



Benemérita Universidad Autónoma de Puebla

Facultad de Ingeniería

Colegio de Ingeniería Civil

“Identificación de las características dinámicas de un edificio de tres niveles”

Febrero 2020

Tesis presentada para obtener el grado de licenciatura

en:

Ingeniería Civil

Presenta:

José Paulo Polanco Galván

Director de tesis:

Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui

Asesor de tesis:

Dr. José Camargo Pérez

BUAP



BUAP

Oficio No. D-SA 2918/2019

C. POLANCO GALVÁN JOSÉ PAULO
PASANTE DE LA CARRERA DE INGENIERÍA
CIVIL
Presente.

En atención al Tema de Tesis que puso Usted a consideración de la Coordinación de Área y de esta Secretaría Académica en coordinación con la Dirección de ésta Facultad de Ingeniería, dentro del marco de Titulación por Examen Profesional, como medio de Titulación se dio revisión y se ha autorizado el tema denominado:

“IDENTIFICACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES”.

Por lo anterior hacemos de su conocimiento que se asigna como asesor al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui.

Sin más por el momento, le envío la seguridad de mi consideración más distinguida.

Atentamente

“Pensar bien, para vivir mejor”

H. Puebla de Z. a 28 de octubre de 2019

M. en V. José Ángel Juárez Torres
Secretario Académico



M'FDLH/M'JAJT/BARV
C.c.p. Interesado
C.c.p. Archivo

M. en I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma de Puebla
Presente.

El que suscribe: Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui, Asesor del tema de tesis:

“IDENTIFICACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES”.

Presentada por el C. Polanco Galván José Paulo, pasante del Colegio de Ingeniería Civil, y en atención al oficio No. D- SA 2918/2019 con fecha de emisión 28 de octubre de 2019, me permito informar a Usted que después de haber revisado cuidadosamente el contenido temático, metodología, redacción y ortografía de la tesis correspondiente, no tengo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Sin otro particular, le reitero la seguridad de mi más atenta y distinguida consideración.

Atentamente

“Pensar bien, para vivir mejor”

H. Puebla de Z. a 28 de noviembre de 2019


Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui
Asesor

I'JMAA/BARV

C.c.p. Archivo

DEDICATORIA

Este proyecto de tesis está dedicado a mi familia, amigos y conocidos. Las palabras y pensamientos intercambiados con cada persona que hallé en el camino me dieron momentos de felicidad y aliento en los momentos difíciles.

A mis padres, que vivieron este camino junto a mí enseñándome y alentándome. A mi madre Amparo Galván y mi padre Sergio Polanco, gracias a ambos.

A mis amigos, con los cuales reforcé mis ideas además de pasar increíbles momentos.

A todos ellos, gracias.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui por las oportunidades brindadas durante mi estancia en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería. Gracias a su guía y consejo.

Al Dr. José Camargo Pérez por su asesoramiento y enseñanza de los procesos espectrales y modelación analítica. Sus valiosas lecciones me acompañaron durante la realización de este proyecto.

Al Ing. Castillo Román por su valiosa aportación de información de señales experimentales además de su apoyo.

A mis compañeros de servicio social y laboratorio, por su invaluable apoyo y convivencia.

A la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, institución donde cursé mis estudios y tuve grandes momentos académicos y no académicos.

A la Secretaría de Educación Pública (SEP) en el Programa Para el Desarrollo Profesional Docente, para el Tipo Superior (PRODEP) **511-6/18-9344**, Proyecto **BUAP-PTC-596** por la oportunidad de desarrollo de este proyecto.

Contenido

RESUMEN.....	1
1 INTRODUCCIÓN	2
1.1 Objetivos	5
2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA E INSTRUMENTACIÓN	6
2.1 Localización y construcción	6
2.2 Suelo en el edificio de estudio.....	8
2.2.1 Frecuencias esperadas del suelo.....	15
2.3 Descripción estructural.....	18
2.4 Daños en la estructura por el sismo de 2017.....	23
2.5 Descripción de la instrumentación	24
3 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN EDIFICIOS.....	26
3.1 Antecedentes.....	26
3.2 Estimación empírica de la frecuencia fundamental.....	29
3.3 Instrumentación	33
3.4 Métodos de determinación experimentales.....	33
3.4.1 Métodos paramétricos y no paramétricos	34
3.5 Análisis en el dominio del tiempo	34
3.5.1 Corrección de línea base	34
3.5.2 Ventanas de Ponderación.....	35
3.5.3 Diezmado	36
3.5.4 Filtros y ventanas	36
3.6 Análisis en el dominio de la frecuencia	38
3.6.1 La transformada de Fourier.....	38
3.6.2 Espectro de Amplitudes de Fourier.....	39
3.6.3 Función de transferencia	40
3.6.4 Densidad espectral	41
4 METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS.....	43
4.1 Procedimiento de registro	43

4.2	Procedimiento de cómputo.....	44
4.3	Procedimiento de análisis espectral.....	44
4.3.1	Estimación de las frecuencias	45
4.3.2	Estimación de amortiguamiento.....	45
4.3.3	Estimación de las propiedades dinámicas del suelo.....	46
5	METODOLOGÍA PARA EL MODELADO ANALÍTICO.....	48
5.1	Antecedentes.....	48
5.2	Modelado del edificio	51
5.3	Consideraciones de modelado	51
5.3.1	Cargas de análisis.....	51
5.3.2	Módulo de elasticidad del concreto	53
5.3.3	Factor de zona rígida.....	55
5.3.4	Modelado de muros de mampostería	56
5.3.5	Modelado de escaleras	57
5.3.6	Definición elementos	60
5.4	Modelos a estudiar	63
5.4.1	Variación de módulo de elasticidad del concreto	63
5.4.2	Variación de zona rígida en unión Viga-Columna.....	64
5.4.3	Modelación de escaleras	65
5.4.4	Modelación de muros.....	65
5.4.5	Modelos de distribución de muros	65
6	RESULTADOS	70
6.1	Análisis espectral.....	70
6.1.1	Propiedades dinámicas del suelo.....	70
6.1.2	Propiedades dinámicas de la estructura.....	73
6.1.3	Resumen de Frecuencias experimentales.....	81
6.2	Modelos calibrados	82
6.2.1	Modelo con variación del módulo de elasticidad del concreto	82
6.2.2	Modelo con variación del factor de zona rígida.....	83
6.2.3	Modelación de escaleras	85
6.2.4	Modelación de muros.....	87
6.2.5	Modelos de distribución de muros	89
6.3	Comparación de frecuencias	101
6.3.1	Variación de frecuencias analíticas con experimentales.....	101
6.3.2	Estimación de ecuaciones empíricas.....	103
6.3.3	Comparación de estimaciones empíricas con frecuencias experimentales	105
7	CONCLUSIONES.....	107
8	REFERENCIAS.....	113

RESUMEN

El edificio ING-4 de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla es una estructura de losa nervada apoyada sobre columnas de acero construido en 1968. Durante los sismos de septiembre de 2017, la estructura sufrió desplazamientos significativos, por lo que se pretende estimar la respuesta estructural en términos de frecuencias utilizando registros de vibración ambiental y su análisis con cocientes espectrales. Los resultados de las pruebas de vibración ambiental permitirán la calibración de modelos analíticos por computadora que aproximarán la respuesta real del edificio.

ABSTRACT

The ING-4 building of the Meritorious Autonomous University of Puebla is a structure of flat slab supported over steel columns constructed in 1968. During the earthquakes of September 2017 the structure suffered significant displacements, for this reason it is pretended to estimate the structural response in frequency using environmental vibration and its analysis with spectral quotients. The results of environmental vibrations tests will allow the calibration of computer analytic models that proximate the real response of the building.

1 INTRODUCCIÓN

Toda estructura está sujeta a vibraciones que tienen su origen en diferentes factores como el viento, la actividad humana, los sismos entre otros. Estas vibraciones someten a las estructuras a configuraciones de esfuerzos y deformaciones que ameritan un análisis de la respuesta dinámica para la comprensión de su comportamiento y garantizar un buen desempeño.

Los sismos son el factor principal de estudio en la respuesta dinámica puesto que los esfuerzos y deformaciones son de magnitudes tales que en ocasiones pueden inducir a la falla. Sin embargo, las vibraciones causadas por otros factores no deben ser ignoradas.

En el caso de la vibración ambiental el riesgo al que están sometidas las estructuras es mínimo. Pero, gracias a estudios como el de Trifunac (1972), Nakamura (1989), Celebi (2013), Safak y Çakti (2014), la vibración ambiental es utilizada en la determinación de las características dinámicas del suelo y estructuras. La información generada por estos análisis es de gran ayuda para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad estructural, así como de la revisión y comparación de teorías existentes.

México es un país con alta sismicidad. Los movimientos en la falla de subducción entre la placa de cocos y la placa norteamericana además de fallas intraplaca generan la liberación repentina de energía acumulada en las placas tectónicas. Este evento provoca una aceleración del suelo que viaja en todas direcciones a través de los diferentes materiales en forma de ondas que, en función de diversos factores, se atenúan y disipan además de ser influenciadas por los efectos de sitio.

Los efectos locales o de sitio son de especial interés en el análisis estructural. Las aceleraciones que experimenta un edificio varían de un sitio a otro dependiendo las diferentes condiciones del suelo.

La Ciudad de Puebla sufre de alta sismicidad debido a su ubicación cercana a la zona de subducción de placa de cocos y placa Norteamericana, además de fallas geológicas que cruzan el territorio. Esta sismicidad provoca daños estructurales y pérdidas humanas como en los eventos de 1985, 1999 y 2017 por nombrar algunos.

Ciudad Universitaria de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla es un punto de encuentro importante de estudiantes, profesores y ciudadanía. En caso de un evento sísmico el riesgo humano es elevado por lo cual resulta importante analizar su vulnerabilidad ante un evento sísmico

Un concepto recurrente en la identificación de las propiedades dinámicas de un edificio es el análisis de la respuesta a vibraciones causadas por diversos factores como el aire y la actividad humana que, en conjunto, son denominados vibraciones ambientales.

Los métodos de estudio a partir de la vibración libre dependen de una fuerza de excitación que permitan asimilar esta condición libre en una estructura. Es por eso que en la práctica resulta difícil encontrar este tipo de fuerza a menos que se tenga una instrumentación de tiempo completo que pueda medir los desplazamientos debidos a ráfagas de viento. Para una vibración forzada se necesita equipo especial para emitir una señal de excitación a la estructura que resulta ser complejo en su operación y calibración además de la necesidad de probar previamente su comportamiento a diferentes rangos de frecuencias y ambientes de trabajo (Bien & Zwolski, 2019).

El análisis de la vibración ambiental se lleva a cabo con los datos obtenidos de acelerómetros que registran las aceleraciones presentes en el edificio. Los análisis de aceleraciones se pueden hacer en dos dominios: El dominio del tiempo y el dominio de la frecuencia.

Resulta importante la aplicación de una metodología con el fin de minimizar los errores que pudieran ocurrir en el proceso de transformación de los datos en el dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, donde se es capaz de analizar sus propiedades dinámicas (Døssing, 1988), (Safak & Çakti, 2014).

El análisis de registros de vibración ambiental lleva a resultados confiables y relativamente rápidos además de que no necesita demasiada instrumentación mientras se ubique en puntos estratégicos con los criterios pertinentes (Ivanovic, Trifunac, & Todorovska, 2000).

Esta investigación tiene como propósito identificar las frecuencias fundamentales de una estructura en Ciudad Universitaria. La identificación se realiza por medio del análisis y procesado de datos obtenidos con registros de vibración ambiental y modelos analíticos calibrados para dichas condiciones. Así mismo se obtendrá el periodo fundamental del suelo en la vecindad de la estructura.

Además, se pretende la construcción de modelos analíticos de la estructura con el fin de observar la interacción de elementos estructurales en una vibración ambiental. Para ello, la información experimental servirá para la calibración de estos modelos.

1.1 Objetivos

- **Objetivo principal**

Identificación de las características dinámicas de la estructura por medio de un análisis espectral y calibración de modelos analíticos lineales que representen a la estructura para las condiciones de una vibración ambiental.

- **Objetivos específicos**

- Analizar los estudios previos y relacionarlos con el estudio presente.
- Identificar las características dinámicas del suelo.
- Identificar las características dinámicas del edificio.
- Crear modelos analíticos del edificio.
- Estudio de resultados y conclusiones.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA E INSTRUMENTACIÓN

2.1 Localización y construcción

El edificio con uso de aulas es el designado por la universidad como ING-4 (Imagen 1) perteneciente a la facultad de ingeniería dentro del campus de Ciudad Universitaria (Imagen 2); ubicado en Boulevard Valsequillo s/n, San Manuel, 72570 Puebla, Puebla. Su construcción formó parte de la primera etapa de Ciudad Universitaria junto con los edificios y vialidades de otros colegios. El Arquitecto Alberto Velasco Adalid, director general de Obras Públicas del estado en tiempos de la construcción, anunció que se daría inicio a las obras de CU el 24 de febrero de 1968, terminándose la construcción el 15 de diciembre de ese mismo año y entregándose a la comunidad universitaria en enero de 1969 (Gómez Bonilla, 1998).



Imagen 1. Edificio ING-4.

2.2 Suelo en el edificio de estudio

El estudio del suelo es fundamental en la comprensión de la respuesta de un edificio como elemento en el cual se sitúa. Factores como la historia geológica, topografía, propiedades mecánicas del material entre otros, determinan el impacto que tendrá la propagación de las vibraciones, naturales o artificiales, con los elementos en contacto.

Conocer las propiedades dinámicas del suelo permite correlacionar información con las propiedades dinámicas del edificio para establecer medidas de seguridad y desempeño.

Con el precedente de la zonificación sísmica de Auvinet en 1976; Chavez-García, Cuenca, Lermo, y Mijares (1995) presentan un estudio en 39 puntos distribuidos alrededor de la Ciudad de Puebla. El análisis de los efectos de sitio se realizó con análisis de microtemores y registros sísmicos disponibles. Las frecuencias fundamentales y la amplificación dinámica se obtuvieron utilizando cocientes espectrales.

El rango de frecuencias fundamentales encontrados por Chávez-García *et al.* Va de 0.40 a 0.50 Hz ubicando las frecuencias menores al noreste de la ciudad. Además, para el área de CU en la estación CIVIL (Facultad de Ingeniería) reporta una frecuencia de 1.66 Hz.

Azomoza, Vera y Reyes (1998) ubican a la ciudad de Puebla con una gran presencia de suelos tobáceos. Específicamente, en la zona centro, suelos lacustres; en la zona sur, arcillas expansivas delimitadas desde la avenida 31 poniente al trazo de periférico ecológico. El estudio destaca la existencia de formaciones con afloramientos de basaltos, andesitas y calizas en el centro (cerros de Loreto y Guadalupe) y al poniente (Cerro de San Juan). Esta investigación concluye con un mapa de zonificación geotécnica que sirve para otras investigaciones.

Aguilar, Romero y Rendón (2015) ocupan la zonificación propuesta de Azomoza para ubicar ocho sitios al sur de la ciudad en una zona identificada como depósitos eólicos de origen volcánico, donde realizan pruebas “*Down hole*” y SPT. Las pruebas permitieron conocer la velocidad de propagación de ondas de corte y así determinar la frecuencia fundamental. Las frecuencias obtenidas se encuentran entre 2.94 Hz a 4.54 Hz.

Para la zona del Centro Histórico Ferrer *et al.* (2012) Obtienen registros de vibración ambiental de 362 puntos, esquina por esquina, los cuales se analizan con la técnica de

Nakamura. Los periodos determinados se observan comprendidos entre 1.70 Hz a 10.00 Hz; aunque, en algunos sitios, se encontraron grandes diferencias entre las frecuencias a pesar de su cercanía.

En un principio, la diferencia entre puntos cercanos se atribuyó a la diversidad de materiales. Sin embargo, después de siguientes investigaciones, se encontró congruencia con túneles históricos descubiertos a finales de 2015.

Para el caso de CU, Azomoza (1998) ubica la zona como un suelo de arcillas expansivas, mientras que, el atlas de peligros naturales del municipio de Puebla (2008) reporta la zona “Jardines de San Manuel” con un suelo de aluvión y tobas con una frecuencia de 1.25 Hz.

Con la finalidad de crear un espectro de sitio para Ciudad Universitaria, Ortiz-Silva (2016) realiza el registro de 20 sitios seleccionados de manera representativa del área total. Identifica el periodo fundamental del suelo en cada sitio por medio de la técnica de Nakamura. Las frecuencias van de 1.11 Hz a 2.00 Hz.

Además, Ortiz-Silva realiza pruebas de vibración ambiental en dos edificios de la facultad de Ingeniería. Compara los resultados con su modelado analítico con el fin de hacer una revisión de la vulnerabilidad estructural. Con esta información emite una propuesta de mapa de riesgo sísmico en CU.

En el mapa de riesgo sísmico ubica los edificios que requerirían mayor atención en caso de un evento sísmico similar al del 15 de Junio de 1999. De entre los edificios nombrados, menciona al edificio de este estudio de la facultad de ingeniería como edificación de riesgo sísmico medio según su clasificación propuesta.

Posteriormente, Ontiveros (2017) retoma la determinación del comportamiento dinámico de los suelos en CU desde el enfoque Geotécnico.

La vibración ambiental se llevó a cabo con un arreglo de 15 sensores formando sub-arreglos triangulares en la zona del jardín botánico. Analiza la información con el método de auto correlación espacial “*SPAC*” y el método del cociente de Nakamura. También realiza el método de cocientes espectrales aplicado a cuatro registros sísmicos de la estación UAPP dentro del área.

Ontiveros incorpora los periodos obtenidos por Ortiz-Silva (2016) con los de su investigación para presentar una propuesta de microzonificación geotécnica, un mapa de isoperiodos y un mapa de microzonificación sísmica.

En estos mapas se puede apreciar la definición de tres zonas:

Zona I, ubicada en la zona de Arena BUAP, actual construcción de torre de rectoría y parte de la facultad de Ingeniería. Pertenece a un suelo de arenas arcillosas de compacidad media a densa y frecuencias entre 1.43 Hz a 1.54 Hz.

Zona II, localizada en el círculo Infantil, estadio universitario, jardín botánico y parte de la facultad de economía. Corresponde a un suelo de arena arcillosa con compacidad suelta a media y frecuencias 1.25 Hz a 1.43 Hz.

Zona III, localizada en las facultades de Ingeniería, Arquitectura, Ciencias de la Computación y parte de Ciencias Químicas. También tiene presencia en el área de Biblioteca Central y edificios Multiaulas. El suelo presente es de arcilla y arcilla limosa de baja compresibilidad y mediana expansibilidad con valores de frecuencia de 1.17 Hz a 10.00 Hz.

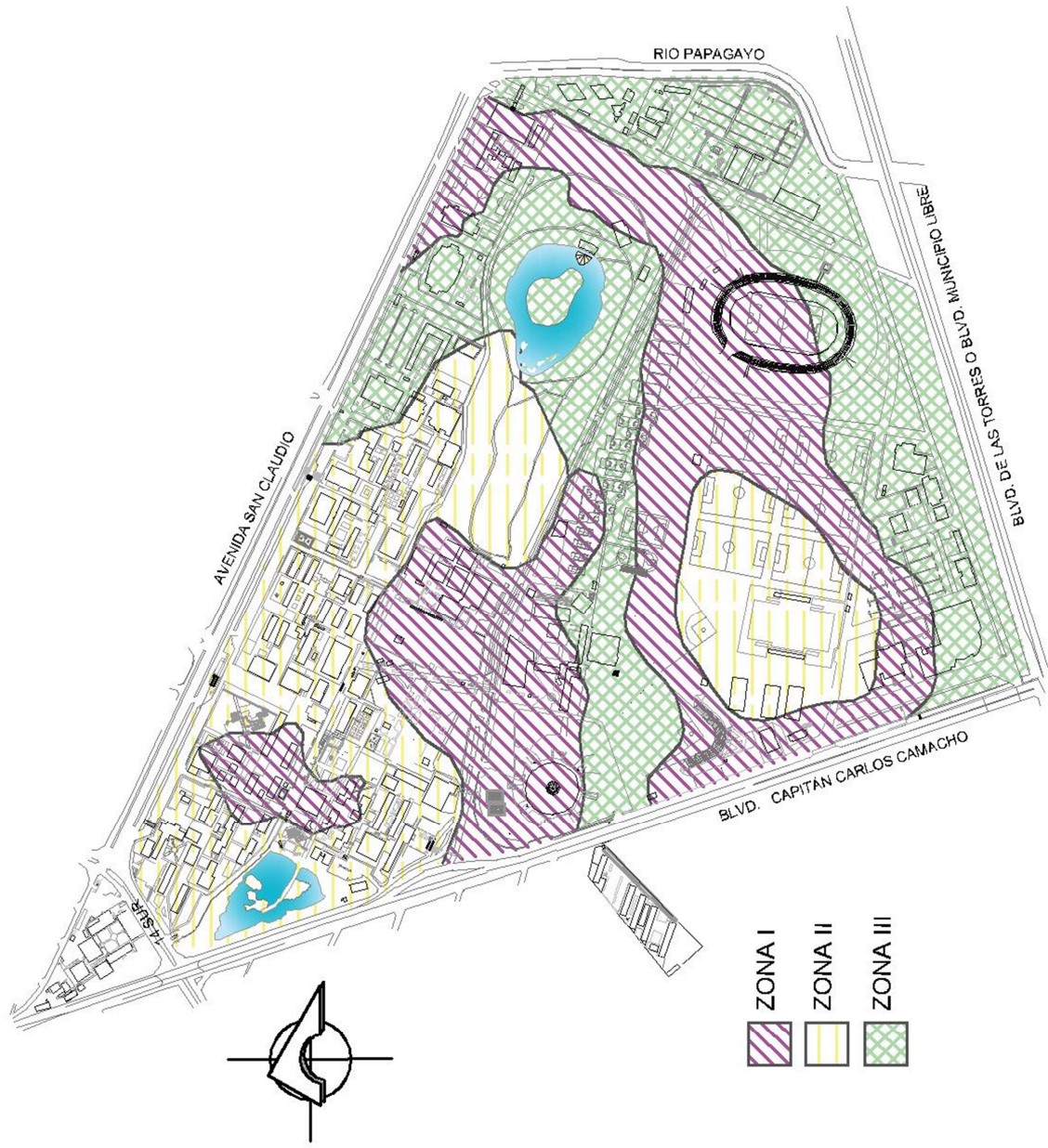


Imagen 3. Micro zonificación sísmica propuesta por Ortiz-Silva 2016.

