases for desing of structures-serviceabily of buldings and walkways against vibrations. Genova: ISO.
- ISO-2631-1. (2003). Guide to the evaluation of human exposure to whole-body vibration. Genova.
- JETANN, C., & THAMBIRATNAM, D. (2006). Dynamic Behaviour of flat post-tensioned floor plates. Vienna: Queensland University of Technology.
- JOHANSSON, P. (2009). Vibration of Hollow Core Concrete Elements Induced by Walking. Sweden: Division of Engineering Acoustics.
- JUN, C., ROUTIAN, X., & Mengshi, Z. (2014). Acelration response spectrum for predicting floor vibration due occupant waking. Journal of sound and vibration, 3564-3579.
- KHAN, S., & WILLIAMS, M. (1995). Tensioned Concrete Floors. Oxford: Butterworth-Heinemann Ltd.

- KOSMATKA, S., KERKHOFF, B., & PANARESE, W. (2003). Desing and control of concrete mixtures. Illinois: Portland Cement Association PCA.
- MARULANDA, J., CASTELLANOS, S., & MARMOLEJO, M. (2015). Dinámica Experimental y Análisis Espectral. Universidad Industrial de Santander.
- MAST, R. (2001). Vibration of precast prestressed concrete floors. PCI Journal, Pág. 76-86.
- NAEIM, F. (1991). Design practice to prevent floor vibrations. El monte: Structural steel educational Council.
- PAVIC, A., & REYNOLDS, P. (2001). Criticas review of guidelines for cheking vibration servceability of post-tensioned concrete floors. Cement & Concrete Composites, 21-31.
- PAVIC, A., REYNOLDS, P., PETER, W., & BENNETT, K. (2001). Dynamic modelling of post-tensioned concrete floors using finite element analysis. Finite Elements in Analysis and Design, 305-323.
- POSTENSA S.A. (2017). Postensa cc. Recuperado el 10 de Marzo de 2017, Disponible en: http://www.postensa.cc/images/img/xtras/SistPostensado.jpg
- RITA, R., MASSA, J., & G.D., C. (2013). Processing of Ambient Vibration Records for the estimation of the fundamental vibration period of Soil deposits. IEEE Latin America Transactions, 300-306.
- ROCHEL, R. (2007). Hormigón Reforzado. Medellin: Fondo Editorial Universidad Eafit.
- SMITH, A., & DEVINE, P. (3 de 12 de 2014). Steel Construction info. Recuperado el 22 de 03 de 2017, Disponible en: http://www.steelconstruction.info/Floor\_vibrations#modal\_testing
- SMITH, A., HICKS, S., & DEVINE, P. (2009). Design of floors for vibration. Berkshire: The steel construction institute.

STRUCTURAL VIBRATION SOLUTIONS A/S. (1999-2016). Artemis Modal Pro 4.5.

STUARDI, J., MASSA, J., & GIRO, J. (2006). Modificación Estructural de edificios para evitar problemas vibratorios que afectan el funcioamiento de equipos de medicion de alta tecnología. Santa Fe: Asociacion Argentina de mecánica computacional.

THE MATHWORKS, Inc. (2015). MATLAB.

- THORBY, D. (2008). Dynamics and Vibration in Practice. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- TR43. (2005). Post-tensioned concrete floors: Design Handbook. Surrey, UK: The Concrete Society.
- UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. (2014). Open course ware. Recuperado el 2 de 4 de 2017, Disponible en: http://ocw.unican.es/ensenanzas-tecnicas/mecanica/practicas-1/Errores%20en%20la%20medidas.pdf
- VIEIRA, Y., & ARAÚJO, T. d. (2003). Evaluation of dynamic behavior of wafle slab to gym center.
- WILLFORD, M. R., & YOUNG, P. (2006). A Desing guide for footfall induced vibration of strutures. Camberly: The Concrete Center.
- WILLIAMS, M. S., & FALATI, S. (1999). Modal Testing of a Post-Tensioned concrete model floor slab. Proceeding of the 17th International Modal Analysis Conference (págs. 14-19). Orlando: The International Society for Optical Engineering.
- XIAOBIN, L., QICHEN, S., WEI, F., & JUNTAO, T. (2013). Evaluation of dynamic modulus of elasticity of concrete using impact-echo method. Construction and Building Materials, 231-239