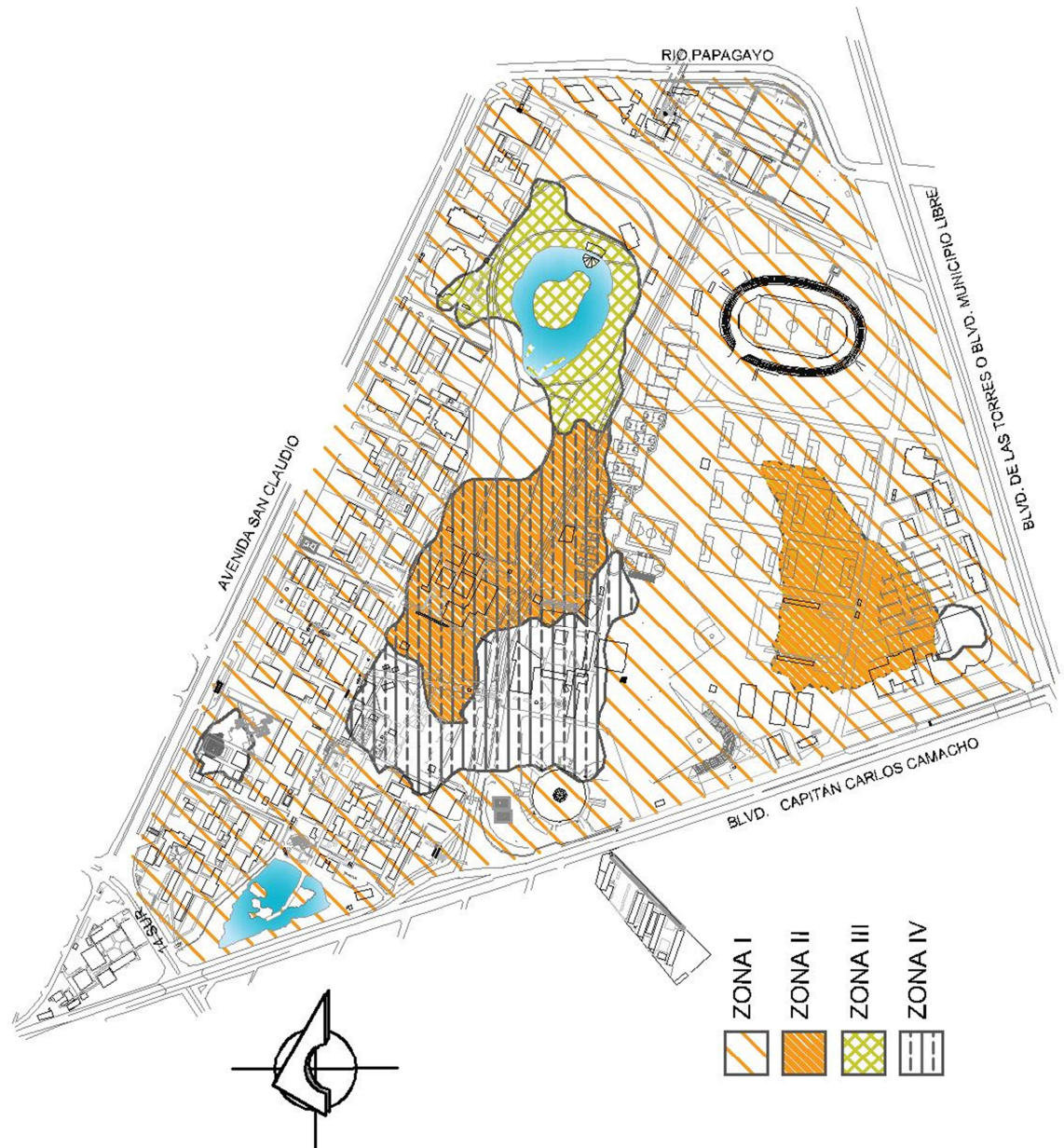


Imagen 4. Mapa de Microzonificación geotécnica propuesto por Ortiz-Silva (2016)

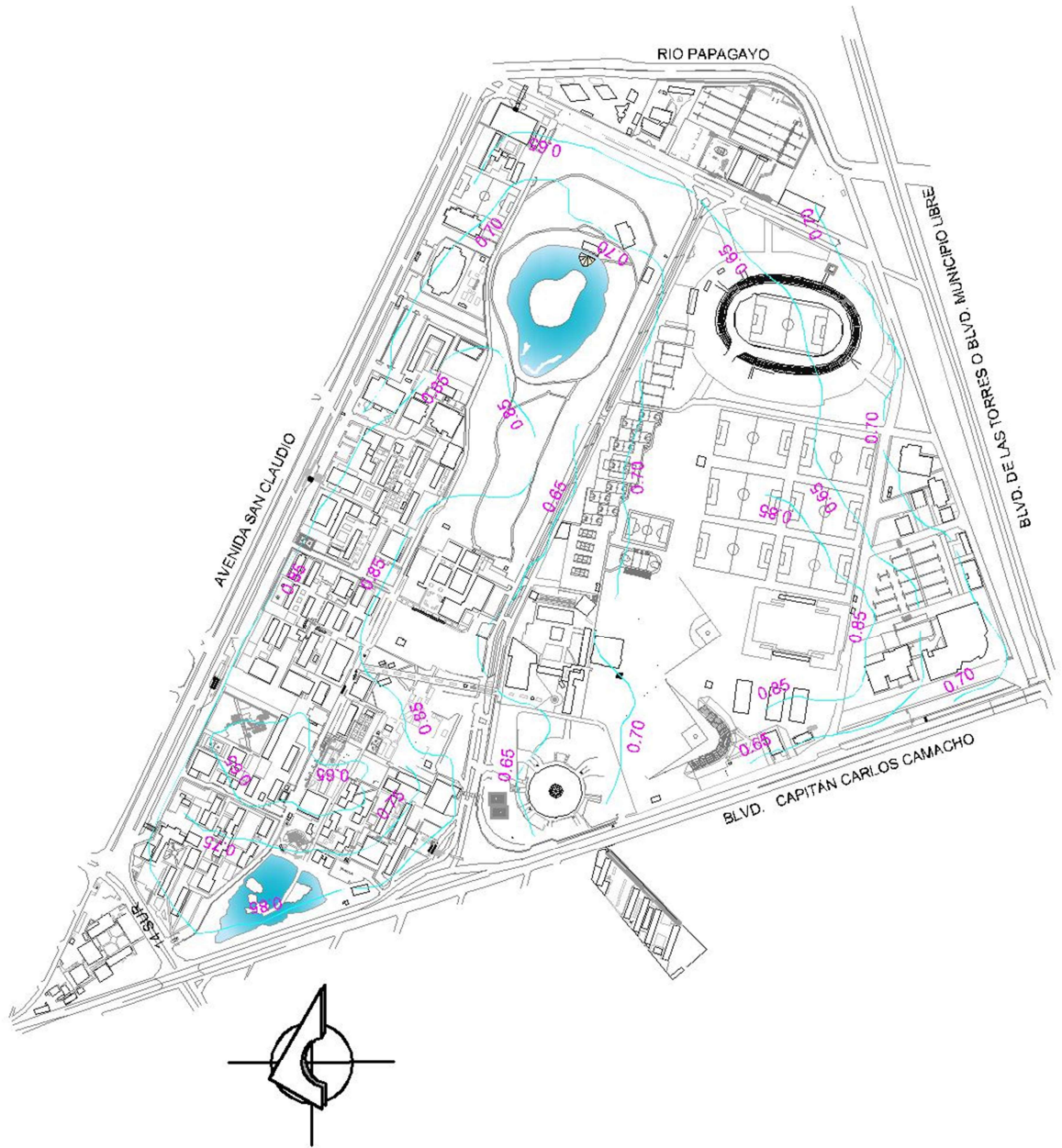


Imagen 5. Mapa de Isoperiodos propuesto por Ortiz-Silva 2016.

Ontiveros analiza la información de doce estudios de mecánica de suelos realizados en CU. De acuerdo a estos estudios, en la facultad de ingeniería hay información de tres sitios al rededor del edificio de estudio, siendo “Edificio Docente” el más cercano, se resumen en la Tabla 1.

Observando los cortes estratigráficos en la investigación de Ontiveros, se destaca que en el área de la facultad de ingeniería se encuentra un depósito de arcilla limosa con arena que llega a una profundidad aproximada de 14 metros desde el nivel de la superficie.

Tabla 1. Datos obtenidos de estudios de mecánica de suelos (Ontiveros, 2017).

Nuevo edificio 3		
$f_0 = 1.19$ Hz	Descripción	Z (m)
	Capa vegetal	0.00-0.60
	Arcilla Limosa con Arena	0.60-15.00
Edificio docente		
$f_0 = 1.45$ Hz	Descripción	Z (m)
	Capa vegetal	0.00-0.60
	Arcilla (CL)	0.60-4.20
	Arena arcillosa	4.20-10.20
Nuevo edificio Facultad de Arquitectura		
$f_0 = 1.33$ Hz	Descripción	Z (m)
	Capa vegetal	0.00-1.80
	Arcilla (CL)	1.80-2.40
	Arena arcillosa	1.80-10.00

En la microzonificación geotécnica propuesta por Ontiveros, es observable que la facultad de ingeniería se encuentra en dos zonas: Una zona compuesta por arenas arcillosas y otra compuesta por acillas de baja compresibilidad.

Sobre los límites de materiales, Ontiveros menciona la dificultad de determinarlos con precisión debido al bajo número de sondeos geotécnicos disponibles, a pesar de la incertidumbre de estas limitaciones, se puede determinar que las arcillas son el suelo predominante en la zona de estudio.

En los estudios de Ortiz (2016) se cuenta con veinte registros de vibración ambiental además de los registros en planta baja, entrepiso y planta de azotea de los edificios 7 y 8 de la facultad de ingeniería. La frecuencia fundamental del suelo más cercano al edificio de estudio, identificado con vibración ambiental, se reporta de 1.18 Hz.

Este periodo tiene cierta incertidumbre ya que el registro se ubicó aproximadamente a 100 metros de la facultad de ingeniería en un punto más elevado. Retomando lo mencionado por Ontiveros, la zona tiene cambios drásticos de material y límites imprecisos. Esto hace indispensable el análisis de las propiedades dinámicas en los suelos de la vecindad del edificio de estudio.

2.2.1 Frecuencias esperadas del suelo

En los estudios de Ontiveros (2017), las frecuencias del suelo identificadas corresponden a correlaciones de mecánica de suelos. El punto de registro de campo libre de esta investigación se ubica cercano al nombrado por Ontiveros como “Nuevo edificio 3”. Este punto tiene una frecuencia identificada de 1.19 Hz.

De acuerdo a la propuesta de Microzonificación sísmica de Ontiveros, el punto de registro se encuentra en una zona límite entre una zona II, con frecuencias esperadas entre 1.42 Hz y 1.53 Hz, y zona III con frecuencias entre 1.00 Hz a 1.17 Hz.

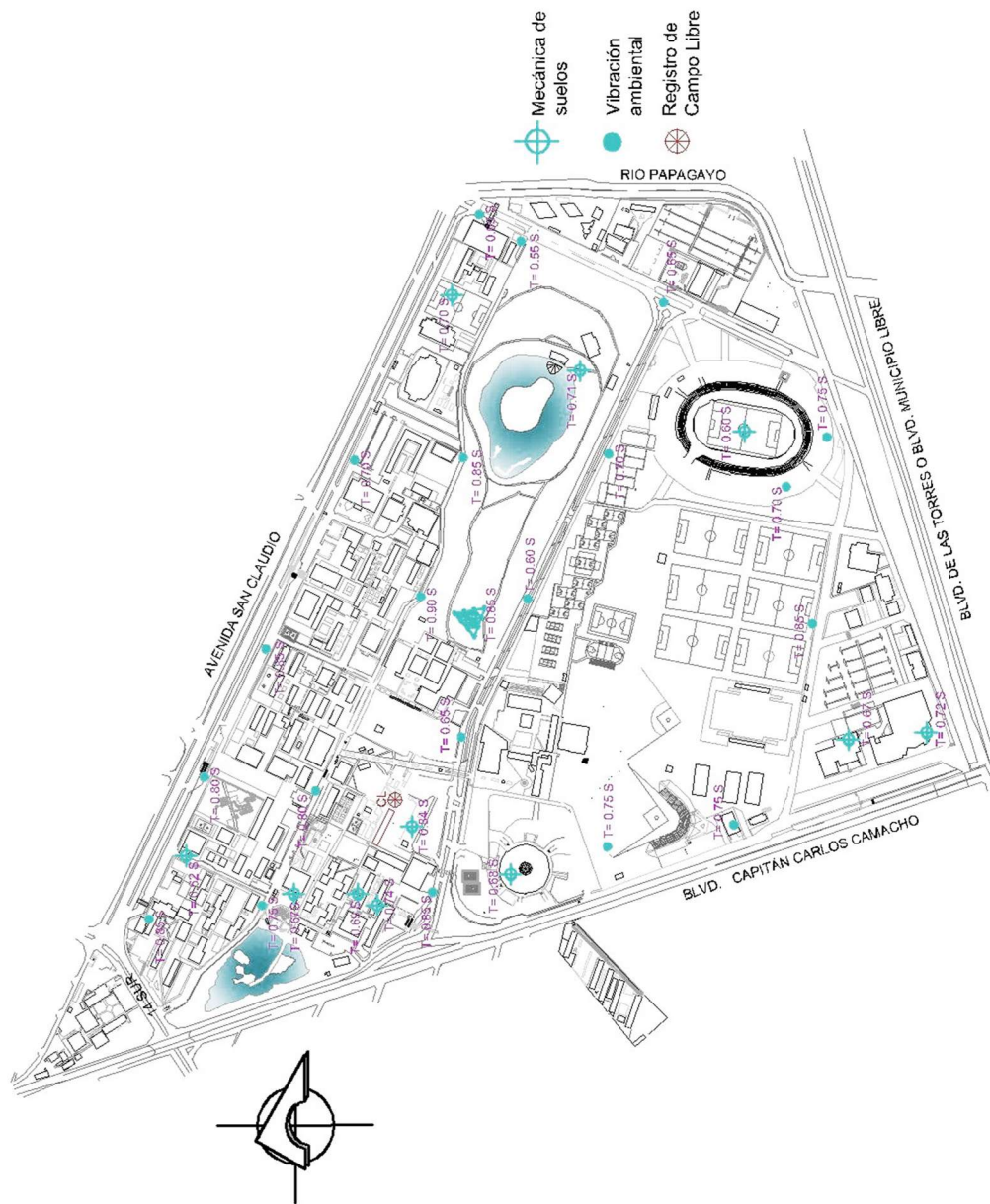


Imagen 6. Mapa de CU con periodos identificados por Ontiveros y Ortiz.

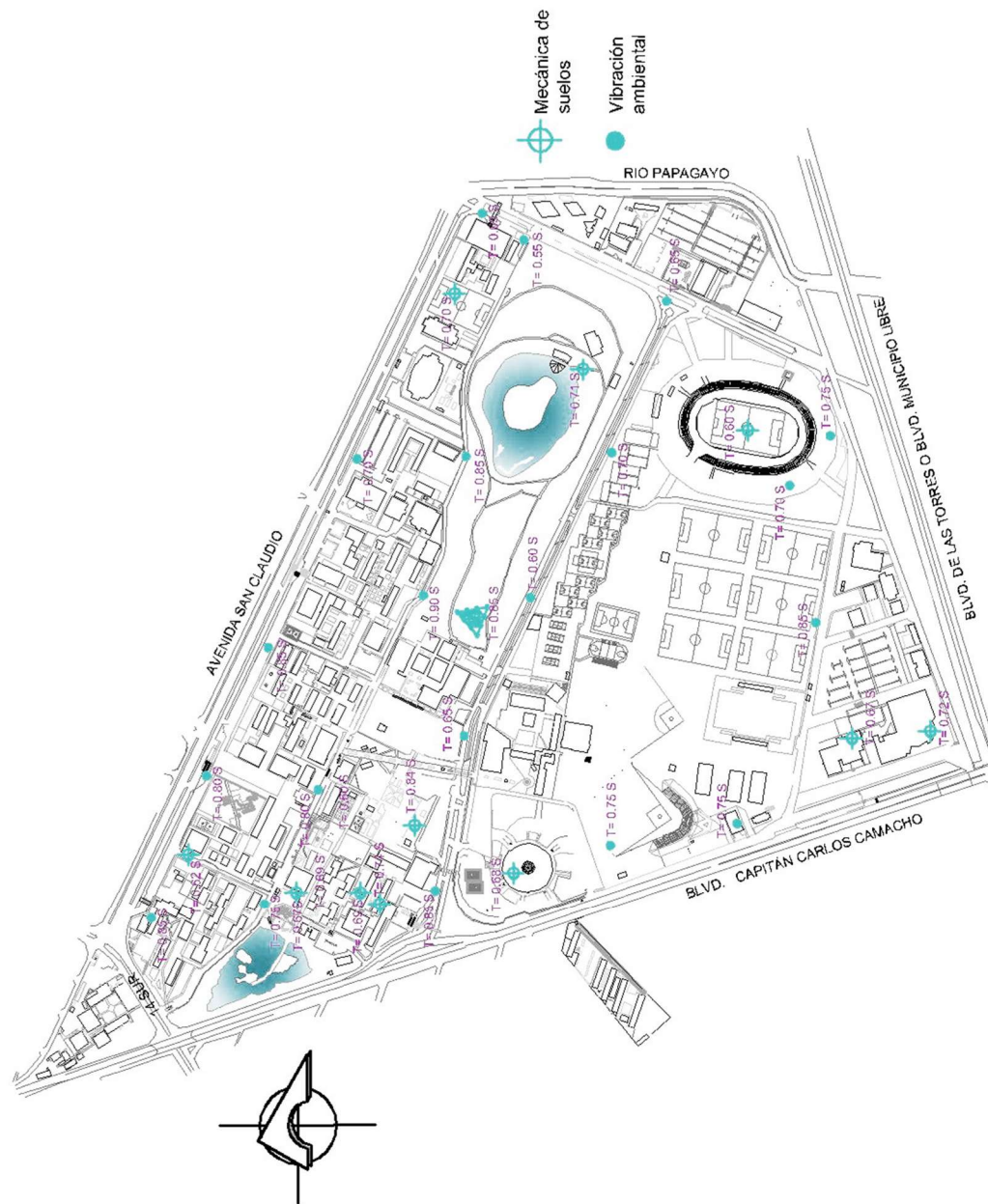


Imagen 7. Ubicación de registros de vibración ambiental y mecánica de suelos de Ortiz-Silva y Ontiveros.

2.3 Descripción estructural

La estructuración del edificio consta de un sistema de losa plana conectado a columnas de acero. El edificio descansa sobre una cimentación de zapatas corridas en el sentido corto y trabes de liga. Los muros de mampostería están conformados por tabique rojo recocido con espesores variables de 15 y 30 cm.

El edificio consta de tres niveles, planta baja con uso de oficinas administrativas y dos entresijos con uso de aulas. La fachada de acceso está orientada al noroeste en su dimensión más larga.

La planta baja tiene dimensiones rectangulares de 57.7 m por 8 metros (Imagen 9) mientras que las dimensiones de los entresijos 57.7 m por 10.6 m (Imagen 10). Esto es por un pasillo en voladizo de 2.6 m de ancho que corre a lo largo del lado norte de la estructura. La altura de planta baja es de 3.80 m y entresijos de 3.15 m (Imagen 8).

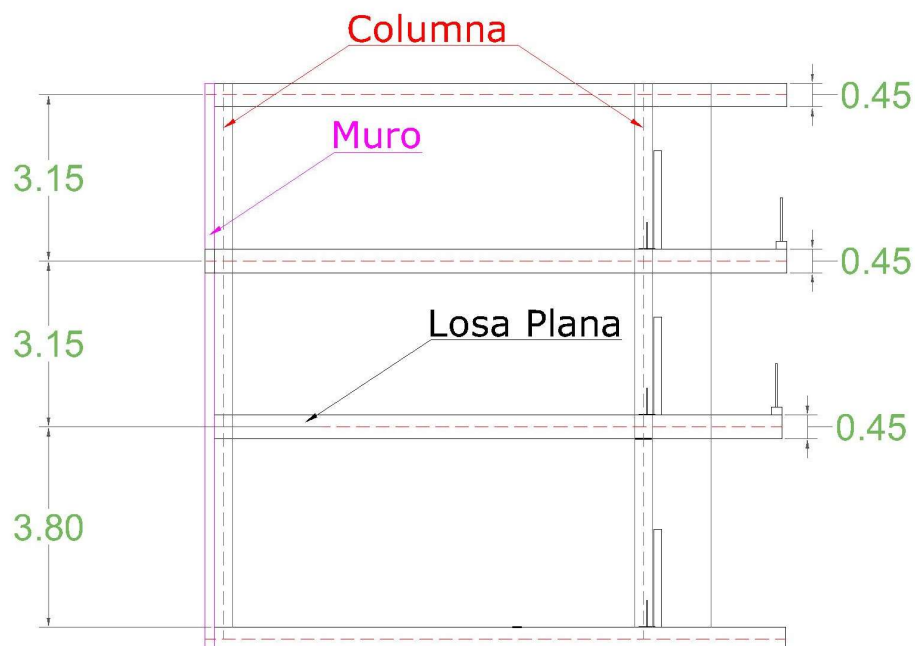


Imagen 8. Corte de entresijos.

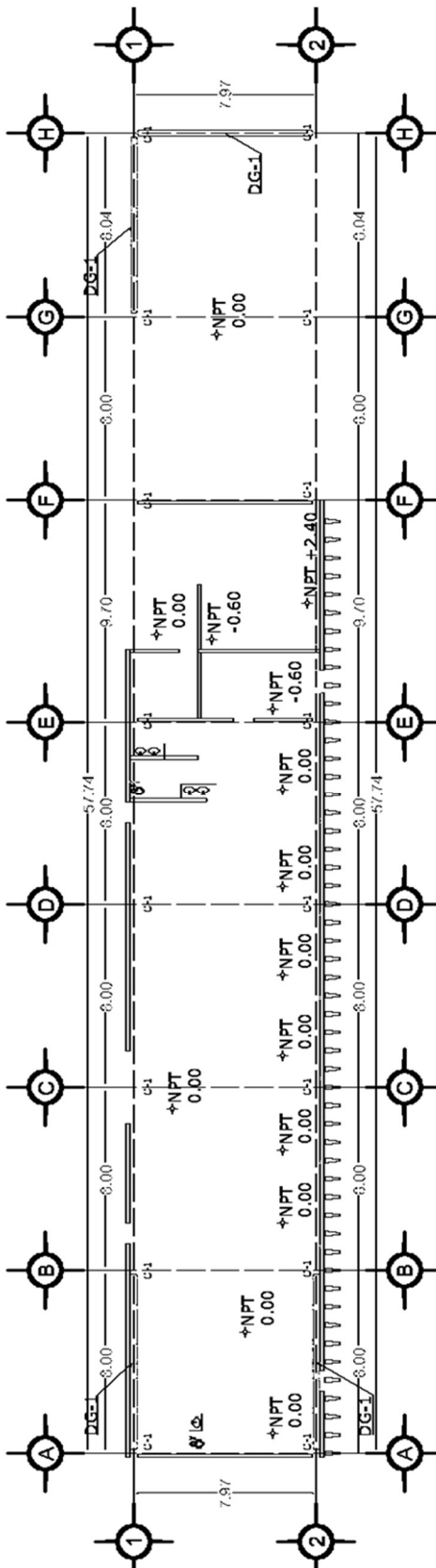


Imagen 9. Planta baja ING-4.

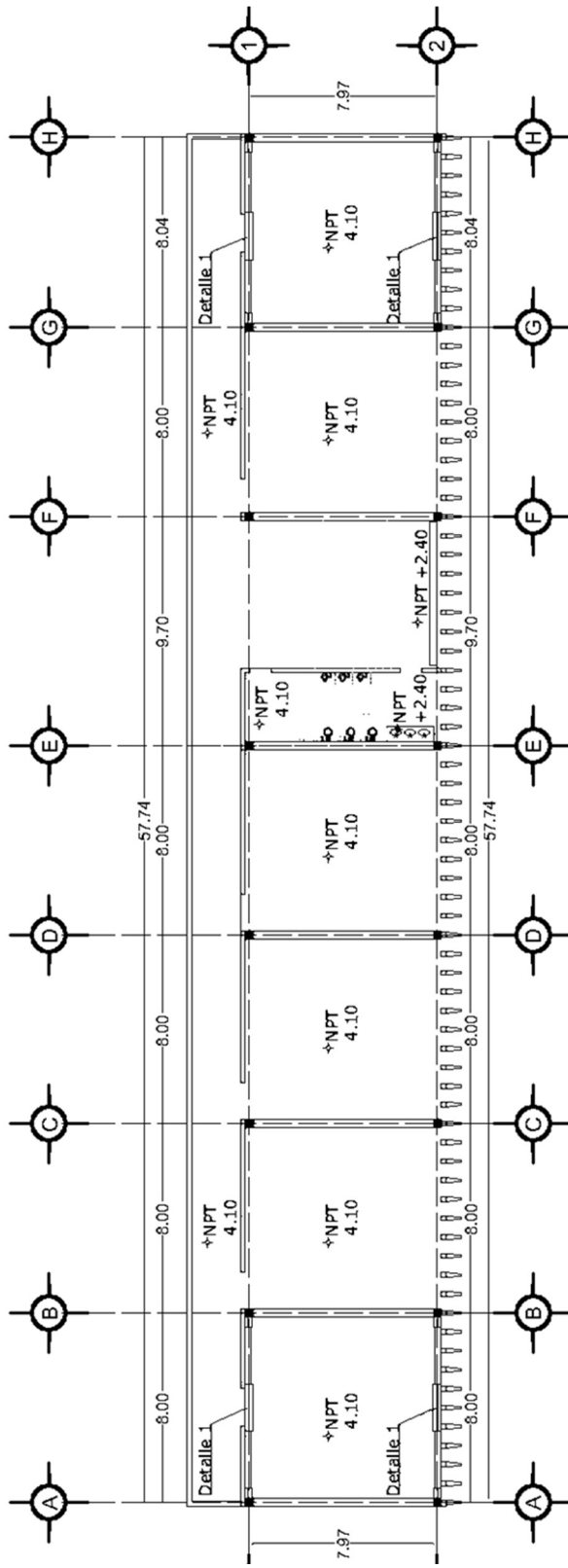


Imagen 10. Planta tipo ING-4.

Su estructuración consta de un sistema de losa plana aligerada y columnas de acero además de muros de mampostería para dividir las aulas.

Las columnas de acero son secciones compuestas con dimensión rectangular de 34 cm exteriores construidas con dos perfiles CE 305 mm X 44.64 kg/m (CE 12" x 30.00 lb/ft) y dos placas soldadas en los patines de 30 cm de largo y un espesor de media pulgada.

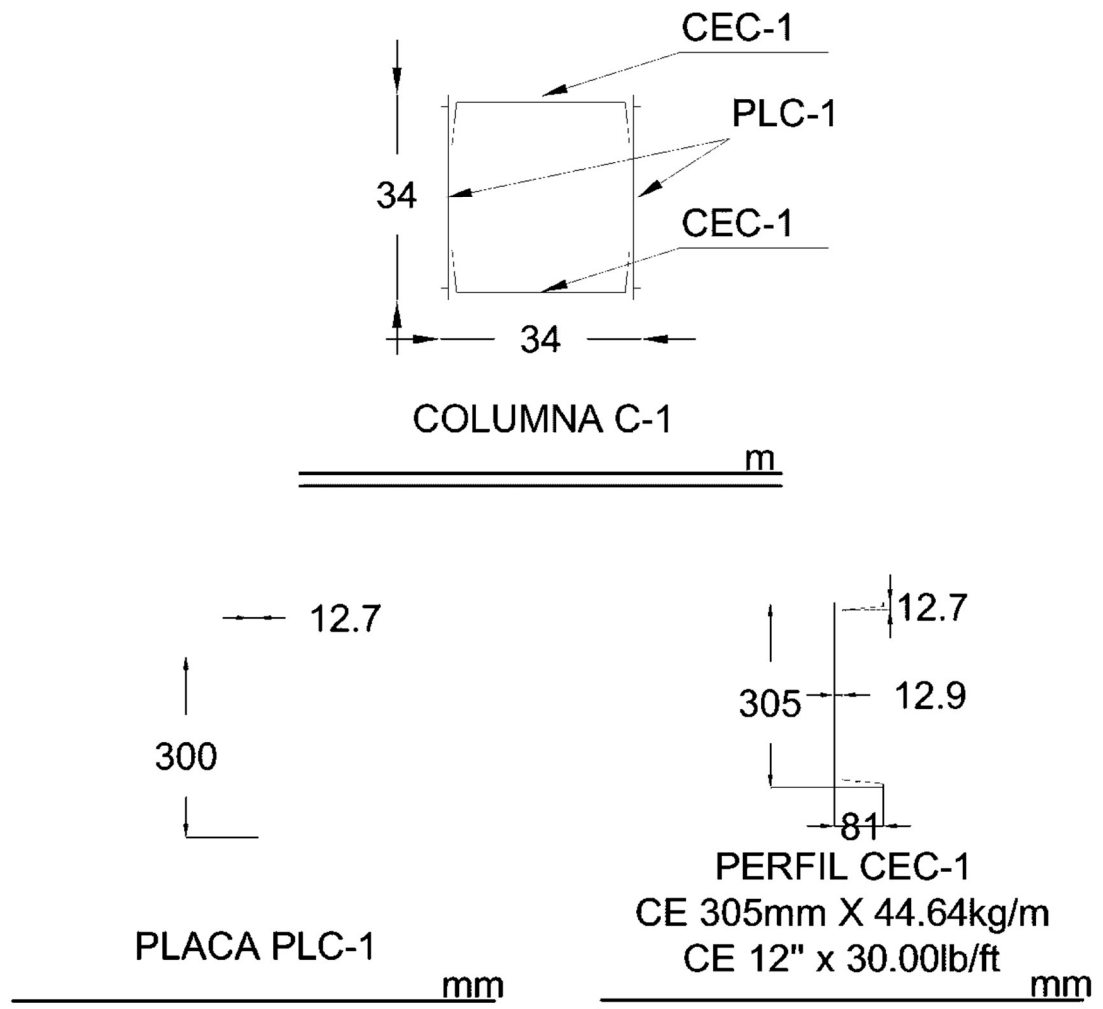


Imagen 11. Columna de acero tipo.

El sistema de losa plana aligerada se logró con nervaduras de concreto colado en el lugar con dimensiones variables en ambos sentidos. Para aligerar la losa, se usaron casetones de fibra de vidrio de 60x60x40 cm sobre la cual está una capa de compresión de 5 cm. En los pasillos, se colocó metal extruido con una capa de yeso para cubrir los vacíos dejados por el casetón por razones estéticas.

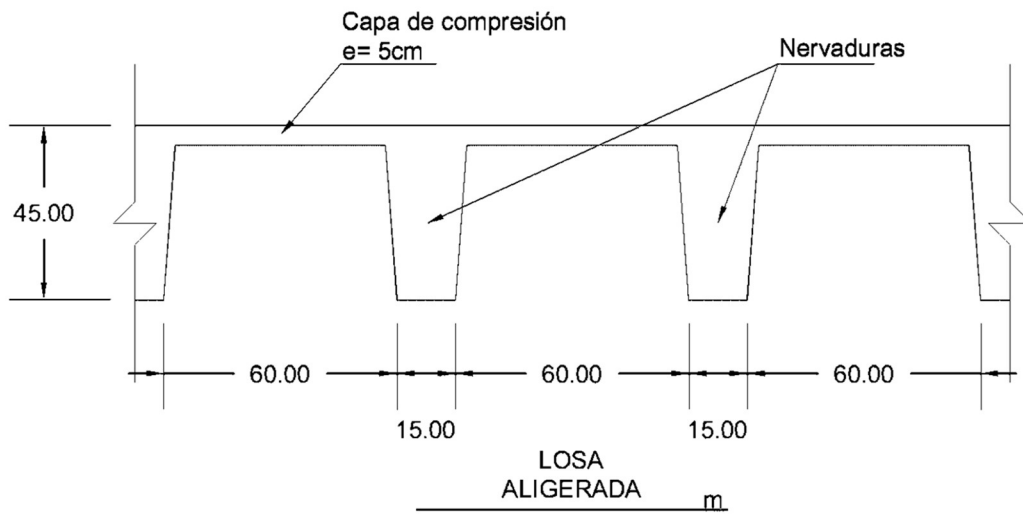


Imagen 12. Losa aligerada.

El cubo de escaleras permite el acceso a los niveles de aulas. Las rampas se construyeron con losa maciza y se encuentran restringidas por muros de mampostería. En los descansos, a media altura, se encuentra una viga de acero tipo "I" compuesta por placas soldadas que une las columnas aledañas.

Los muros están conformados por tabique rojo recocido. En la dirección transversal y a extremos del edificio, el espesor de muros es de 30 cm. Los muros que dividen las aulas tienen un espesor de 30 cm y se observan con una separación de 2 cm de las columnas.

En el caso de los muros longitudinales, estos se encuentran en el primer nivel del lado oeste hasta el cubo de escaleras en la cara norte y sur del edificio. En los niveles superiores

los muros se encuentran en la parte norte del edificio separados 3.5 cm de las columnas. La cara sur del edificio está cubierta por parasoles y ventanales desligados 0.8 cm.

2.4 Daños en la estructura por el sismo de 2017

El edificio sufrió fuertes desplazamientos durante los sismos de septiembre de 2017. Los muros de la zona de escaleras tuvieron agrietamientos apreciables en las juntas y hubo un desplome evidente. Por esta razón, el edificio fue desalojado y posteriormente reestructurado.

En una entrevista con el Maestro Villagrán (Villagrán, 2019), quien estuvo presente en una visita post-sísmica, se menciona que uno de los mayores daños se localizó en el cubo de escaleras. La escalera degolló al muro que lo confinaba por la gran intensidad del movimiento vertical al inicio del sismo.

El mayor desplazamiento del edificio se observó en la dirección longitudinal, y las columnas sufrieron una tendencia de desplome hacia el norte.

En algunos salones se mostró una marca incipiente en la unión de travesaños con columnas a medio módulo.

En la zona noroeste, el edificio colinda con un pasillo cubierto con cascarones de concreto con forma de paraboloides. Durante el sismo, estas estructuras golpearon con el edificio, dejando marcas visibles.

Las cancelerías y plafones de planta baja se encontraron fuera de su lugar después del movimiento. Además, frente a la zona noroeste, el piso se levantó.

Durante su reestructuración se hallaron las placas base de las columnas en mal estado. Algunos pernos estaban oxidados o se habían desintegrado, esto es debido al nulo mantenimiento desde su construcción a finales de los años sesenta.

2.5 Descripción de la instrumentación

Los datos de vibración ambiental en el edificio hacen posible el cálculo de espectros de potencia de diferentes puntos de la estructura y campo libre.

Con el objetivo de determinar los daños posteriores al sismo del 19 de septiembre, Castillo (Castillo Román, 2019) realizó una toma de registros de vibración ambiental en noviembre de 2017. Los puntos medidos corresponden a campo libre (CL), y tres puntos en la azotea de la estructura en el centro geométrico (AZ-C), al sureste (AZ-SE) y al noroeste (AZ-NW).

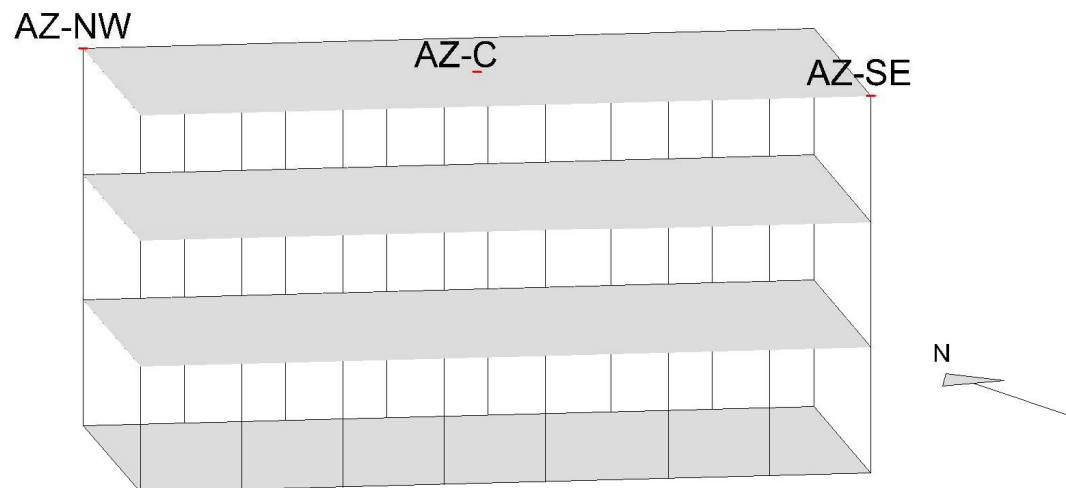


Imagen 13. Isométrico del edificio y ubicación de puntos de registro.

Imagen 14. Ubicación en planta de los puntos de registro.

Los registros se llevaron a cabo con un acelerómetro obteniendo aceleraciones en las componentes longitudinal, transversal y vertical. El edificio se encontraba vacío en el momento de la toma de datos después de que fuera desalojado por los eventos sísmicos de septiembre. Cabe mencionar que el registro de las vibraciones en cada punto no representa un mismo evento.

Los datos obtenidos contaron con diferentes frecuencias y tiempos de muestreo. El registro CL cuenta con una frecuencia de muestreo de 50 datos por segundo y 1183 s. Los registros AZ-C, AZ-SE y AZ-NW comparten la frecuencia de muestreo de 100 datos por segundo con tiempos de grabación de 1070, 922 y 2364 segundos respectivamente. Para el procesamiento de los cocientes espectrales de las señales de azotea se filtraron y diezmaron para coincidir con las señales de campo libre.

3 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN EDIFICIOS

3.1 Antecedentes

El estudio de las vibraciones ambientales en edificios surge a principios de los años treinta. Sin embargo, es hasta finales de los años sesenta, en California, donde renace en un especial interés para la determinación de frecuencias fundamentales y modos de vibración de grandes estructuras.

Desde los primeros estudios de vibración ambiental se tenía en mente el uso de esta técnica rápida y económica para el monitoreo sísmico. La colocación de instrumentación en una estructura da información importante para la reconstrucción de la respuesta y su comparación con modelos matemáticos. Este intercambio de información hace posible la comprensión del efecto sísmico (Celebi, 2013).

En 1972, Trifunac compara las pruebas de vibración forzada y ambiental para dos estructuras: San Diego Gas and Electric Company y la librería Robert Millikan en el campus del instituto de tecnología de California. Este último resulta recurrente en los próximos años como un punto de estudio importante en la utilización de métodos basados en vibración ambiental.

La técnica de vibración ambiental ayudó a identificar las frecuencias fundamentales del edificio Millikan; además de comparar los resultados con otras técnicas de vibración forzada. De acuerdo a este estudio, en el rango lineal de excitación, las pruebas basadas en microtemores y vibraciones, inducidas por el viento, dan esencialmente los mismos resultados que los obtenidos por experimentos de vibración forzada.

Campañas posteriores en el edificio Millikan arrojaron datos útiles en la demostración de la variación de las frecuencias ante eventos sísmicos, como el terremoto de San Fernando en 1971, y por los efectos de interacción suelo-estructura. Los datos mostraron que el sistema de cimentación no tuvo que ver en el cambio del comportamiento dinámico; sin embargo, la superestructura sufrió una degradación de rigidez (Luco, Trifunac, & Wong, 1987).

En otro caso similar el edificio Van Nuys, construido en 1966 en California (Ivanovic, Trifunac, & Todorovska, 2000), contó con campañas de vibración ambiental con el fin de detectar daños ocasionados por el terremoto de Northridge en 1994. El edificio sufrió varios daños apreciables en sus elementos estructurales por lo que fue desalojado y reforzado temporalmente. Posteriormente, se comprobó que el uso de pocos equipos es útil para la determinación de las primeras frecuencias fundamentales; aunque, para un estudio detallado de la pérdida de rigidez de los elementos estructurales, es necesario una instrumentación compleja.

Existen antecedentes de vibración ambiental en edificios de acero como en el edificio San Diego Gas and Electric Company (Trifunac, 1970), en el cual se realizó una campaña de registro en 1969. El objetivo fue comparar los resultados con los datos arrojados por pruebas de vibración forzada (Kuroiwa, 1967). La instrumentación se realizó tomando como referencia el nivel 20 con dos sismómetros permanentes y dos sismómetros móviles colocados cada dos niveles inferiores. Las frecuencias características se obtuvieron a partir del cociente de los espectros de amplitudes de Fourier. Este cociente espectral brindó amplitudes proporcionales a la amplitud modal de cada nivel.

Con estos estudios se comprueba que las pruebas de vibraciones en estructuras son especialmente útiles para determinar los efectos de interacción suelo-estructura y las frecuencias fundamentales. Además, estas investigaciones funcionan como un punto de partida para la instrumentación sísmica y el monitoreo de la salud estructural.

En años recientes se cuenta con estudios de vibración ambiental aplicada a calibración de los modelos analíticos. Comúnmente en la práctica se ignoran ciertos efectos y elementos en la construcción de estos modelos. Además, la instrumentación en edificios se convierte en un tema recurrente en la literatura para la determinación de las propiedades dinámicas con vibración ambiental.

Espinoza, F. (1999) Trata los aspectos básicos referentes a la vibración ambiental, al modelado de estructuras y a la interacción suelo-estructura. Presenta los resultados del modelado de una estructura de mampostería y una estructura de concreto armado. En el estudio, analiza la evolución del periodo fundamental de un edificio durante sus etapas de

construcción. Espinoza concluye que los elementos no estructurales forman parte del sistema y por consecuencia son relevantes en la respuesta estructural.

Sobre los efectos de interacción suelo-estructura menciona su importancia en los eventos sísmicos pues disminuye el valor de la frecuencia fundamental; por lo tanto, su nivel de participación debe ser analizado, aunque la estructura se desempeñe en un rango elástico durante el sismo.

Ramírez, M. y Caamaño, J.A. (2002) analizan la respuesta de un edificio de concreto construido en Ciudad de México en 1977 y reforzado con dos edificios anexos según el RCDF-93. La amplia disponibilidad de datos de vibración ambiental y registros sísmicos hizo posible un estudio detallado de la respuesta. Se halló un aumento de rigidez del 54% y una disminución promedio del periodo fundamental del 22%.

En Galiote y Escobar (2006) se utiliza un criterio analítico de instrumentación de edificios que emplea las variaciones estadísticas de masa y rigidez. Estos parámetros sirven para la localización de daño estructural y su estimación en términos de pérdida de rigidez. Galiote y Escobar concluyen, entre otros aspectos, la posibilidad de identificar los modos de vibrar con pocos instrumentos de medición si estos son ubicados en el lugar correcto con el criterio adecuado.

En Ferretiz, J.J. (2007) Se construyen modelos elástico-lineales representativos de un edificio ubicado en una zona de suelo blando de Ciudad de México. Estos modelos tienen el fin de reproducir la respuesta del edificio en términos de frecuencia y desplazamiento. En esta misma investigación se emplea vibración ambiental y registros sísmicos para calibración de modelos y hacerlos lo más representativos posibles de condiciones de carga, deterioro de los elementos estructurales y aportación de elementos no estructurales entre otros.

En Soyoz *et al.* (2013) Se realiza una vibración ambiental y vibración forzada para un edificio en proceso de reestructuración en Turquía. La investigación trató de evaluar cuantitativamente aspectos significativos a la respuesta estructural, como la influencia de los muros divisorios, analizando las frecuencias antes, durante y después de la renovación. Durante la reestructuración se removieron los muros y se determinó un decremento de

aproximadamente 11% para la primera frecuencia modal. Además, se determinan los cambios en las características modales en el edificio reestructurado. Esta intervención logró un incremento de las frecuencias modales del 96% y variaciones en las frecuencias atribuidas a la intensidad del movimiento.

El estudio de Soyoz *et al.* Menciona la dependencia del amortiguamiento modal con el nivel de vibración al que se somete la estructura. Soyoz remarca que los amortiguamientos obtenidos con vibración ambiental no deben ser utilizados en el asesoramiento del comportamiento sísmico. Esto es porque las incertidumbres son grandes para amplitudes pequeñas.

3.2 Estimación empírica de la frecuencia fundamental

En un esfuerzo por simplificar el cálculo de la frecuencia fundamental, diversos autores han creado fórmulas empíricas respaldadas por estudios de los factores que influyen en la respuesta estructural.

Estas fórmulas no sustituyen a un análisis dinámico de la estructura. Sin embargo, su uso resulta ser un buen criterio preliminar a comparar con la respuesta identificada con modelos calibrados.

En un estudio de Bard, Afra, y Argoul (1992) se proponen fórmulas realizadas con estudios estadísticos de diferentes estructuraciones bajo diferentes condiciones.

$$\textit{Muros cortantes} \qquad f_0 = \frac{12.4}{\sqrt{H}} \qquad \textit{Ec. 1}$$

$$\textit{Marcos} \qquad f_0 = \frac{27.5}{H} \qquad \textit{Ec. 2}$$

Acero

$$f_0 = \frac{25}{H}$$

Ec. 3

*Muro cortante, mixto y
mampostería*

$$f_0 = \frac{52}{H}$$

Ec. 4

Donde:

H =Altura del edificio

Paz (1994) recopila códigos y reglamentaciones utilizados en el mundo. De este compendio puede mencionarse que el uso de fórmulas empíricas es recomendado, bajo ciertos cuidados, en un gran número de países.

A continuación, se presentan algunas fórmulas recopiladas por Paz para el cálculo de la frecuencia fundamental.

Chile

$$f_0 = \frac{\sqrt{L}}{0.09H}$$

Ec. 5

Estados Unidos

$$f_0 = \frac{50}{H^{0.75}}$$

Ec. 6

Japón

$$f_0 = \frac{1}{H(0.02 + 0.01\gamma)}$$

Ec. 7

Turquía

$$f_0 = \frac{1}{\lambda N}$$

$$f_0 = \frac{\sqrt{L}}{0.09H} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

H = Altura del edificio.

L = Longitud de análisis.

γ = Relación de la altura de construcción en acero con la altura del edificio.

λ = Coeficiente dependiente de interpolación. 0.07 para estructuras rígidas; 0.10 para estructuras flexibles.

En el caso de México, Meli (2006) explica la importancia de un análisis dinámico para la determinación de la frecuencia fundamental. Presenta una ecuación aplicable a estructuras regulares y que en su rigidez a cargas laterales participan elementos que no sean marcos. Como puede notarse, esta ecuación es común en la literatura.

$$f_0 = \frac{\sqrt{L}}{0.09H} \quad \text{Ec. 9}$$

Murià y González (1995) evalúan diferentes estimaciones en función del número de niveles, altura total y densidad de muros como las utilizadas por diferentes códigos.

$$f_0 = \frac{1}{aN}$$
$$f_0 = \frac{1}{aH^b}$$
$$f_0 = \frac{1}{aH^b D^b} \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

N = Número de niveles.

H = Altura del edificio.

D = Densidad de muros.

Los coeficientes a , b y d fueron valores obtenidos de una regresión para minimizar errores en la estimación.

Finalmente, Murià y González muestran las siguientes ecuaciones en función del periodo.

$$\begin{array}{ll} \textit{Marcos en suelo firme} & T = 0.100N \\ & T = 0.034H^{0.94} \end{array} \qquad \textit{Ec. 11}$$

$$\begin{array}{ll} \textit{Marcos en suelo} & T = 0.126N \\ \textit{blando} & T = 0.036H^{1.01} \end{array} \qquad \textit{Ec. 12}$$

$$\begin{array}{ll} \textit{Marcos y muros en} & T = 0.063N \\ \textit{suelo firme} & T = 0.031H^{0.89} \\ & T = 0.037H^{0.90}D^{0.66} \end{array} \qquad \textit{Ec. 13}$$

$$\begin{array}{ll} \textit{Marcos y muros en} & T = 0.102N \\ \textit{suelo blando} & T = 0.017H^{1.13} \\ & T = 0.030H^{1.16}D^{0.14} \end{array} \qquad \textit{Ec. 14}$$

3.3 Instrumentación

Un registro sísmico puede ser definido, en una forma sencilla, por la historia de aceleraciones en el suelo en un determinado lugar que es registrada por instrumentos como los acelerómetros (Chopra, 2007).

Los acelerómetros son equipos electromecánicos que registran estas aceleraciones para un evento sísmico o para medir las pequeñas perturbaciones dependiendo de su sensibilidad. Se componen de un transductor que tiene las propiedades de un sistema de un grado de libertad; masa, resorte y amortiguador. Este transductor detecta las fuerzas estáticas y dinámicas que actúen sobre él convirtiendo la energía del movimiento en energía mecánica o eléctrica (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999).

En el caso sísmico, el acelerómetro utiliza “*Triggers*” o sistemas de disparo para guardar el registro de aceleración. Aunque también pueden ser controlados manualmente para registrar un determinado tiempo y número de datos que se desee analizar.

3.4 Métodos de determinación experimentales

Existen diversos métodos desarrollados para conocer las propiedades dinámicas de un edificio. Los métodos a los que se someten las estructuras se dividen en destructivos y no destructivos. Cada uno expone ventajas y desventajas económicas o físicas.

Las pruebas destructivas son poco usuales debido al costo que representan; además, comúnmente estas pruebas se realizan en modelos a escala de edificios que están por construirse o que sufrieron algún daño en un evento previo, llevando el modelo a diferentes condiciones de esfuerzo y daños.

Dentro de las pruebas no destructivas destacan aquellas que utilizan las vibraciones como sujeto de estudio. La vibración libre, vibración forzada y vibración ambiental.

3.4.1 Métodos paramétricos y no paramétricos

Una metodología paramétrica se refiere al análisis de un conjunto de datos con una distribución predeterminada, mientras que la no paramétrica analiza una distribución no establecida.

El análisis paramétrico ocupa la idealización de un modelo haciendo suposiciones que buscan reproducir la respuesta del sistema obtenida experimentalmente. Los métodos no paramétricos no recurren a estos modelos, sino que se valen de un análisis directo de la información para obtener las propiedades deseadas.

El análisis en función de la frecuencia de una vibración ambiental, como en la presente investigación, se realiza mediante una metodología no paramétrica. Las señales son analizadas en pares que corresponden a la respuesta del sistema.

3.5 Análisis en el dominio del tiempo

Un registro de vibración ambiental, al igual que los registros sísmicos, puede interpretarse en términos de aceleración y tiempo. Una señal de vibración ambiental corresponde a la muestra de datos en el tiempo de las aceleraciones en un punto.

3.5.1 Corrección de línea base

La corrección de la línea base se basa en métodos matemáticos sencillos que corrigen el error causado por factores mecánicos o numéricos que desplazan el registro con respecto a la línea base. El análisis de la información sin corregir llevará a resultados inciertos pues el análisis de Fourier implica operaciones que calculan el área bajo la curva (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999).

Bendat y Piersol (2010) proponen el siguiente arreglo matemático que corrige y elimina la tendencia.

$$b_0 = \frac{2(2N + 1) \sum_{n=1}^N U_n - 6 \sum_{n=1}^N U_n}{N(N - 1)}$$

$$b_1 = \frac{12 \sum_{n=1}^N nU_n - 6(N + 1) \sum_{n=1}^N U_n}{\Delta t N(N - 1)(N + 1)}$$

$$U(t) = b_0 + b_1 t$$

Ec. 15

Donde:

b_0 = Primer constante de ajuste

b_1 = Segunda constante de ajuste

N = Número de puntos

$n = 0 \dots N - 1$

U_n = Señal en función del tiempo

Δt = Intervalo de tiempo

t = Tiempo

3.5.2 Ventanas de Ponderación

Un registro de vibración ambiental se secciona en ventanas de tiempo de igual duración. La ventana debe ser de una duración suficiente que pueda reflejar información frecuencial importante.

Múltiples ventanas se tratan y analizan individualmente bajo los mismos parámetros que al final se ponderan para eliminar errores numéricos. El principal propósito es tratar de amplificar las frecuencias fundamentales.

3.5.3 Diezmado

El diezmado es el proceso de reducir el número de datos de un registro afectando la frecuencia de muestreo.

Al reducir el número de datos se está alterando el intervalo de tiempo de la señal y por consecuencia se reduce la frecuencia máxima observable en el espectro. Este proceso redistribuye las amplitudes asociadas a las frecuencias analizadas pudiendo obtener más información espectral.

Para las computadoras utilizadas en los primeros años del análisis espectral, este proceso resultaba ser común y eficiente para afrontar las limitaciones de memoria del momento. Actualmente se cuenta con una memoria “casi infinita”, por lo que la aplicación de un diezmado se utiliza en casos en los que se requiere rapidez de procesamiento, igualación de frecuencias de muestreo o para una mejor apreciación del contenido espectral.

3.5.4 Filtros y ventanas

Cuando una señal no es periódica en un intervalo de muestra, ocurre un error llamado “*Spectral leakage*” o fuga espectral. Al realizar un algoritmo de la transformada de Fourier de un conjunto de datos discretos como los de vibración ambiental, aparecen discontinuidades que alteran el contenido frecuencial original en el que se refleja un ancho de banda amplio.

Aunque no es posible eliminar estos errores completamente, se busca reducir su efecto aplicando funciones de ventana “*Windowing*” a los registros en el dominio del tiempo. Estas funciones reducen de forma gradual las discontinuidades al inicio y fin de la señal. La nueva señal se compone entonces de estas ventanas tratadas que asemejan a una señal periódica.

De las funciones de ventana más comunes actualmente es la ventana de Hanning o coseno cuadrado dada por la siguiente ecuación (Bendat & Piersol, 2010).

$$U_h(t) = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right) = 1 - \cos^2 \left(\frac{\pi t}{T} \right) \quad 0 \leq t \leq T$$

Ec. 16

Donde:

t = Tiempo

T = Tiempo total de la señal

U_h = Función de Hanning

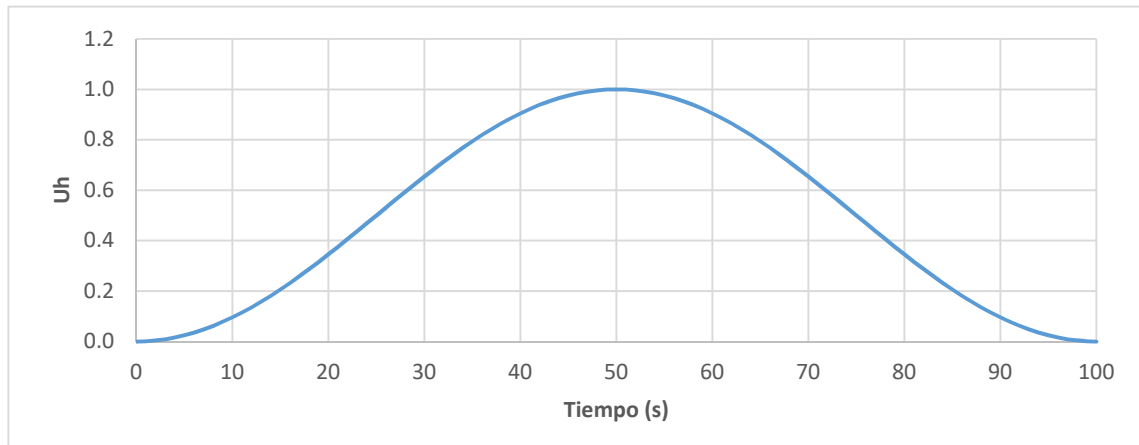


Figura 1. Gráfica típica de la función de Hanning.

En ocasiones se desea aislar ciertas frecuencias para que el análisis espectral sea confiable, en cuyo caso se multiplica la señal por una función filtro.

Siguiendo el modelo matemático “*Input-Output*”, los filtros son funciones de transferencia que limitan el contenido de frecuencias de una función de entrada.

Existen diferentes metodologías que ofrecen filtros específicos para establecer los límites de las frecuencias a aislar. El físico británico Stephen Butterworth planteó un sistema de filtros comúnmente usados en el análisis de las propiedades dinámicas de edificios. Consta de funciones que buscan destacar las frecuencias debajo de un límite establecido (Pasa-Baja), un rango de frecuencias (Pasa-Banda), frecuencias arriba de un límite (Pasa Alta) o detener el contenido espectral que pasa en un rango (Band-Stop); (Butterworth, 1930).

3.6 Análisis en el dominio de la frecuencia

A pesar de la utilidad de los datos en el tiempo, por sí solas, las aceleraciones no aportan información suficiente para la identificación de las propiedades dinámicas; siendo necesario analizar desde el dominio de la frecuencia (Udwadia & Trifunac, 1973).

3.6.1 La transformada de Fourier

La transformada de Fourier permite convertir una señal en el dominio del tiempo a una señal en el dominio de la frecuencia. La transformada se basa en el principio de las series de Fourier, en el que una señal se compone de la suma de una posible infinidad de ondas seno y coseno con amplitud y frecuencia determinadas también denominados componentes armónicos. La transformada de Fourier encuentra la contribución de cada punto de la señal dando un giro en sentido contrario trazando un círculo a determinada frecuencia. El resultado de esta operación son valores complejos que contienen la información de las amplitudes y fases de los armónicos relacionados a cada frecuencia.

Como se puede ver en la ecuación 3.17, la transformada consta de una parte real y otra imaginaria. La parte real muestra la relación con los armónicos cosenoidales y la parte imaginaria con los armónicos senoidales. Estas partes, por si solas, no aportan información importante; es la relación entre ambas la que describe la amplitud y fase de una señal.

$$X(f) = \int_0^T x_n e^{-2\pi i f t} dt = \int_0^T x_n \cos(-2\pi i f t) + i \sin(-2\pi i f t) dt \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

$X(f)$ = Señal en el dominio de la frecuencia

x_n = Señal en el dominio del tiempo

$e^{-2\pi i}$ = Formula de Euler en función de la frecuencia y el tiempo

La ecuación anterior es una generalización que resuelve el problema de transformar funciones continuas en el tiempo a funciones en el dominio de la frecuencia. Sin embargo,

los registros en el tiempo son un conjunto de datos discretos que no pueden ser resueltos con integración. Por lo que se recurre a diversos algoritmos de la transformada de Fourier aplicada a este tipo de datos.

$$X(f) = \sum_{n=0}^{N-1} x_n e^{-i2\pi t}$$

Ec. 18

El cálculo de la transformada discreta de Fourier resulta en una complejidad de operaciones que presentan largos procesos computacionales, por lo que se recurre a algoritmos como la transformada rápida de Fourier (*FFT* en inglés) que estima la contribución de una señal discreta como las trabajadas en una vibración ambiental. La transformada rápida de Fourier no calcula la transformada de Fourier ya que utiliza el promedio de la señal discreta para dar una aproximación confiable en la práctica. También hay que agregar que el desempeño de la FFT depende de la plataforma y hardware en el cual se implemente (Gough, 1997).

3.6.2 Espectro de Amplitudes de Fourier

Al aplicar la transformada de Fourier se construye un espectro en el que es posible observar las frecuencias dominantes asociadas a las máximas amplitudes. Estas amplitudes (A_f), se obtienen de la ecuación Ec. 19.

$$A_f = |X(f)| = \sqrt{\text{Re}(X(f))^2 + \text{Im}(X(f))^2}$$

Ec. 19

3.6.3 Función de transferencia

Las pequeñas amplitudes generadas en la vibración ambiental son tomadas como ruido en algunas metodologías de análisis; aunque, al aislarlas y tomarlas como la señal de entrada, es posible contar con las características dinámicas de una estructura.

En el análisis de señales es necesario contar con dos señales para establecer una relación y determinar las propiedades dinámicas de un sistema. Una señal de entrada “*Input*” y una señal de salida “*output*” permiten establecer un cociente definido como Función de transferencia. Con dicha función se analiza la amplificación o deamplificación de una señal de salida con respecto a la entrada a través de un sistema.

Siendo la señal de entrada S_x y la señal de salida S_y ; la función de transferencia se escribe de la siguiente manera.

$$H(f) = \frac{S_y}{S_x}$$

Ec. 20

Esta es una idealización matemática de la interacción de señales en un sistema. La respuesta del sistema S_y es causada por la excitación del sistema S_x . Sin embargo, en la práctica no es posible llegar a esta idealización debido a factores como el ruido mecánico, ruido eléctrico o al comportamiento no lineal del sistema. Un registro de vibración ambiental se grafica en un acelerograma que contiene la señal más el ruido causado por factores naturales o por el tratamiento de los datos (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999).

$$S'(t) = S(t) + r(t)$$

Ec. 21

Donde $S'(t)$ es la señal sin tratamiento, $S(t)$ la señal pura útil para el análisis y $r(t)$ el ruido.

La contaminación en la señal de entrada depende de los ruidos presentes en los aparatos de medición; mientras que, el ruido en la señal de salida depende de vibraciones como elementos mecánicos en la estructura o caminar cerca del aparato de registro. La utilización de datos sin tratamiento puede llevar a resultados alejados de los reales que hacen necesario aplicar metodologías de procesamiento y filtrado con el fin de determinar un comportamiento que asemeje la idealización.

3.6.4 Densidad espectral

La densidad espectral es la distribución de la potencia en una señal en función de la frecuencia. Es así como se observan las frecuencias con gran contenido de potencia y las frecuencias débiles.

Las funciones de densidad espectral pueden ser definidas de tres diferentes maneras (Bendat & Piersol, 2010):

- Funciones de correlación
- Transformadas de Fourier
- Operaciones de filtrado, cuadratura y promedio

La densidad espectral por funciones de correlación se obtiene mediante la aplicación de la transformada de Fourier a una función de correlación. Se define de la siguiente manera:

$$S_{xy}(f) = \int_0^T R_{xy}(\tau) e^{-2\pi i f t} dt$$

$$S_{xx}(f) = \int_0^T R_{xx}(\tau) e^{-2\pi i f t} dt$$

$$S_{yy}(f) = \int_0^T R_{yy}(\tau) e^{-2\pi i f t} dt$$

Ec. 22

Para esta investigación, la densidad espectral se obtiene directamente de las transformadas de Fourier de las señales en el tiempo. A continuación, se muestran las ecuaciones de la densidad espectral.

$$S_{xx} = S_x^*(f) S_x(f) = |S_x(f)|^2$$
$$S_{xy} = S_x^*(f) S_y(f)$$

Ec. 23

Donde el producto de la señal en función de la frecuencia ($S_x(f)$) por su conjugado ($S_x^*(f)$) dan como resultado el espectro de densidad espectral asociado a una o dos señales.

4 METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

El análisis en función de la frecuencia de una estructura se realiza con señales debidamente elegidas para reflejar el contenido espectral requerido en la determinación de las propiedades dinámicas. En el presente capítulo se opta por dividir la metodología en tres: El registro de la señal, el proceso de computación y el proceso de análisis espectral sin entrar en detalles teóricos descritos anteriormente.

4.1 Procedimiento de registro

Las señales se registran con dos acelerómetros disparados al mismo tiempo que guardan la información de un evento de vibración ambiental con el cual se realiza el proceso de cocientes espectrales.

Los eventos registrados son aceleraciones en el centro geométrico del edificio conservando un acelerómetro base en azotea y un segundo acelerómetro móvil en el N2, N1 y Planta Baja. Estos acelerómetros brindan información necesaria para construir las formas modales en las direcciones longitudinal y transversal. Las frecuencias de torsión de azotea se determinan con un acelerómetro base en el centro geométrico y un acelerómetro móvil en la posición oeste del edificio, siendo el mismo procedimiento en los niveles N2, N1.

Después del registro de la información se obtienen datos de aceleración en función del tiempo para las componentes de un evento de vibración ambiental. Dependiendo de diversos factores es necesario realizar un tratamiento de la señal, como el descrito en el capítulo anterior, antes de llevarla al dominio de la frecuencia. Este tratamiento pretende corregir errores que se vean reflejados como falsa información espectral.

4.2 Procedimiento de cómputo

El proceso de las señales se realiza en conjunto con dos programas de uso comercial de los cuales se intercambia información de los datos que tienen como fin la estimación rápida de las frecuencias del sistema.

En el primer programa se recibe la información de los acelerómetros en una serie de datos que se divide en ventanas de 2^n valores y se pre visualiza el registro para un posible descarte de ventanas de acuerdo a criterio.

Las ventanas son importadas a un segundo programa donde se realiza el proceso espectral con las funciones espectrales descritas en el capítulo 3 y funciones para hacer los distintos tratamientos de la señal.

4.3 Procedimiento de análisis espectral

Posterior al registro de las aceleraciones, se lleva la señal a la frecuencia con la transformada de Fourier. Se aplica otro tratamiento como los filtros que limpian la señal de ruido en frecuencias que no son de interés o que están fuera del rango de frecuencias no esperadas en una estructura. Con los espectros de Fourier y espectros de densidad puede entonces realizarse un cociente espectral donde se relacionarán las amplitudes máximas con las frecuencias fundamentales del sistema.

Para las direcciones longitudinal y transversal se analizan los cocientes espectrales de azotea con los entresijos y se determinan las frecuencias fundamentales como las frecuencias con amplitudes máximas que puedan distinguirse en los demás cocientes de entresijos en un intervalo de frecuencias previamente establecido. Este intervalo se escoge a partir de las frecuencias típicas esperadas en un edificio, minimizando el contenido perteneciente a frecuencias fuera de ese rango. Es común esperar contenido frecuencial de 0.1 Hz a 10 Hz.

Para la componente de torsión se tienen registros en el mismo nivel separados una distancia con el cual se realiza el cociente espectral para estimar las frecuencias fundamentales y de la misma forma que las direcciones longitudinal y transversal, se construye la forma modal.

4.3.1 Estimación de las frecuencias

La aplicación de técnicas de análisis espectral y el tratamiento de señales tienen como propósito estimar las frecuencias asociadas a las propiedades dinámicas analizadas. El análisis del contenido espectral muestra las frecuencias de interés en el punto de estudio con relativa aproximación.

La estimación de las frecuencias de la estructura de análisis se realiza con las señales de azotea previamente comentadas. Los datos en el dominio del tiempo son transformados al dominio de la frecuencia calculando los espectros de potencia promedios de cada señal.

Los espectros de potencia resultantes muestran información de las frecuencias propias del sistema, las frecuencias de la excitación y el ruido para el punto de interés asociado a un alto contenido espectral.

La construcción de cocientes busca la amplificación de una señal con respecto a otra para diferenciar el contenido espectral correspondiente al sistema. Las señales son debidamente seleccionadas de tal modo que amplifiquen el contenido frecuencial de interés.

4.3.2 Estimación de amortiguamiento

Amortiguamiento es el efecto en el cual una vibración libre disminuye su amplitud a través del tiempo. Esto debido a que hay una pérdida de energía en un sistema que vibra.

En estructuras, los fenómenos que influyen en la disipación de energía son diversos y difíciles de identificar o describir matemáticamente. Los mecanismos que comúnmente disipan energía en edificios son: La fricción en conexiones de acero, el abrir y cerrar de micro fisuras en el concreto, la fricción entre la estructura misma con elementos no estructurales como muros divisorios entre otros.

Para la estimación del amortiguamiento se utiliza el factor de amplificación dinámica (FAD). Este factor se relaciona con las amplitudes máximas correspondientes a las frecuencias del sistema en los cocientes espectrales.

Para porcentajes de amortiguamientos pequeños y en la frecuencia fundamental, se utiliza la siguiente aproximación:

$$FAD \approx \frac{1}{2\xi} \qquad \text{Ec. 24}$$

Donde:

FAD.- Factor de Amplificación Dinámica

ξ .- Porcentaje de amortiguamiento crítico

4.3.3 Estimación de las propiedades dinámicas del suelo

En un evento sísmico los principales factores que influyen en el comportamiento de la estructura son las propiedades del edificio, las características del movimiento y el comportamiento del suelo. Por esa misma razón se procede a hacer un estudio no paramétrico del suelo con el cual se busca determinar la frecuencia fundamental del suelo en el área circundante al edificio.

Diversos métodos se han desarrollado para conocer las características dinámicas del suelo. Sin embargo, la relación del cociente de las componentes horizontal y vertical o cociente de Nakamura es una técnica rápida y sencilla utilizada desde finales de los años ochenta en Japón y probada en diversas condiciones de ruido ambiental.

Yutaka Nakamura (1989) propone una técnica para estimar las características de estratos superficiales midiendo solamente las vibraciones en la superficie. Anterior a este estudio de Nakamura, las pruebas de vibración ambiental se realizaban cuando las actividades humanas disminuían en la madrugada. En el estudio se comprueba que la técnica es realizable con cierto grado de vibraciones artificiales que no afectan la estimación de la frecuencia fundamental.

El contenido frecuencial de interés en el suelo se determina con un cociente de la relación entre componentes vertical y horizontal del estrato superficial y el estrato firme.

$$\begin{aligned}
 FT_{sup} &= \frac{H_{sup}}{V_{sup}} \\
 FT_{est} &= \frac{H_{est}}{V_{est}} \\
 FT_{suelo} &= \frac{FT_{sup}}{FT_{est}}
 \end{aligned}
 \tag{Ec. 25}$$

Donde:

FT_{sup} : Función de transferencia de las señales de superficie.

FT_{est} : Función de transferencia de las señales del estrato firme.

FT_{suelo} : Función de transferencia para la estimación de las características dinámicas del suelo.

Las componentes obtenidas de un registro en la superficie son similares entre sí; aunque las componentes horizontales son amplificadas a través de la reflexión de ondas de corte y la componente vertical a través de la reflexión de ondas de empuje y ondas de Rayleigh.

Debido a que en el estrato firme la propagación se da en todas las direcciones, el cociente FT_{est} puede asumirse como 1 en el que se elimina el efecto de las ondas de Rayleigh. Por lo que la función de transferencia se obtiene de la siguiente manera.

$$FT_{suelo} = \frac{\frac{H_{sup}}{V_{sup}}}{\frac{H_{est}}{V_{est}}} = \frac{H_{sup}}{V_{sup}}
 \tag{Ec. 26}$$

Es así como las características dinámicas del suelo pueden ser halladas de un simple registro en la superficie de las componentes de una vibración. Se toman las precauciones necesarias para evitar ruido excesivo que afecte la estimación.

5 METODOLOGÍA PARA EL MODELADO ANALÍTICO

Los modelos analíticos son teorías matemáticas que utilizan una serie de suposiciones, condiciones y ecuaciones que intentan llegar a la comprensión de un fenómeno físico.

En casos como el de esta investigación, los modelos analíticos buscan interpretar la respuesta estructural en términos de frecuencia ante un fenómeno de vibraciones de bajo nivel de esfuerzo. La información experimental permite calibrar un modelo tomando en cuenta las condiciones reales en el momento de registro.

5.1 Antecedentes

La masa y rigidez de los elementos son condiciones que definen la aproximación del modelo analítico a la condición real del experimento. Sin embargo, estas condiciones están sujetas a suposiciones que generan incertidumbres en la respuesta estructural.

Murià y González (1995) realizan un análisis espectral de edificios típicos de la Ciudad de México por medio de vibración ambiental y registros sísmicos. El estudio menciona la utilidad de las pruebas de vibración ambiental para evaluar los cambios en las características dinámicas de edificios reestructurados. Un aspecto importante de esta investigación fue el modelado de 13 edificios para comparar con las características dinámicas de las pruebas experimentales utilizando las consideraciones siguientes:

- Existencia de zonas rígidas en la unión viga-columna.
- Presencia de pretiles y dinteles.
- Acoplamiento de la losa con las vigas.
- Modelado de escaleras y rampas de estacionamiento.
- Las propiedades geométricas de elementos compuestos son calculadas a partir de secciones transformadas.
- Grandes concentraciones de carga muerta en una planta son consideradas en el cálculo de los momentos de inercia de masa.
- Sección agrietada en vigas donde se observe agrietamiento.

- Muros de mampostería no desligados.
- El módulo de elasticidad del concreto es establecido de acuerdo con el nivel de esfuerzo al que esté sometido el modelo.
- La flexibilidad del suelo es tomada en cuenta en edificios desplantados sobre suelo blando.

Sobre los elementos no estructurales, Espinoza (1999) realiza un estudio de la evolución de los periodos de un edificio en sus diferentes etapas de construcción. Menciona que los elementos no estructurales, como muros o elementos de fachada, son subestimados en algunos diseños y análisis. Estos elementos hacen variar el periodo fundamental de la estructura real. En su estudio, se determina una variación de rigidez superior al 25% debido a los muros de la fachada.

Murià *et al.* (2000) Realizan un estudio a edificios de Ciudad de México donde comparan las respuestas de modelos calibrados con diferentes criterios de diseño con la respuesta de modelos más refinados. Se halla que los efectos de interacción suelo-estructura, comúnmente omitidos en la práctica profesional, así como el deterioro que sufren los elementos son aspectos importantes que varían significativamente las frecuencias del sistema.

Posteriormente, Fuentes y Murià (2001) estudian el caso de un edificio de 14 niveles desplantado en suelo blando con dos rehabilitaciones. Revisan los modelos generados para condiciones de vibración ambiental y registros sísmicos en sus distintas configuraciones de daño o reparación. Proponen un criterio de análisis para calibración además de dar un criterio de modelado simplificado que contempla el deterioro permitido por la estructura.

Fuentes y Murià destacan la importante necesidad de revisión de los criterios utilizados en la estimación de las propiedades dinámicas. Los modelos deben representar buena aproximación para evitar posibles incertidumbres.

El estudio de Ferretiz (2007) incorpora muchas de las consideraciones de Murià al analizar un mismo edificio bajo diferentes criterios. En particular toma las siguientes especificaciones:

- La estimación de la masa se realizó de acuerdo a las condiciones presentes en el momento de las mediciones de VA.
- Factor de zona rígida del 50% (FZR=0.5). Es decir, el brazo rígido de la unión viga columna se considera semi-rígido.
- El sistema de piso de losa aligerada se modeló con vigas equivalentes.
- Diafragma rígido asignado al sistema de piso.
- Muros de mampostería se modelaron con diagonales equivalentes comparando diversos criterios para tomar en cuenta su aportación en la rigidez lateral del edificio.
- Rampas de escalera modeladas con elementos tipo cascarón discretizados.
- Los pretilos modelados como parte de las propiedades de las vigas.

Las comparaciones de un mismo edificio bajo estas consideraciones permiten conocer la dispersión de los resultados con los modelos ingenieriles de la práctica profesional.

Ferretiz atribuye la buena aproximación de los modelos de vibración ambiental a las consideraciones hechas al módulo de elasticidad del concreto, los efectos de interacción suelo-estructura, al agrietamiento de los elementos estructurales y al modelado de los pretilos. En cambio, las consideraciones hechas a la mampostería, rampas de escalera y su nivel de descanso no tuvieron gran participación en la respuesta.

5.2 Modelado del edificio

El modelo matemático del edificio de estudio se realiza para aproximar la respuesta analítica a la respuesta experimental tomando los criterios pertinentes de acuerdo a las condiciones de vibración ambiental antes de su reestructuración.

La distribución de los elementos, sus características y la forma de acoplamiento entre estos resulta fundamental para una identificación precisa de la respuesta.

Los modelos se realizan con el programa ETABS 2016; programa de análisis y diseño en el cual el usuario establece los elementos estructurales en una cuadrícula previamente definida. El análisis estructural se realiza basado en la asignación de propiedades a los elementos con la posibilidad de extraer los resultados (Computers & Structures, Inc., 2016).

5.3 Consideraciones de modelado

Para la modelación se consideran los criterios establecidos por los diferentes autores discutidos en los antecedentes de este capítulo. (Murià Vila & González Alcorta, 1995), (Murià Vila, Fuentes, & González, 2000), (Ferretiz, 2007). También se realizó un levantamiento del edificio donde se identifican los elementos estructurales y no estructurales. Este levantamiento sirvió en la creación de planos de referencia y un archivo fotográfico de retroalimentación para la calibración del modelo.

5.3.1 Cargas de análisis

Las cargas muertas consideradas se determinan de acuerdo al levantamiento estructural. Estas cargas muertas se limitan a la carga por peso propio del sistema de losa aligerada.

En el caso de las cargas vivas, no se consideran debido a que la estructura se mantuvo cerrada al público durante la toma de registros.

Tabla 2. Revisión del peso propio de la losa.

Área del tablero	64.00	m ²
Capa de compresión	0.05	m
Peralte	0.45	m
Volumen de losa	28.80	m ³
Volumen de casetones	-12.67	m ³
Volumen de concreto	16.13	m ³
Peso vol. del Concreto	2400	kg/m ³
Peso del tablero	38707	kg
Peso por m²	604.8	kg/m²

Tabla 3. Cálculo de cargas muertas en salones de entrepiso.

Losa		604.8	kg/m ²
Mortero	2200 kg/m ³ x 0.01 m x 1 m	22	kg/m ²
Piso	2000 kg/m ³ x 0.01 m x 1 m	20	kg/m ²
Instalaciones		15	kg/m ²
Incremento		40	kg/m ²
TOTAL		702	kg/m²

Tabla 4. Cálculo de cargas muertas en pasillos de entrepiso.

Losa		604.8	kg/m ²
Mortero	2200 kg/m ³ x 0.02 m x 1 m	44	kg/m ²
Piso	2000 kg/m ³ x 0.01 m x 1 m	20	kg/m ²
Metal desplegado		11	kg/m ²
Instalaciones		15	kg/m ²
Incremento		40	kg/m ²
TOTAL		735	kg/m²

Tabla 5. Cálculo de cargas muertas en azotea sobre pasillos.

Losa								604.8	kg/m ²	
Mortero	2200	kg/m ³	x	0.01	m	x	1	m	22	kg/m ²
Piso	2000	kg/m ³	x	0.01	m	x	1	m	20	kg/m ²
Instalaciones									15	kg/m ²
Relleno	1600	kg/m ³	x	0.15	m	x	1	m	240	kg/m ²
Incremento									40	kg/m ²
TOTAL									942	kg/m²

Tabla 6. Cálculo de cargas muertas en azotea sobre salones.

Losa									604.8	kg/m ²
Mortero	2200	kg/m ³	x	0.02	m	x	1	m	44	kg/m ²
Piso	2000	kg/m ³	x	0.01	m	x	1	m	20	kg/m ²
Instalaciones									15	kg/m ²
Metal desplegado									11	kg/m ²
Relleno	1600	kg/m ³	x	0.15	m	x	1	m	240	kg/m ²
Incremento									40	kg/m ²
TOTAL									975	kg/m²

5.3.2 Módulo de elasticidad del concreto

El módulo de elasticidad es una relación en el rango lineal entre el esfuerzo al que es sometido un material y su deformación unitaria experimentada. Su estudio permite conocer las deformaciones de los elementos que conforman una estructura.

El trazo dibujado por la curva esfuerzo-deformación de un material en su primera etapa elástica define el valor del módulo. Sin embargo, existen criterios empíricos para su obtención como los definidos en las Normas Técnicas Complementarias 2017 para concreto. En dichas normas, el módulo de elasticidad depende de la resistencia a la compresión del concreto y de la calidad de sus agregados.

El Reglamento de Construcciones de Distrito Federal (RCDF-66) se encontraba vigente en el tiempo de construcción del edificio de estudio. Este reglamento contempla la estimación de un módulo de elasticidad comprendido entre las ecuaciones Ec. 27 y Ec. 28.

$$E_c = 3000\sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. 27}$$

$$E_c = 10000\sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. 28}$$

Es importante destacar que el RCDF-66 contempla un análisis y diseño por esfuerzos permisibles.

Las NTC-2017 contemplan tres ecuaciones empíricas para la estimación del módulo de elasticidad. La elección de las ecuaciones depende de dos parámetros: La resistencia a la compresión y calidad de los agregados gruesos. A continuación se presentan las ecuaciones.

$$\begin{array}{l} \text{Concretos Clase 1} \\ \text{Agregado grueso calizo} \end{array} \quad E_c = 14000\sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. 29}$$

$$\begin{array}{l} \text{Concretos Clase 1} \\ \text{Agregado grueso basáltico} \end{array} \quad E_c = 11000\sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. 30}$$

$$\text{Concretos Clase 2} \quad E_c = 8000\sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. 31}$$

Mendoza, Celestino y Fuentes (1992) realizan pruebas a especímenes cilíndricos de concreto y modelos estructurales donde se demuestra un cambio de rigidez en el material relacionado con los ciclos de carga. Como parámetro de evaluación de esta rigidez, se utiliza el módulo de elasticidad del concreto.

Estos estudios encuentran su aplicación al utilizar un valor de módulo de elasticidad mayor en condiciones donde una estructura experimente bajos niveles de esfuerzo. El cambio de rigidez se ajusta, en promedio, en un valor 30% mayor que el módulo calculado por norma.

5.3.3 Factor de zona rígida

En estudios sobre las deformaciones y acciones en la unión viga-columna, Horvilleur y Cheema (1994) presentan recomendaciones para el análisis lateral de marcos de concreto. La deformación de un marco se calculó utilizando las hipótesis de rigidez en la unión viga-columna.

Este factor altera el claro de cálculo del elemento de acuerdo a un criterio de rigidez en la unión viga-columna. Estos brazos rígidos pueden ser infinitamente rígidos, medianamente rígidos o sin rigidez y su valor se asigna de 0 a 1.

Un factor de 0 indica un análisis de centro a centro de los elementos, ignorando la existencia de un brazo rígido. Un valor de factor 1 considera que la porción de viga dentro de la columna es totalmente rígida y que su claro de cálculo es igual al claro libre del elemento.

Para este estudio, se adopta un factor intermedio de $FZR=0.5$ o medianamente rígido según las recomendaciones de estudios como el de Horvilleur y Cheema (1994) y de Murià, Fuentes y González (2000).

5.3.4 Modelado de muros de mampostería

El modelado de los muros de mampostería es un factor importante que contribuye a la respuesta estructural. En ocasiones, su efecto se ignora dependiendo de la situación de apoyo o del criterio del diseñador.

Para representar las condiciones del edificio de estudio, los muros se modelan con elementos de columna ancha que aportan rigidez a los entrepisos (Pérez Gavilán, 2012) y como elemento “*Shell*”.

El método de la columna ancha es un método sencillo y rápido de modelación de un marco de mampostería confinada. Su uso permite al diseñador o analista conocer la importancia de los muros en un sistema estructural. El método consiste en la transformación de las propiedades de un muro de mampostería a una columna ubicada en el centroide de dicho muro (Ec. 32). La columna es confinada en su parte inferior y superior por vigas con una longitud igual al ancho del muro y una rigidez a flexión infinita.

$$\begin{aligned} A &= 2nA_c + A_m \\ I &= 2n(I_c + A_c d^2) + I_m \end{aligned} \qquad \text{Ec. 32}$$

Donde:

A = Área de la columna ancha.

A_c = Área de concreto.

A_m = Área de la mampostería.

I = Inercia de la columna ancha.

I_c = Inercia del concreto.

d = Longitud del muro.

n = Relación de rigidez entre mampostería y concreto.

Las propiedades del muro, como inercia, módulo de cortante y área, se calculan para introducirlas en un programa de análisis como elemento general. En el caso de la zona rígida; las vigas, conocidas como “*Dummy*”, tienen una rigidez mayor al resto de los elementos. Esto se logra representar de dos maneras: asignando un módulo de elasticidad 1000 veces mayor al del material del muro; o un “*Dummy*” con características del material sin afectar pero con un peralte igual a la dimensión de entrepiso.

Como un elemento tipo “*Shell*”, los muros de mampostería introducidos al programa solo necesitan de los datos de módulo de elasticidad y espesor del muro. Las propiedades de rigidez corresponden a un “*Shell-Thin*” considerando un esfuerzo perpendicular a la superficie del plano (Taboada García & de Izcue Uceda, 2009).

5.3.5 Modelado de escaleras

La existencia de escaleras en un edificio altera el comportamiento global de la estructura. Su influencia se estudia con diversos criterios que tratan de acercar el comportamiento de las escaleras a su estado real.

Las escaleras definidas como elementos “*Shell*” permiten aportar rigidez de entrepiso. Además, el elemento utilizado tiene características de “*Shell-Thin*”. Este tipo de elementos no consideran el esfuerzo en la dirección perpendicular a la superficie del “*Shell*”. Es decir, no hay deformación por esfuerzo cortante.

Otro método para modelar las escaleras es el de diagonal equivalente, el cual se vale de una transformación de las propiedades reales a un elemento barra de nivel a nivel que represente las propiedades geométricas y mecánicas del concreto utilizado.

Las propiedades reales son obtenidas de una simplificación de la rampa de escaleras de nivel a descanso. El área e inercia de la sección se calculan con el espesor y ancho real de la rampa.

$$A_s = \frac{eb^3}{12}$$

$$I_s = eb$$

Ec. 33

Donde:

A_s =Área de la sección.

I_s =Inercia de la sección.

e = Espesor de la rampa.

b = Ancho de la rampa.

La diagonal equivalente tiene como función tomar en cuenta la influencia de rigidez axial y a flexión. Estas propiedades son calculadas con las siguientes expresiones.

$$K_{Axial} = \frac{EA_s}{L_{rampa}}$$

$$K_{Flexión} = \frac{12EI_s}{L_{rampa}^3}$$

Ec. 34

Donde:

K_{Axial} = Rigidez axial.

$K_{Flexión}$ =Rigidez a la flexión.

E = Módulo de elasticidad del concreto de escalera.

L_{rampa} = Longitud de la rampa de nivel a descanso.

Una vez obtenidas las propiedades que dictan la rigidez del elemento de escalera, se procede a la transformación a un área e inercia equivalentes. Estos valores se introducen directamente a las propiedades de sección general en caso de usar un programa de análisis.

$$A_{Eq} = \frac{L_{diag} K_{Axial}}{E}$$

$$I_{Eq} = \frac{L_{diag}^3 K_{Flexión}}{12E}$$

Ec. 35

Donde:

A_{Eq} = Área equivalente.

I_{Eq} = Inercia equivalente.

L_{diag} = Longitud diagonal de la rampa equivalente definida de nivel a nivel.

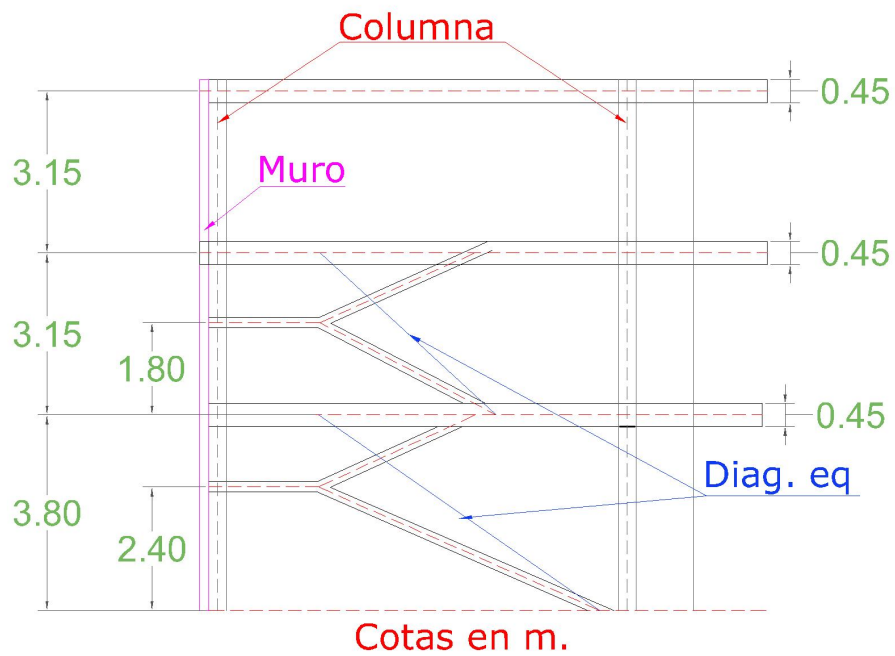


Imagen 15. Corte de escalera y diagonal equivalente.

5.3.6 Definición elementos

Columnas

Las columnas de acero se declaran con un material A992 con las siguientes características:

- Módulo de elasticidad de $2'038'902 \text{ kg/cm}^2$.
- Relación de Poisson de 0.3.

Las secciones de las columnas se simplifican para facilidad de cálculo a una sección tubo de $34\text{cm} \times 34\text{cm}$ y un espesor de $\frac{1}{2}$ pulgada. Las inercias en las dos direcciones se comprobaron con los valores de la sección real utilizando el teorema de los ejes paralelos, hallando una buena relación en la simplificación.

Nervios

El sistema de losa nervada se logró con nervios de concreto que unen las columnas y forman el perímetro de las zonas nervadas. Su geometría se establece con una sección rectangular de 30cm de base y altura de 50cm .

Las características de sus materiales son:

- Concreto de resistencia 250 kg/cm^2 .
- Módulo de elasticidad de acuerdo con el capítulo 5.3.2.
- Peso volumétrico del concreto de $2,400 \text{ kg/m}^3$.
- Relación de Poisson de 0.2.

Losa

Para la aplicación de las cargas se coloca un elemento “*Slab*” con características de “*Shell Thin*” cuya única función es transmitir las cargas distribuidas aplicadas. El diafragma rígido está asociado a los puntos de unión de los elementos barra de cada nivel.

Muros

Los muros de mampostería se introducen al programa con un modelo de columna ancha de sección general y con elemento “*Shell*” con las siguientes características:

- Peso volumétrico de 1,600 kg/m³.
- Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de 20 kg/cm².
- Módulo de elasticidad de 54,000 kg/cm².
- Relación de Poisson de 0.2.

El módulo de elasticidad de la mampostería se determina en 54,000 kg/cm² de acuerdo a la sección transformada del muro (Pérez Gómez, Flores Cruz, & Cruz y Serrano, 2017).

Al declararse como sección general, las dimensiones introducidas no son importantes para el análisis. Sin embargo, las propiedades geométricas se modifican para introducir los datos transformados calculados al programa.

Tabla 7. Valores transformados para un muro de espesor de 30 cm.

Espesor	0.30	m
Largo	8.00	m
A _{sección}	2.40	m ²
I _{xsección}	12.80	m ⁴
I _{ysección}	0.018	m ⁴

Como elemento “*Shell*”, los muros se introducen al programa como una membrana definida en la crujía de análisis con solo las propiedades de módulo de elasticidad y espesor del muro.

Escaleras

La influencia de las escaleras en la respuesta global es comparada con dos criterios: Elementos “*Shell*” y con diagonal equivalente.

Como elemento “*Shell*”, las escaleras son modeladas para transmitir las acciones a niveles de entrepiso directamente al diafragma rígido. Esto se logra con un tipo de modelo “*Shell Thin*”

Las escaleras modeladas con diagonal equivalente se introducen al programa de análisis como elemento barra. A este elemento se le asignan propiedades transformadas para aproximar el comportamiento de las escaleras a su interacción real de la estructura.

Tabla 8. Valores para transformación a diagonal equivalente de una rampa de escaleras.

Marco 1		
Espesor	0.20	m
B	3.25	m
L _{rampa1}	6.07	m
L _{rampa2}	3.36	m
L _{diagonal}	6.64	m
E _c	2877672	ton/m ²
Rampa 1		
A _{sección}	0.65	m ²
I _{sección}	0.57	m ⁴
K _{flexión}	88340	ton/m
K _{axial}	308153	ton/m
A _{Equivalente}	0.711	m ²
I _{Equivalente}	0.749	m ⁴

5.4 Modelos a estudiar

La elección de un modelo representativo de la condición de vibración ambiental depende de la calibración de modelos analíticos. Los múltiples criterios y variables que intervienen en la estimación de la respuesta global son comparados.

En los modelos a comparar intervienen factores como la estimación de los módulos de elasticidad, rigidez en las uniones viga-columna, participación de muros no estructurales y la interacción de las escaleras con la estructura.

Dentro de los parámetros a evaluar se encuentra el análisis de la participación de los modos de interés en las direcciones principales de análisis. En el análisis modal hay modos en los que la contribución a la respuesta es predominante en una dirección. Los modelos analizados se construyen tridimensionalmente, por lo que la respuesta global tendrá movimientos en la dirección longitudinal, transversal y en la componente de torsión. Este análisis permite distinguir la interacción de los elementos estructurales en las frecuencias de la estructura.

5.4.1 Variación de módulo de elasticidad del concreto

La construcción de este modelo muestra la influencia del módulo de elasticidad asignado al concreto.

La falta de información ameritó una investigación sobre los materiales y procesos constructivos de la época. En comunicación personal con el Ingeniero Villagrán, profesor de la Facultad de Ingeniería BUAP, se halla que un buen concreto de calidad en los años sesenta tendría una resistencia a la compresión de 250 kg/cm² (Villagrán, 2019). Este valor sería el más probable utilizado en la construcción del edificio de estudio.

Los modelos a analizar se construyen como “Modelo E1” con la ecuación Ec. 29, “Modelo E2” con ecuación Ec. 30 y “Modelo E3” con ecuación Ec. 31 observando la variación de la respuesta. Además, el valor del módulo de elasticidad de las tres modelaciones se ajusta conforme a lo mencionado en el capítulo 5.3.2.

5.4.2 Variación de zona rígida en unión Viga-Columna

Con este modelo la variación en el cálculo de rigidez es determinada con la existencia de brazos rígidos que afectan los claros de análisis de acuerdo al capítulo 5.3.3.

La variación de la respuesta debido a la zona rígida mencionada es estimada para las tres posibilidades: Sin rigidez, medianamente rígido y totalmente rígido.

Este acercamiento solo modifica a los elementos que no formen parte de la modelación con columna ancha pues el elemento “*Dummy*”, al tener una rigidez superior, representa por sí solo un elemento totalmente rígido.

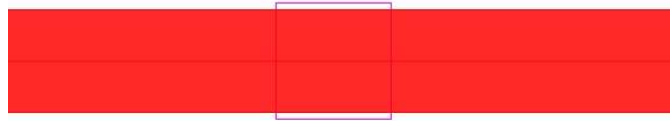


Imagen 16. Modelación sin brazo rígido.

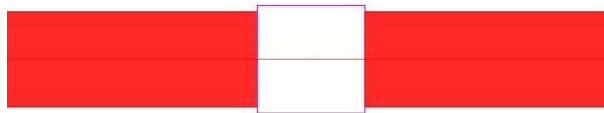


Imagen 17. Modelación con brazo rígido.

Para el análisis de la variación de este criterio, se construyen los modelos “FZR_0” con condición sin rigidez, “FZR_0.5” condición medianamente rígida y “FZR_1” con condición totalmente rígida.

5.4.3 Modelación de escaleras

La participación de las escaleras es comparada entre una modelación con elementos “*Shell*” y elementos barra equivalentes.

Como los elementos a evaluar son directamente aquellos representativos de las escaleras, se utilizan modelos sin muros y con propiedades de material constantes para evitar incertidumbres.

Dentro de la modelación con diagonal equivalente, los elementos barra son incluidos a la respuesta global considerando dos metodologías: Una barra con las propiedades sin alterar; y dos barras simétricas de columna a columna, cada una con la mitad de las propiedades geométricas de cálculo.

Es así como se escogen los modelos a comparar, “M_Esqueletal”, “M_Shell”, “M_UnaBarra” y “M_DosBarras”.

5.4.4 Modelación de muros

La modelación de los muros de mampostería es analizada bajo tres enfoques: Muros con “*Shell*”, muros con columna ancha y elemento “*Dummy*” alterando las propiedades del material y muros con columna ancha con “*Dummy*” alterando características geométricas.

Los modelos empleados se nombran: “M_Shell”, “M_Dummy” y “M_Peralte”. Se incluye la participación de todos los muros en dirección transversal y de los muros en el cubo de escaleras. La modelación de las escaleras no es incluida en este análisis.

5.4.5 Modelos de distribución de muros

De acuerdo a lo observado en el levantamiento estructural, la participación de los muros de mampostería es evaluada en diferentes distribuciones. En este análisis se compara el efecto de la adición de los muros bajo el criterio específico de columna ancha. El efecto de otros factores combinados es analizado en los siguientes subcapítulos.

Muros extremos transversales: Se analiza la participación de los muros transversales extremos Este y Oeste de la estructura, así como de los muros del cubo de escaleras.

Todos los muros transversales: Aunque los muros internos de los salones se muestran desacoplados de las columnas, se analiza la influencia de todos los muros en la dirección transversal.

Muros longitudinales: En este análisis, los muros longitudinales se agregan a los modelos de muros transversales. Contempla el modelado de muros y muretes en esa dirección.

Los modelos que sirven como base se asignan como “M_SinMuros”, “M_Extremos”, “M_Todos” y “M_Longitudinales”.

Además de la distribución de muros, los criterios son analizados en los siguientes subcapítulos de la siguiente forma:

- Escalera diagonal y muros “*Shell*”.
- Escalera diagonal y muros columna ancha.
- Escalera “*Shell*” y muros “*Shell*”.
- Escalera “*Shell*” y muros columna ancha.

5.4.5.1 Modelo muros transversales extremos

La construcción de un modelo con muros transversales responde a la suposición de que estos aportan rigidez a la estructura en una condición de vibración ambiental.

Las condiciones de apoyo de los muros con las columnas son tomadas en cuenta en esta modelación para la observación de su influencia en la estructura. Los muros de mampostería se modelan en los extremos este y oeste de la estructura con los criterios de modelado de muros y modelación de escaleras.

Para un primer acercamiento, el elemento “*Shell*” se define de nivel de piso a nivel de descanso y considerando un empotramiento en la base. Este elemento se acopla en la estructura a un elemento barra restringido al diafragma de piso correspondiente. La escalera restringe su movimiento debido a los muros del cubo de escalera representados con columna ancha.

Utilizando diagonal equivalente, la sección de la escalera se transforma de tal manera que pueda ser representada por un elemento barra acoplado de nivel a nivel. Igualmente, su movimiento es restringido por los muros del cubo de escaleras.

Los modelos empleados se nombran:

- “Ex_Diagonal_Shell”.- Escalera diagonal y muros “Shell”.
- “Ex_Diagonal_CA”.- Escalera diagonal y muros columna ancha.
- “Ex_Shell_Shell”.- Escalera “Shell” y muros “Shell”.
- “Ex_Shell_CA”.- Escalera “Shell” y muros columna ancha.

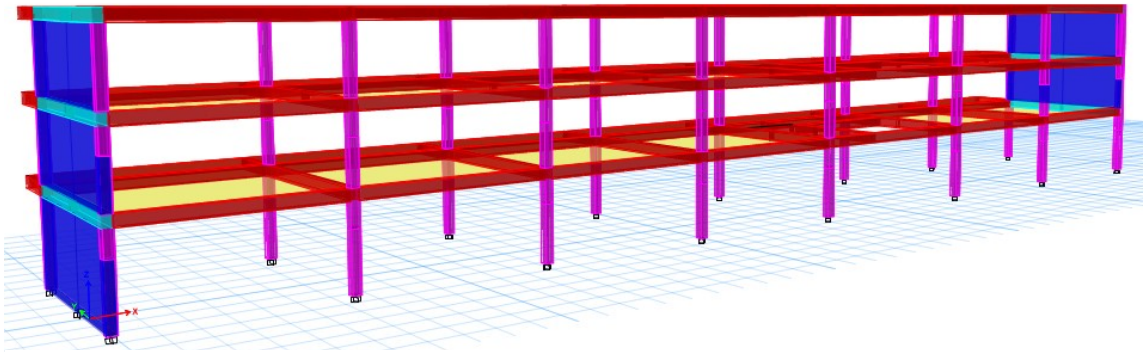


Imagen 18. Modelo muros extremos.

5.4.5.2 Modelo todos los muros transversales

En un segundo acercamiento, se presume que todos los muros de mampostería entre columnas de la dirección transversal tienen una influencia en la estructura. La comparación se realiza con los criterios de modelado de muros y modelación de escaleras.

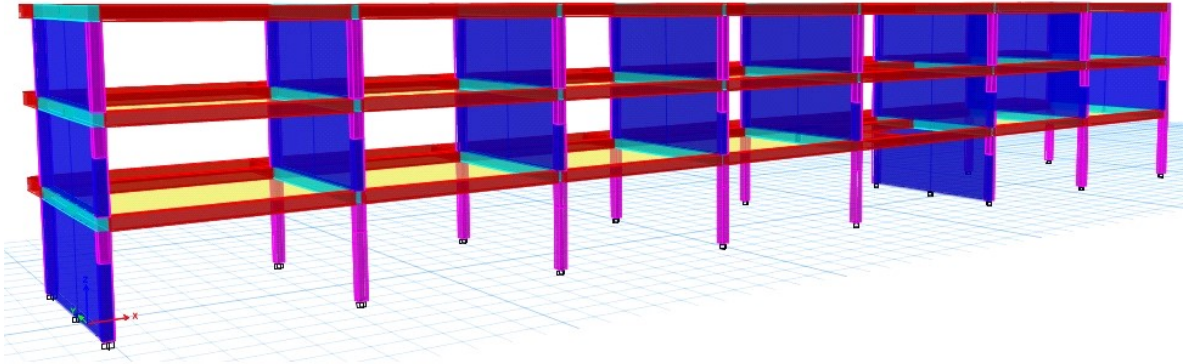


Imagen 19. Modelo todos los muros.

5.4.5.3 Modelo muros longitudinales

Los muros no estructurales de la dirección longitudinal se encuentran desacoplados de la estructura. Esto de acuerdo a las observaciones recabadas en el levantamiento estructural. Sin embargo, su participación es analizada para una condición de vibración ambiental.

En la dirección transversal, el efecto de los muros de mampostería no es desatendido y se incluye en el análisis global.

Los muros en la dirección transversal no contienen aberturas y se define en todo el espacio de la crujía como elemento “*Shell*”. Para los muros longitudinales el elemento se define como murete teniendo en cuenta las aberturas por puertas y ventanas. Mientras que, en los acercamientos con columna ancha, se define un elemento “*Dummy*” que restringe a una columna transformada a mitad del claro y una longitud de nivel a nivel.

Los modelos empleados se nombran:

- “Long_Diagonal_Shell”.- Escalera diagonal y muros “Shell”.
- “Long_Diagonal_CA”.- Escalera diagonal y muros columna ancha.
- “Long_Shell_Shell”.- Escalera “Shell” y muros “Shell”.
- “Long_Shell_CA”.- Escalera “Shell” y muros columna ancha.

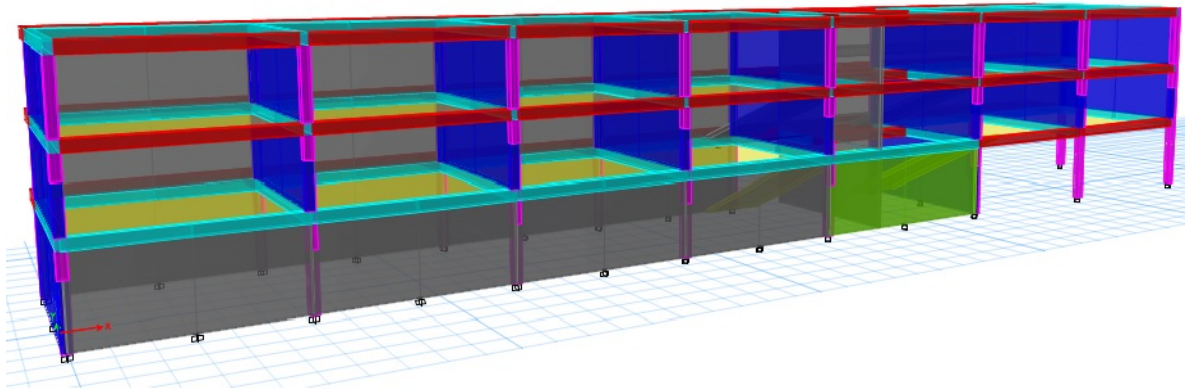


Imagen 20. Modelo muros longitudinales con columna ancha.

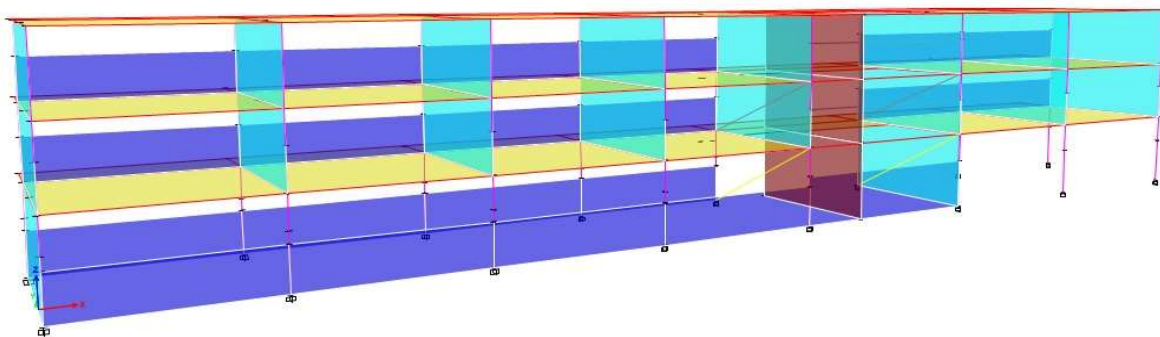


Imagen 21. Modelo muros longitudinales con elementos Shell.

6 RESULTADOS

6.1 Análisis espectral

6.1.1 Propiedades dinámicas del suelo

Se elaboró el análisis de las aceleraciones correspondientes a campo libre a unos metros del edificio. El análisis espectral se realizó con el método de Nakamura, utilizando los cocientes de las vibraciones en sentido Este-Oeste y Norte-Sur con el sentido vertical.

Como parte de este análisis espectral, se calculan, los espectros de potencia y cocientes de Nakamura de dichas aceleraciones. Con esta información se estiman las frecuencias fundamentales del suelo alrededor del edificio.

Los espectros generados para los registros de campo libre se presentan en las figuras 2 a 4 para los registros vertical, Norte-Sur y Este-Oeste respectivamente.

Los cocientes espectrales Norte-Sur/Vertical y Este-Oeste/Vertical se presentan en las figuras 5 y 6.

6.1.1.1 Espectros de Fourier

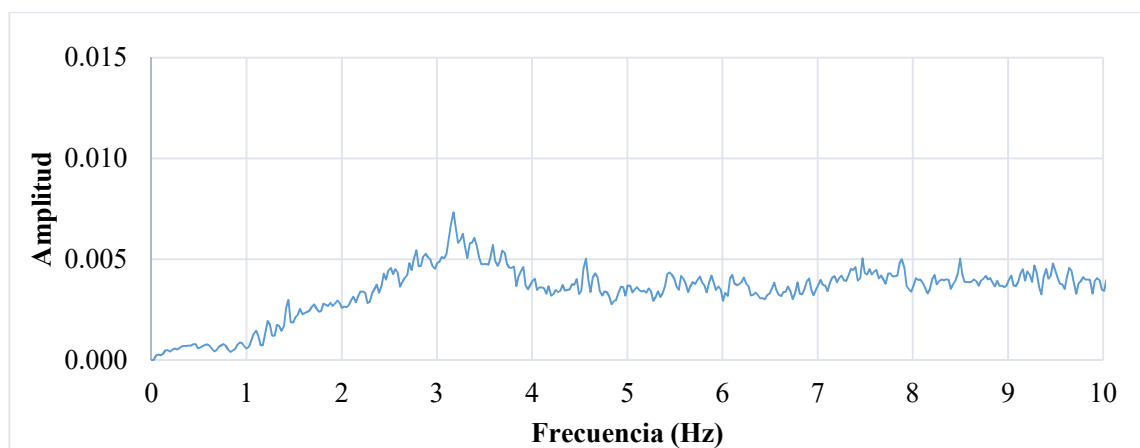


Figura 2. Espectro de Fourier CL Vertical.

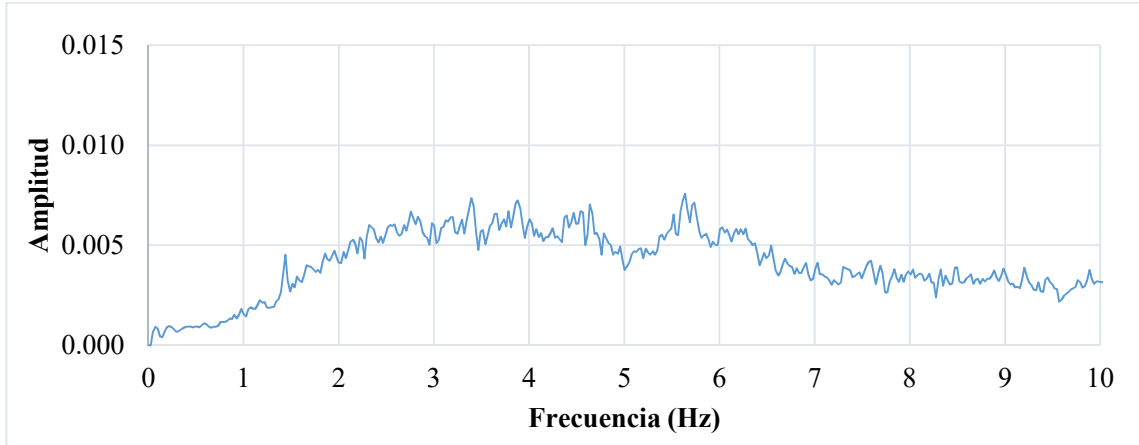


Figura 3. Espectro de Fourier CL Norte-Sur.

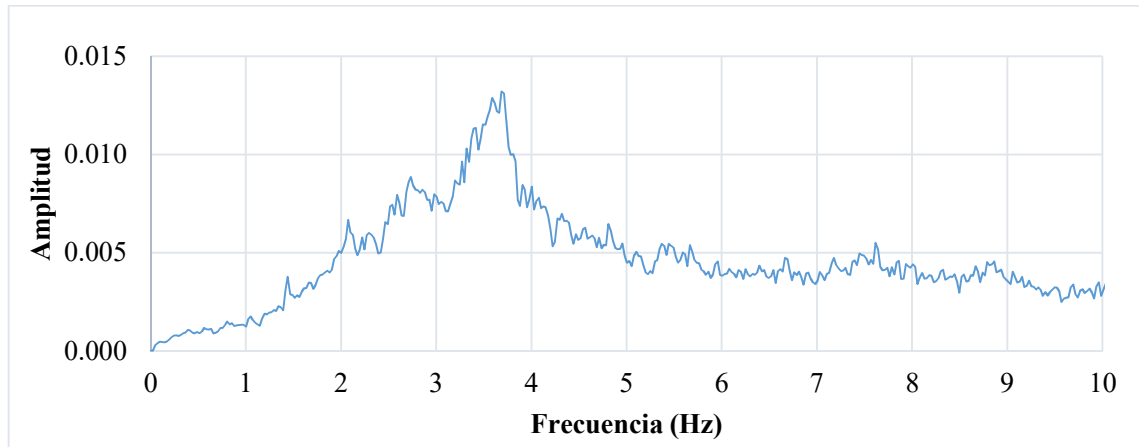


Figura 4. Espectro de Fourier CL Este-Oeste.

En los espectros individuales de cada componente se aprecia alto contenido espectral para el rango de frecuencias 2 a 5 Hz. Este mismo rango puede ser identificado en las dos señales horizontales y la señal vertical del punto CL.

6.1.1.2 Cocientes

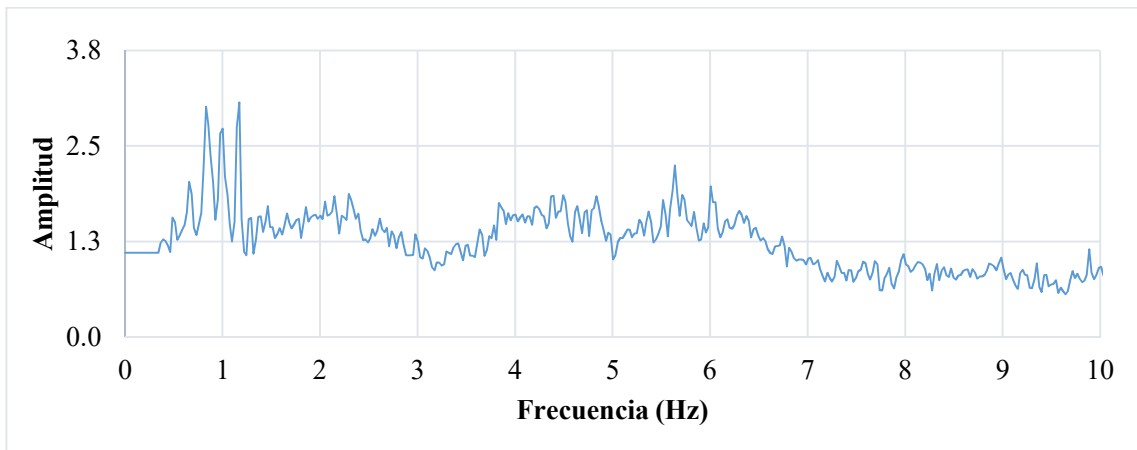


Figura 5. Cociente espectral Norte-Sur/Vertical.

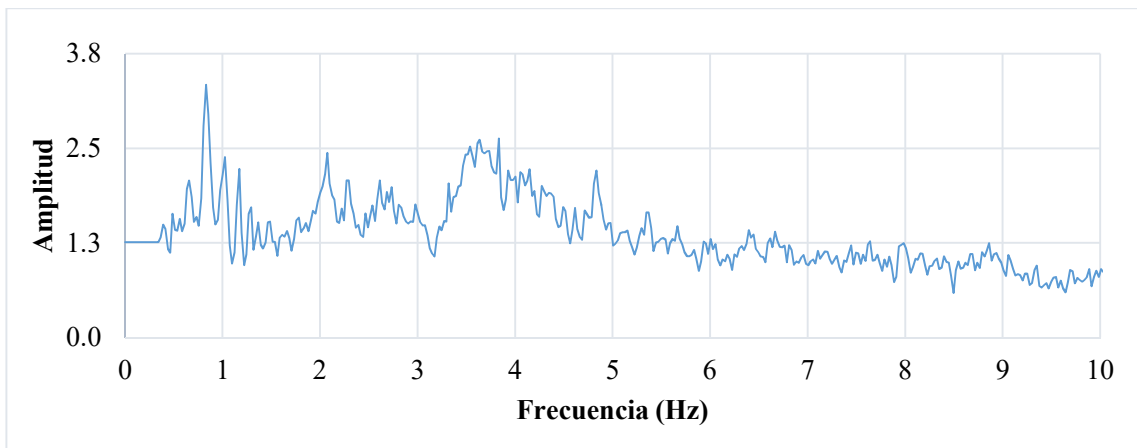


Figura 6. Cociente espectral Este-Oeste/Vertical.

Amplificando las señales horizontales con respecto a la señal vertical, se logra una apreciación del alto contenido espectral correspondiente a la frecuencia fundamental del suelo. Con el proceso de identificación se determina una relación de frecuencias para el rango 0.65 Hz a 1.2 Hz.

6.1.2 Propiedades dinámicas de la estructura

Los registros de vibración ambiental en la azotea fueron procesados en una rutina siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo 3. Los espectros de potencia se calcularon por ventanas traslapadas en un 50% para la construcción de un espectro promediado que representa la totalidad de la señal.

Por sus condiciones, la señal se trató con un filtro paso banda (0.1 a 30 Hz) para reducir el contenido espectral de frecuencias fuera del intervalo de estudio, además de ponderar la amplitud con una ventana de Hanning.

Los espectros de potencia de los puntos AZ-C, AZ-NW, y AZ-SE se construyen para la dirección longitudinal y transversal del movimiento. Del análisis de las señales en el tiempo y la frecuencia se determinó que es válida la información de los cocientes espectrales entre las señales de azotea y campo libre a pesar de no haber sido obtenidas al mismo tiempo, aunque no es recomendable.

Con los espectros de los puntos AZ-C y CL se realizan los cocientes entre señales buscando la amplificación de la señal AZ-C. Las frecuencias de estos cocientes representan las frecuencias identificadas para la azotea en el centro geométrico de la estructura.

6.1.2.1 Espectros de Fourier

Los tres registros de azotea se transformaron al dominio de la frecuencia. Con esta transformación se obtuvieron espectros de potencia para los dos componentes horizontales de cada registro.

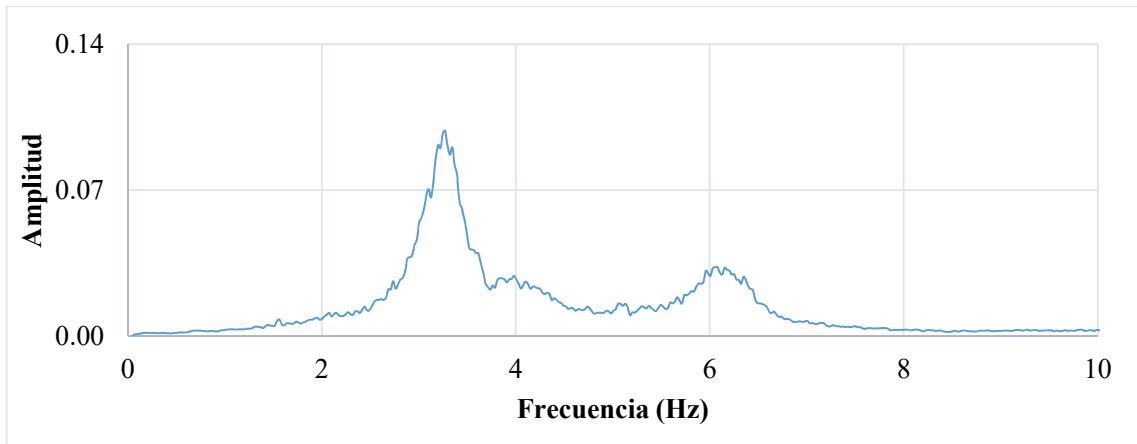


Figura 7. Espectro de Fourier AZ-C Transversal.

El espectro de la dirección transversal (Figura 7) muestra contenido frecuencial en tres zonas, destacando una amplitud máxima en un rango de 3.0 Hz a 3.4 Hz identificado como el primer modo de traslación. El segundo modo de traslación se identifica en un rango de 5.8 Hz a 6.8 Hz, mientras que el modo de torsión se ubica en un rango de 3.5 Hz a 3.9 Hz.

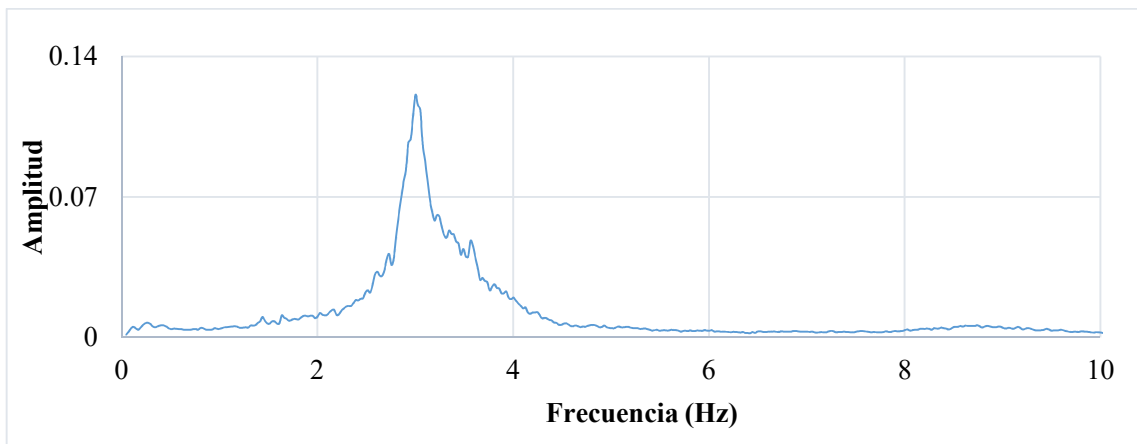


Figura 8. Espectro de Fourier AZ-C Longitudinal.

En la dirección longitudinal (Figura 8), el espectro solo muestra una amplitud máxima asociada al primer modo de traslación. Los demás modos no logran tener una presencia definida en esta dirección. Este rango de contenido frecuencial se ubica de 2.8 Hz a 3.15 Hz.

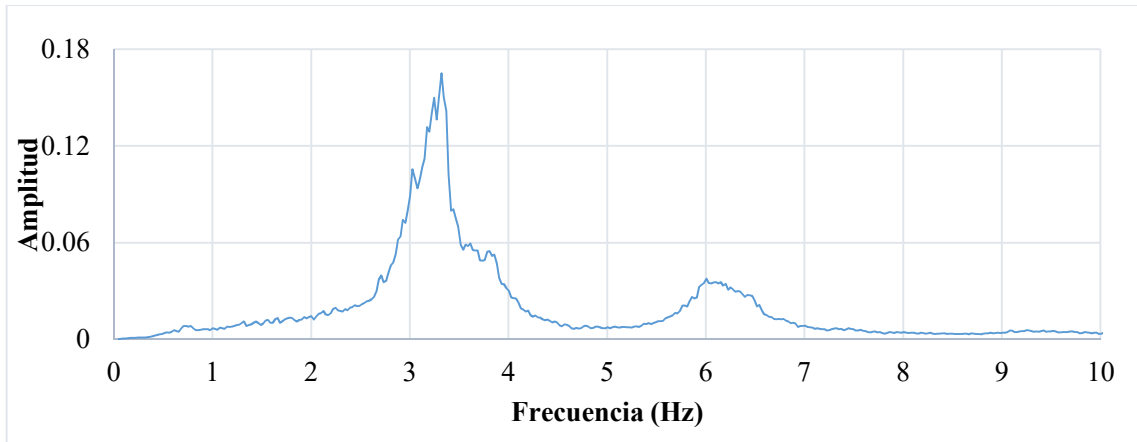


Figura 9. Espectro de Fourier AZ-NW Transversal.

En el espectro de la dirección transversal son identificables tres modos de vibrar. El primer modo traslacional se ubica en un rango de 3.0 Hz a 3.4 Hz. El segundo modo de traslación se identifica en el rango de 5.8 Hz a 6.8 Hz. Para el modo de torsión este rango se ubica de 3.5 Hz a 3.9 Hz.

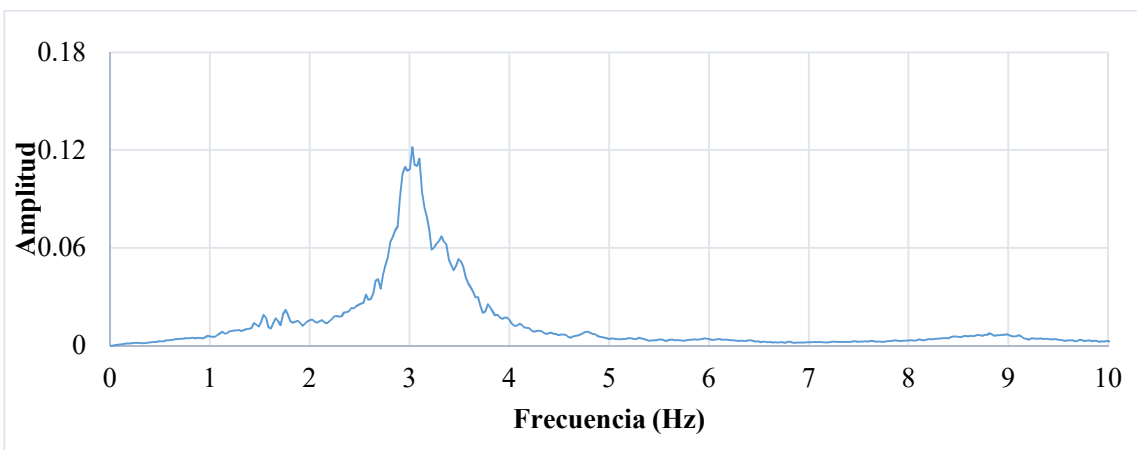


Figura 10. Espectro de Fourier AZ-NW Longitudinal.

En el espectro de la componente longitudinal solo es posible identificar una amplitud máxima asociada al primer modo de traslación. El rango de frecuencias con alto contenido espectral va de 2.8 Hz a 3.15 Hz.

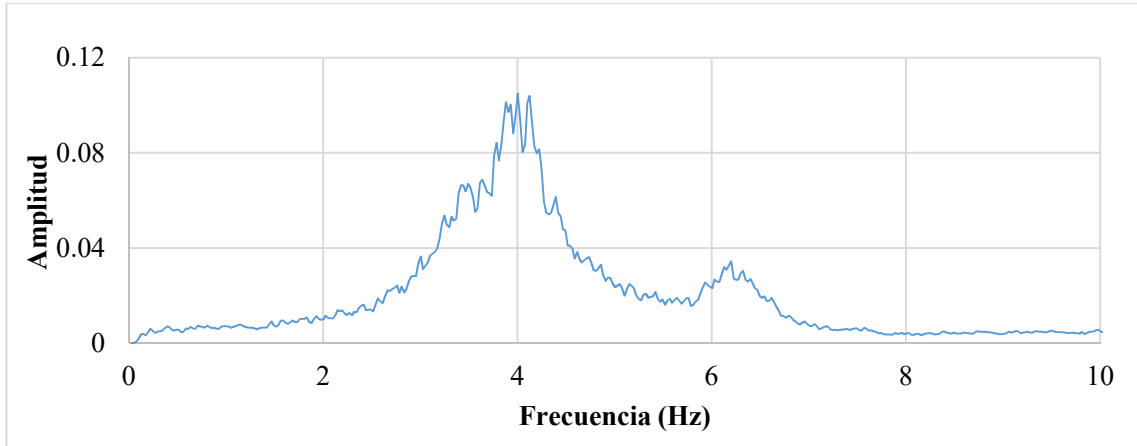


Figura 11. Espectro de Fourier AZ-SE Transversal.

El punto AZ-SE transversal muestra rangos con alto contenido frecuencial en diversas partes del espectro. En este es posible identificar el primer y segundo modo transversal además del primer modo de torsión.

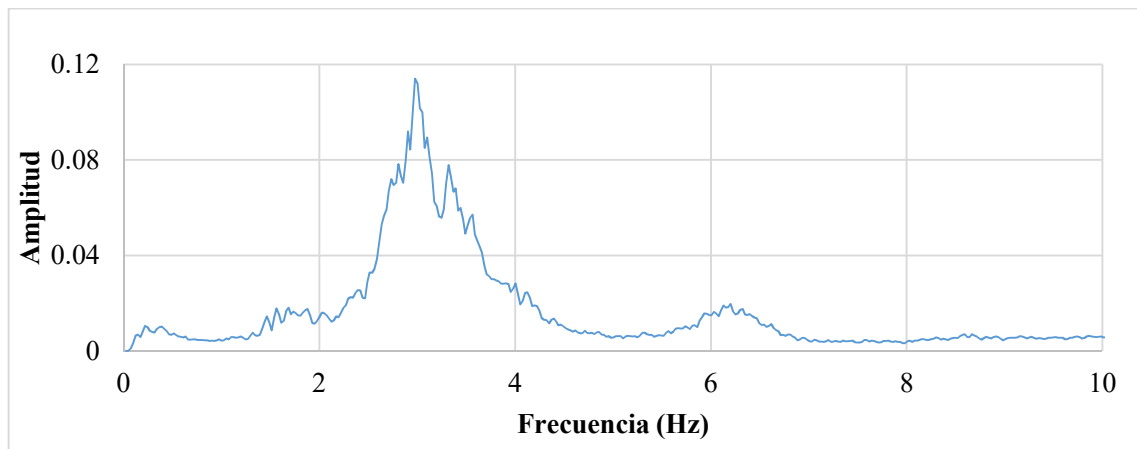


Figura 12. Espectro de Fourier AZ-SE Longitudinal.

En su componente longitudinal contiene amplificaciones similares a su dirección ortogonal. En este espectro puede identificarse contenido frecuencial para el primer y segundo modo longitudinal y el primer modo de torsión.

6.1.2.2 Cocientes

Después del análisis de los espectros individuales se escogieron espectros representativos que, al realizar el cociente espectral, mostraran una amplificación de las frecuencias pertenecientes al sistema.

Los cocientes realizados fueron “AZ-C/CL”, “AZ-SE/CL” y “AZ-NW/CL” para la amplificación de las frecuencias traslacionales.

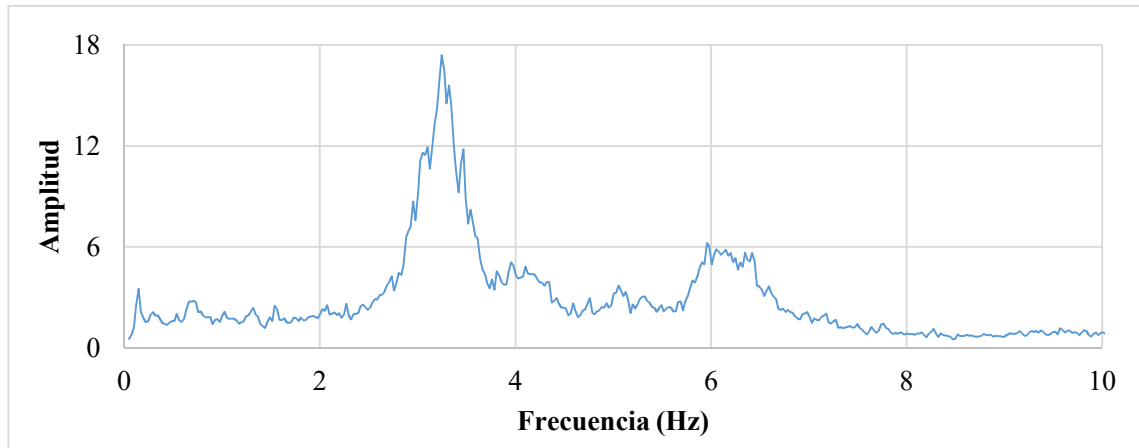


Figura 13. Cociente espectral AZ-C/CL Transversal.

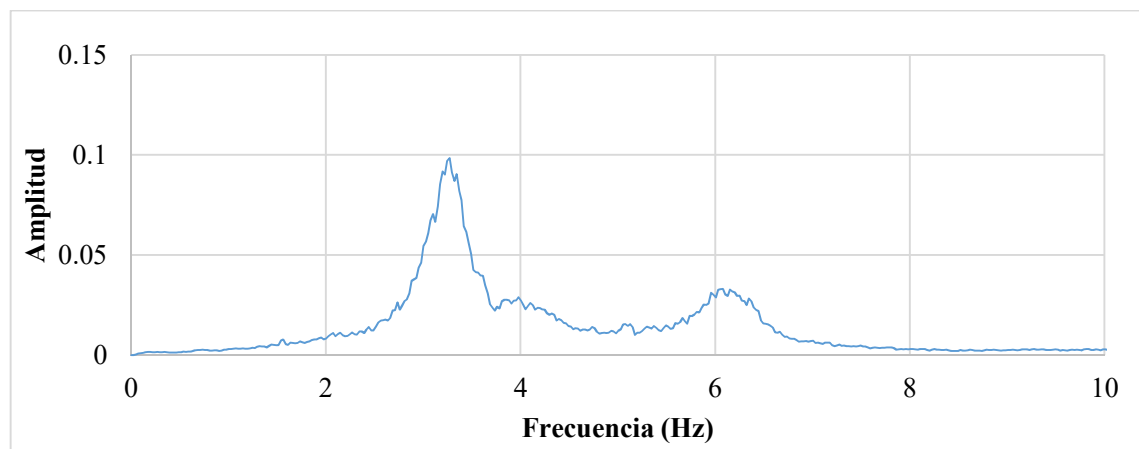


Figura 14. Cociente espectral AZ-C/CL Longitudinal.

El primer modo de traslación es identificable en los cocientes de ambas direcciones. Para el cociente de la dirección transversal, el rango de contenido frecuencial se ubica de 3.0 Hz a 3.4 Hz. En el cociente de la dirección longitudinal se aprecia contenido en el rango 2.8 Hz a 3.15 Hz.

El segundo modo de traslación se identifica con el cociente de la dirección transversal. El rango de contenido frecuencial se encuentra de 5.8 Hz a 6.8 Hz.

El modo de torsión se identifica con el cociente de la dirección transversal. La frecuencia de torsión se asoció a contenido frecuencial en un rango de 3.5 Hz a 3.9 Hz.

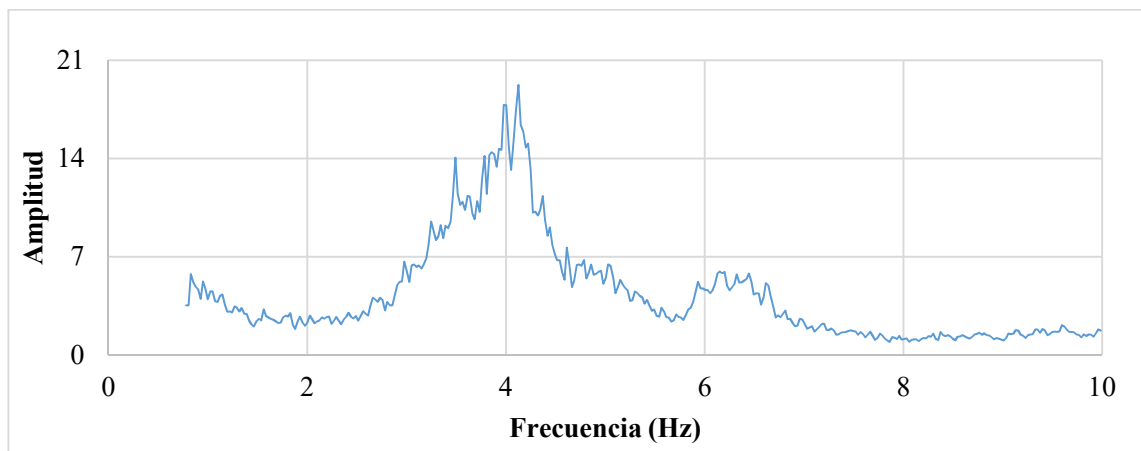


Figura 15. Cociente espectral AZ-SE/CL Transversal.

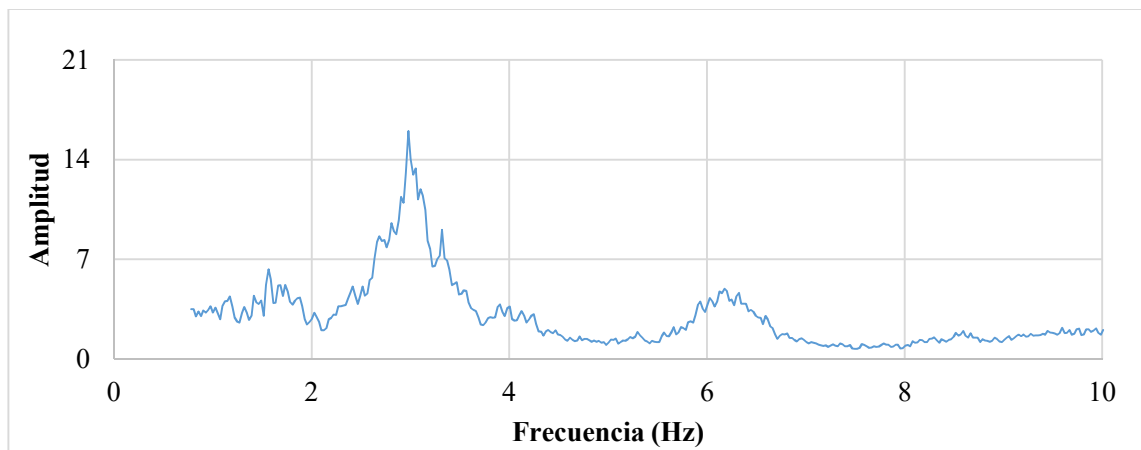


Figura 16. Cociente espectral AZ-SE/CL Longitudinal.

Los cocientes AZ-SE en ambas direcciones muestran alto contenido espectral para las frecuencias identificadas en los espectros individuales. La componente transversal contiene ampliificaciones para el primer y segundo modo transversal en rangos de 3.78 Hz a 4.22 Hz y 5.85 Hz a 6.5 Hz respectivamente. En la componente longitudinal se identifica el primer y segundo modo longitudinal en rangos de 2.88 Hz a 6.8 Hz y 5.8 Hz a 6.8 Hz. Además, en ambos cocientes es posible observar el primer modo de torsión en un rango de 3.29 Hz a 3.4 Hz.

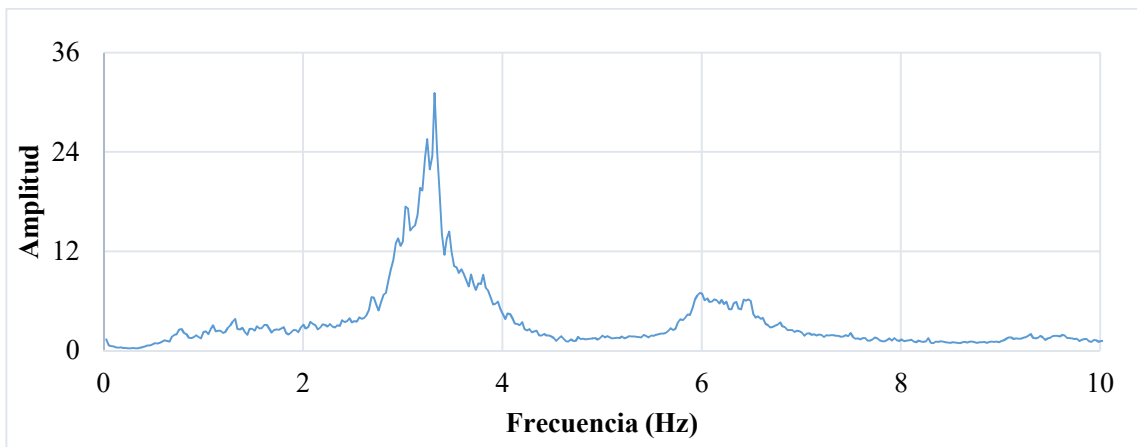


Figura 17. Cociente espectral AZ-NW/CL Transversal.

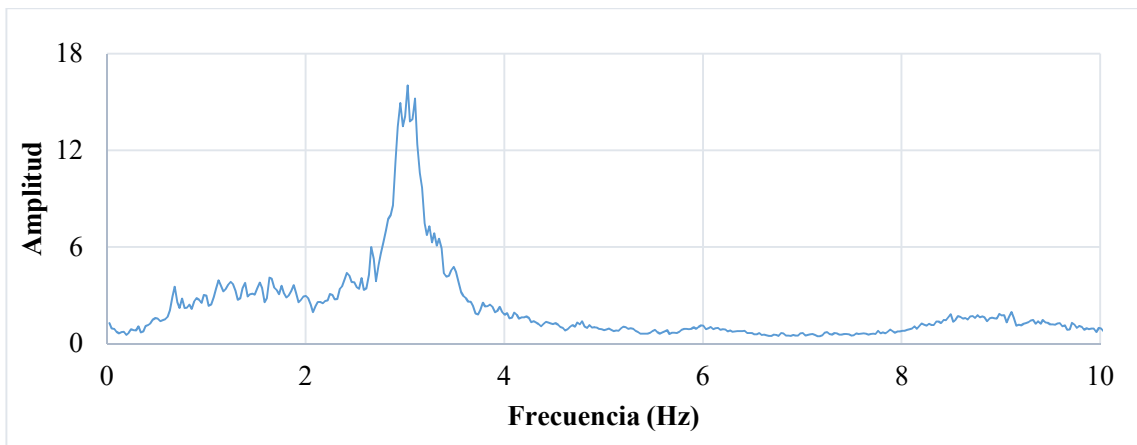


Figura 18. Cociente espectral AZ-NW/CL Longitudinal.

En el cociente de la señal AZ-NW/CL (Figura 17) en la componente transversal puede apreciarse alto contenido frecuencial en un rango de 3.0 Hz a 3.4 Hz. Para la componente longitudinal el cociente es definido por una amplitud máxima identificable en el rango de 2.8 a 3.15 Hz. Estos son asociados a un primer modo de traslación.

Un segundo modo de traslación es identificable en el cociente de la dirección transversal. El rango con contenido frecuencial se ubica entre 5.8 Hz a 6.8 Hz.

El modo de torsión se identifica en el cociente de la dirección transversal en una zona con alto contenido frecuencial en el rango de 3.5 a 3.9 Hz.

6.1.2.3 Amortiguamientos

La fracción de amortiguamiento crítico se identifica en cada cociente espectral relacionando las frecuencias asociadas a las amplitudes máximas. Estos amortiguamientos presentan incertidumbres debido a que los espectros relacionados no representan un mismo evento.

Tabla 9. Fracción de amortiguamiento crítico promedio identificado.

AZ-NW (%)		AZ-C (%)		AZ-SE (%)	
T	L	T	L	T	L
1.99	3.13	3.04	3.41	2.91	3.43

En la componente transversal el porcentaje va de 1.99% a 3.04%. En la componente longitudinal este rango se encuentra de 3.13% a 3.43%. Como puede notarse, en la dirección transversal se obtiene un rango más amplio comprado con su dirección ortogonal; sin embargo, ambos rangos son los esperados en edificios con estructuraciones similares.

6.1.3 Resumen de Frecuencias experimentales

A continuación, se presentan tablas con las frecuencias identificadas de cada registro. En algunos casos, las frecuencias pudieron ser identificadas de forma puntual; mientras que, en otros registros, ningún rango de frecuencias fue apreciable.

El contenido espectral asociado a una frecuencia de vibración se identificó en los espectros de las señales individuales. Los cocientes sirvieron para relacionar las frecuencias halladas en los espectros.

Tabla 10. Resumen de modos identificados.

Modos	AZ-C		
	Puntual	Inicial	Final
1T	3.27	3.18	3.34
2T	-	5.9	6.4
1L	3	2.9	3.1
2L	-	-	-
1R	-	3.4	3.5
Modos	AZ-NW		
	Puntual	Inicial	Final
1T	3.2	3.17	3.32
2T	-	5.9	6.5
1L	3	2.95	3.1
2L	-	-	-
1R	-	3.4	3.85
Modos	AZ-SE		
	Puntual	Inicial	Final
1T	-	3.78	4.22
2T	-	5.85	6.5
1L	-	2.88	3.08
2L	-	5.9	6.4
1R	-	3.29	3.4
Modos	Estructura		
	Puntual	Inicial	Final
1T	-	3.15	3.35
2T	-	5.9	6.5
1L	-	2.9	3.1
2L	-	5.9	6.4
1R	-	3.4	3.9

6.2 Modelos calibrados

El estudio de modelos analíticos tiene la intención de conocer los elementos estructurales y no estructurales que participan en la respuesta estructural para una condición de vibración ambiental. Utilizando las propuestas y criterios de diferentes autores se realiza una comparación en términos de frecuencia. Además, se analizan las participaciones modales como parámetro de comparación.

En cada subcapítulo se discute un criterio para determinar su relevancia en un modelo representativo del edificio.

6.2.1 Modelo con variación del módulo de elasticidad del concreto

Las formulas presentadas por las NTC-2017 se evaluaron y compararon utilizando un modelo base con todos los muros transversales y sin modelación de escaleras.

La elección de este modelo responde a la buena participación modal superior al 90% en las tres componentes: longitudinal, transversal y de torsión; apareciendo los modos en ese orden.

Los módulos de elasticidad se calculan con las ecuaciones mencionadas en 5.3.2 y ajustadas a un bajo nivel de esfuerzos.

En las tablas 11, 12 y 13 se presentan los resultados analíticos de los modelos E1, E2 y E3 respectivamente. Las tablas contienen la información de los modos tridimensionales con su participación en cada dirección y su frecuencia.

Tabla 11. Frecuencia y participación modal para Modelo E1.

Modo Tridimensional	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección dominante	Participación en el componente		
				Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.792	1.263	Longitudinal	0.940	<0.001	0.003
2	0.521	1.919	Transversal	<0.001	0.923	0.053
3	0.478	2.092	Torsión	0.002	0.052	0.918

Tabla 12. Frecuencia y participación modal para Modelo E2.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.758	1.319	Longitudinal	0.946	<0.001	0.003
2	0.521	1.919	Transversal	<0.001	0.924	0.053
3	0.477	2.096	Torsión	0.003	0.051	0.918

Tabla 13. Frecuencia y participación modal para Modelo E3.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.738	1.355	Longitudinal	0.950	<0.001	0.004
2	0.521	1.919	Transversal	<0.001	0.924	0.052
3	0.477	2.096	Torsión	0.004	0.051	0.918

Como puede observarse en las tablas anteriores, la variación más significativa corresponde a la comparación del modelo E1 con el modelo E3 en la dirección longitudinal. La variación responde a un 6.82% de aumento en la frecuencia. Los modos transversales y de torsión no tienen variación en ninguno de los tres modelos.

6.2.2 Modelo con variación del factor de zona rígida

La variación del parámetro de unión viga-columna se realizó para una modelación con todos los muros en la dirección transversal y sin modelación de escaleras.

Al igual que el modelo para variación de módulo de elasticidad del concreto, el modelo es elegido por su buena distribución de participación modal mayor al 90%; apareciendo los modos longitudinal, transversal y torsión.

En las tablas 14, 15 y 16 se presentan los resultados analíticos de los modelos “FZR_0”, “FZR_0.5” y “FZR_1” respectivamente. Las tablas contienen los modos tridimensionales relevantes con su participación en las direcciones dominantes y su frecuencia.

Tabla 14. Frecuencia y participación modal del modelo “FZR_0”.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.768	1.302	Longitudinal	0.944	<0.001	0.003
2	0.521	1.919	Transversal	<0.001	0.924	0.053
3	0.478	2.092	Torsión	0.003	0.052	0.918

Tabla 15. Frecuencia y participación modal del modelo “FZR_0.5”.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.724	1.381	Longitudinal	0.943	<0.001	0.003
2	0.491	2.037	Transversal	<0.001	0.932	0.044
3	0.45	2.222	Torsión	0.003	0.042	0.927

Tabla 16. Frecuencia y participación modal del modelo “FZR_1”.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.683	1.464	Longitudinal	0.941	<0.001	0.003
2	0.46	2.174	Transversal	<0.001	0.941	0.034
3	0.422	2.370	Torsión	0.003	0.033	0.936

La variación de unión entre un criterio sin rigidez y con rigidez muestra un aumento promedio de 11.50% en sus frecuencias. Siendo este el más significativo.

Las frecuencias tienen aumentos progresivos en sus tres componentes conservando incluso un aumento promedio de alrededor del 6.0%.

Es importante notar que los modelos no presentan variación en la participación modal y que sus valores se mantienen arriba del 90.0% en su componente dominante.

6.2.3 Modelación de escaleras

Los resultados de los criterios de modelación de escaleras se presentan en términos de rigidez y frecuencia.

Aunque las frecuencias no representan las experimentales, su variación sirve para estimar el grado de participación que tienen las escaleras al modelo global. Además, la rigidez se toma como parámetro de comparación debido a que la diagonal equivalente tiene una acción en una componente, mientras que el “Shell” es tridimensional.

Se presenta la rigidez lateral de entrepiso en dirección longitudinal y transversal respectivamente para los modelos “M_Esqueletal”, “M_Shell”, “M_UnaBarra” y “M_DosBarras” (Tablas 17 y 18). Además, se comparan las frecuencias analíticas de los modelos “M_Esqueletal”, “M_Shell”, “M_UnaBarra” (Tabla 19).

Tabla 17. Rigideces de entrepiso en dirección longitudinal.

Entrepiso	Esqueletal tonf/m	Una barra tonf/m	Dos Barras tonf/m	Shell tonf/m
E3	3,039	3,454	3,385	4,958
E2	3,611	4,186	4,108	6,427
E1	5,692	6,761	6,854	10,890

Tabla 18. Rigideces de entrepiso en dirección transversal.

Entrepiso	Esqueletal tonf/m	Una barra tonf/m	Dos Barras tonf/m	Shell tonf/m
E3	2,650	5,043	9,166	3,918
E2	3,210	7,143	16,412	5,102
E1	5,313	16,324	36,049	8,787

El modelo Esqueletal funciona como base para la comparación del modelado de las escaleras. En los tres criterios hay un aumento de rigidez en las componentes longitudinal y transversal, por lo tanto, frecuencias más altas son esperadas en los modelos.

Aunque las rigideces longitudinales son muy similares entre una barra y dos barras, las rigideces en la componente transversal muestran un aumento hasta del 220% en el primer entrepiso. Esto puede deberse a que la componente de acción de la diagonal equivalente es principalmente en la dirección transversal, manteniendo la dirección longitudinal sin un cambio significativo.

Cabe resaltar que el modelo de diagonal equivalente con una barra y el modelo con “*Shell*” tienen resultados con la menor variación. El modelado con “*Shell*” muestra menor rigidez en la dirección transversal. Sin embargo, logra transmitir mejor el movimiento debido a su acción en las tres dimensiones, aumentando la rigidez de la dirección longitudinal.

Este parámetro de rigideces permite descartar para el análisis el modelo “M_DosBarras”. Los altos valores de rigidez en su componente de acción se consideran no representativos.

Tabla 19. Frecuencias de los modelos de escaleras

Modelo	Esqueletal	Una barra	Shell
	Frecuencia (Hz)		
Longitudinal	1.148	1.276	1.160
Transversal	1.104	1.712	1.548
Torsión	1.225	1.163	1.538

La inclusión de escaleras con elemento “*Shell*” tiene un efecto casi nulo en la frecuencia longitudinal con 1% de variación. Para las frecuencias transversal y de torsión se logra un aumento de 28.7% y 20.3% respectivamente.

En la modelación con diagonal equivalente, la dirección longitudinal y transversal tienen un aumento del 10.0% y 35.5% respectivamente. La frecuencia de torsión sufrió un decremento del 5.3%.

En una comparación directa entre “M_UnaBarra” y “M_Shell”, las frecuencias longitudinales y transversales presentan una variación del 10%; mientras que, en la frecuencia de torsión hay una variación del 24%.

Para las frecuencias traslacionales los modelos son similares y se puede llegar a un buen resultado por ambos métodos. En cambio, para las frecuencias rotacionales, hay un impacto significativo causado posiblemente por la interacción de las escaleras en una modelación tridimensional.

6.2.4 Modelación de muros

Los diferentes criterios de modelación de los muros de mampostería son comparados para observar la participación de los elementos en una vibración ambiental.

Los tres modelos se realizan con la inclusión de todos los muros en dirección transversal y los muros del cubo de escaleras. No se incluye la modelación de las escaleras para evitar incertidumbres.

En las tablas 20, 21 y 22 se presentan los resultados analíticos de los modelos “M_Shell”, “M_Dummy” y “M_Peralte”. Estas contienen los modos tridimensionales relevantes con su participación en las direcciones dominantes y su frecuencia. Posteriormente, las frecuencias de los modelos “M_Dummy” y “M_Shell” son comparadas (Tabla 23).

Tabla 20. Frecuencias y participaciones modales “M_Shell”.

Modo Tridimensional	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección dominante	Participación en el componente		
				Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.744	1.344	Longitudinal	0.950	<0.001	<0.001
2	0.200	5.000	Transversal	<0.001	0.783	0.179
3	0.169	5.917	Torsión	<0.001	0.170	0.767

Tabla 21. Frecuencias y participaciones modales “M_Dummy”.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.758	1.319	Longitudinal	0.946	<0.001	0.003
2	0.521	1.919	Transversal	<0.001	0.924	0.053
3	0.477	2.096	Torsión	0.003	0.051	0.918

Tabla 22. Frecuencias y participaciones modales M_Peralte.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.764	1.309	Longitudinal	0.944	<0.001	0.003
2	0.513	1.949	Transversal	<0.001	0.926	0.050
3	0.471	2.123	Torsión	0.002	0.048	0.921

Los modelos “M_Dummy” y “M_Peralte” no presentan una variación mayor al 2% en sus frecuencias además de conservar participaciones mayores al 90.0%. Por esta razón se considera que ambos enfoques de columna ancha llegan a las mismas conclusiones. El debate se centra entonces en la comparación directa de columna ancha del modelo “M_Dummy” contra modelo “M_Shell”.

Tabla 23. Frecuencias de los modelos de muros.

Modelo	CA	Shell
	Frecuencia (Hz)	
Longitudinal	1.319	1.344
Transversal	1.919	4.975
Torsión	2.096	5.917

Como puede observarse en la tabla anterior, las frecuencias de la modelación con muros “Shell” son mayores que con columna ancha.

En la componente longitudinal el aumento corresponde a 1.85% que puede considerarse sin alteración. Esto es debido a la inexistencia de los muros longitudinales y a que la inercia de la columna ancha en ese sentido es casi nula.

Los componentes transversal y de torsión aumentan un 61.4% y 61.5% respectivamente. El elemento “Shell” resulta aportar mayor rigidez lateral que la columna ancha. Además, estas frecuencias se encuentran muy cercanas para columna ancha, mientras que en “Shell” tienden a ser mayores.

6.2.5 Modelos de distribución de muros

El efecto de la distribución de muros se analiza agregando muros modelados con columna ancha en las direcciones transversales y longitudinales.

En las tablas 24, 25, 26 y 27 se presentan los resultados de los modelos "M_SinMuros", "M_Extremos", "M_Todos" y "M_Longitudinales" respectivamente. Estas contienen los modos tridimensionales relevantes con su participación en las direcciones dominantes y su frecuencia. En un resumen (Tabla 28), las frecuencias de los modelos son comparadas.

Tabla 24. Frecuencias y participaciones modales de "M_SinMuros".

Modo Tridimensional	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección dominante	Participación en el componente		
				Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.906	1.104	Transversal	<0.001	0.919	<0.001
2	0.871	1.148	Longitudinal	0.590	<0.001	0.336
3	0.816	1.225	Torsión	0.343	<0.001	0.580

Tabla 25. Frecuencias y participaciones modales de "M_Extremos".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.765	1.307	Longitudinal	0.937	<0.001	0.003
2	0.549	1.821	Transversal	<0.001	0.941	0.007
3	0.491	2.037	Torsión	0.002	0.010	0.947

Tabla 26. Frecuencias y participaciones modales de "M_Todos".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.738	1.355	Longitudinal	0.950	<0.001	0.004
2	0.521	1.919	Transversal	<0.001	0.924	0.052
3	0.477	2.096	Torsión	0.004	0.051	0.918

Tabla 27. Frecuencias y participaciones modales de "M_Longitudinales".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.486	2.058	Transversal	0.003	0.889	0.085
2	0.440	2.273	Torsión	0.059	0.085	0.827
3	0.384	2.604	Longitudinal	0.876	0.001	0.059

La participación modal del modelo "M_SinMuros" (Tabla 24) en su componente transversal alcanza una participación alta arriba del 90%. Para el segundo y tercer modo de vibrar puede observarse que la participación es una combinación de las componentes longitudinales y de torsión.

En el caso de los modelos "M_Extremos" y "M_Todos" (Tabla 25 y Tabla 26) sus componentes se encuentran definidas arriba del 90%. Entre ambos no hay una variación significativa de participaciones.

En el modelo “M_Longitudinales” (Tabla 27) las participaciones de las componentes son cercanas al 90% y sus modos corresponden a una combinación de las tres componentes. Sin embargo, estas contribuciones no exceden del 10%.

Tabla 28. Frecuencias de los modelos de distribución de muros.

Modelo	Sin Muros	Muros Extremos	Muros Todos	Muros Longitudinales
	Frecuencia (Hz)			
Longitudinal	1.148	1.307	1.355	2.604
Transversal	1.104	1.821	1.919	2.058
Torsión	1.225	2.037	2.096	2.273

De acuerdo a la tabla anterior, el aumento de frecuencias longitudinales para los modelos "M_Extremos", "M_Todos" y "M_Longitudinales" con respecto al modelo sin muros es de 12.2%, 15.3% y 56.0% respectivamente. La frecuencia longitudinal tiene un mayor aumento con la adición de los muros en dicha componente. Entre Muros extremos y todos los muros la variación no es significativa.

En la componente transversal la variación con respecto al modelo sin muros es de 39.4%, 42.5% y 46.36%. Mientras que en la componente de torsión es de 39.8%, 41.5% y 46.0%. El aumento es semejante en ambas componentes y es con la adición de muros longitudinales que las frecuencias tienen el mayor aumento.

6.2.5.1 Modelo con muros extremos transversales

En la construcción de este modelo toma en cuenta la participación de los muros en los salones extremos del edificio. El estudio particular de estos modelos se enfocó en los criterios de elemento modelación de muros y de escaleras.

Las siguientes tablas 29, 30, 31 y 32 presentan los resultados de "Ex_Diagonal_Shell", "Ex_Diagonal_CA", "Ex_Shell_Shell" y "Ex_Shell_CA" respectivamente. Las tablas contienen los modos tridimensionales relevantes con su participación en las direcciones dominantes y su frecuencia.

Se presenta una comparación de las frecuencias de muros extremos (Tabla 33); más adelante se presenta el error relativo entre modelos variando muros y escaleras respectivamente (Tablas 34 y 35).

Tabla 29. Frecuencias y participaciones modales del modelo "Ex_Diagonal_Shell".

Modo Tridimensional	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección dominante	Participación en el componente		
				Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.789	1.267	Longitudinal	0.922	<0.001	<0.001
2	0.201	4.975	Transversal	<0.001	0.871	0.010
3	0.177	5.650	Torsión	<0.001	0.015	0.895

Tabla 30. Frecuencias y participaciones modales del modelo "Ex_Diagonal_CA".

Modo Tridimensional	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección dominante	Participación en el componente		
				Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.717	1.395	Longitudinal	0.920	<0.001	0.002
2	0.459	2.179	Torsión	0.002	0.260	0.658
3	0.272	3.676	Transversal	<0.001	0.485	0.241

Tabla 31. Frecuencias y participaciones modales del modelo "Ex_Shell_Shell".

Modo Tridimensional	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección dominante	Participación en el componente		
				Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.541	1.848	Longitudinal	0.915	<0.001	<0.001
2	0.21	4.762	Transversal	<0.001	0.893	0.005
3	0.179	5.587	Torsión	<0.001	0.001	0.899

Tabla 32. Frecuencias y participaciones modales del modelo “Ex_Shell_CA”.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.538	1.859	Longitudinal	0.449	0.237	0.236
2	0.497	2.012	Transversal	0.445	0.296	0.172
3	0.426	2.347	Torsión	0.005	0.394	0.542

El modelo “Ex_Diagonal_Shell” (Tabla 29) alcanza participaciones altas alrededor del 90%.

“Ex_Diagonal_CA” (Tabla 30) alcanza el 90% de participación en la componente longitudinal. El segundo y tercer modo tienen participación de la componente longitudinal y de torsión.

En “Ex_Shell_Shell” (Tabla 31) se observa en la dirección longitudinal, el primer modo es el dominante en esa dirección con 91.5%. Las demás componentes se encuentran alrededor del 90%.

Las participaciones para “Ex_Shell_CA” (Tabla 32) son bajas; aunque puede distinguirse la dirección dominante de cada modo rondando el 50%. El primer y segundo modo, longitudinal y transversal respectivamente, son una combinación de las tres componentes. Para el tercer modo se observa una combinación de la componente transversal y de torsión. Además, este modo es el de mayor aportación con un 54.2%.

Tabla 33. Comparación de frecuencias de muros extremos.

Componente	Escalera Shell		Escalera Diagonal	
	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell
	Frecuencia (Hz)			
Longitudinal	1.859	1.848	1.395	1.267
Transversal	2.012	4.762	3.676	4.975
Torsión	2.347	5.587	2.179	5.650

Tabla 34. Error relativo de Muros.

Componente	Escalera Shell	Escalera Diagonal
Longitudinal	-0.56	-10.04
Transversal	57.75	26.10
Torsión	57.98	61.44

Para una mejor observación de la participación de los elementos estructurales, se realiza el cálculo del error relativo de muros columna ancha contra la modelación de muros “Shell”.

Como puede observarse en la tabla 34, la menor variación corresponde a la frecuencia longitudinal. Los muros tienen un impacto significativo en la frecuencia transversal y de torsión.

Tabla 35. Error relativo de escaleras.

Componente	Muros CA	Muros Shell
Longitudinal	-33.27	-45.84
Transversal	45.27	4.29
Torsión	-7.75	1.12

Manteniendo los muros, se calcula el error relativo de escaleras “Shell” contra las escaleras con diagonal equivalente.

La modelación de escaleras afecta a las frecuencias longitudinales en mayor medida. Los modelos con escalera “Shell” aumentan estas frecuencias.

En la componente transversal se observa un efecto contrario a la longitudinal, donde las escaleras con diagonal equivalente tienen frecuencias mayores. Sin embargo, en muros con columna ancha la diferencia es 45% mayor y en los muros Shell esta diferencia no llega al 5%. Las frecuencias de torsión resultan con la menor variación siendo menor al 10%.

6.2.5.2 Modelo con todos los muros transversales

Los resultados de la modelación con todos los muros transversales se compara con sus variantes de escaleras de elemento “Shell” y diagonal equivalente. Se hallan variaciones significativas en las frecuencias estimadas, así como de la participación de los elementos en la respuesta global.

Los resultados de los modelos "To_Diagonal_Shell", “To_Diagonal_CA”, “To_Shell_Shell” y “To_Shell_CA” se presentan en las tablas 36, 37, 38 y 39. Las tablas contienen los modos tridimensionales relevantes con su participación en las direcciones dominantes y su frecuencia.

En la tabla 40 se presenta una comparación de las frecuencias de modelos con todos los muros; Posteriormente, en las tablas 41 y 42 se presenta el error relativo entre modelos variando muros y escaleras respectivamente.

Tabla 36. Frecuencias y participaciones modales del modelo "To_Diagonal_Shell".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.789	1.267	Longitudinal	0.922	<0.001	<0.001
2	0.176	5.682	Transversal	<0.001	0.796	0.148
3	0.158	6.329	Torsión	<0.001	0.143	0.787

Tabla 37. Frecuencias y participaciones modales del modelo "To_Diagonal_CA".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.666	1.502	Longitudinal	0.938	<0.001	0.002
2	0.413	2.421	Torsión	0.002	0.232	0.723
3	0.249	4.016	Transversal	<0.001	0.573	0.197

Tabla 38. Frecuencias y participaciones modales del modelo "To_Shell_Shell".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.514	1.946	Longitudinal	0.936	<0.001	<0.001
2	0.188	5.319	Transversal	<0.001	0.793	0.160
3	0.158	6.329	Torsión	<0.001	0.153	0.778

Tabla 39. Frecuencias y participaciones modales del modelo "To_Shell_CA".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.504	1.984	Longitudinal	0.757	0.069	0.105
2	0.455	2.198	Transversal	0.160	0.416	0.383
3	0.406	2.463	Torsión	0.003	0.472	0.479

El modelo "To_Diagonal_Shell" (Tabla 36) Tiene una participación mayor al 90% en la componente longitudinal. En los componentes transversal y de torsión son cercanas al 80%. Se puede apreciar un modo longitudinal con un 6.9% de participación correspondiente al tercer modo de vibrar.

La configuración de muros columna ancha y escalera diagonal (Tabla 37) logra una buena participación en la componente longitudinal. Sin embargo, la frecuencia de torsión aparece en el segundo modo con una participación del 72.3%. La frecuencia transversal aparece en el tercer modo con una baja participación del 57.3% compartiendo con la componente de torsión.

Muros "Shell" y escalera "Shell" (Tabla 38) logra buena participación en la componente longitudinal y participación cercana al 80% en sus demás componentes. Este modelo tiene similitud con el modelo "To_Diagonal_Shell".

En "To_Shell_CA" (Tabla 39) los modos aparecen en el orden longitudinal, transversal y de torsión. Sin embargo, las participaciones dominantes se encuentran bajas en comparación con los demás modelos. El modo longitudinal tiene un 75.7% de

participación compartiendo el efecto con las tres componentes. Las componentes transversal y de torsión tienen una participación del 41.6% y 47.9%.

Tabla 40. Comparación de frecuencias de todos los muros.

Componente	Escalera Shell		Escalera Diagonal	
	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell
	Frecuencia (Hz)			
Longitudinal	1.984	1.946	1.502	1.267
Transversal	2.198	5.319	4.016	5.682
Torsión	2.463	6.329	2.421	6.329

Las frecuencias de las tres componentes tienen un aumento con la adición de los muros. La dirección transversal y de torsión tiene el mayor aumento.

Tabla 41. Error relativo de muros.

Componente	Escalera Shell	Escalera Diagonal
Longitudinal	-1.98	-18.47
Transversal	58.68	29.32
Torsión	61.08	61.74

La variación de frecuencias debido a la comparación de modelado de muros se conserva igual que en las comparaciones de muros extremos. Solamente la componente longitudinal tiene una variación mayor cuando se incluye la escalera con diagonal equivalente.

Tabla 42. Error relativo de escaleras.

Componente	Muros CA	Muros Shell
Longitudinal	-32.14	-53.50
Transversal	45.27	6.38
Torsión	-1.72	0.00

En la comparación de modelado de escaleras sucede lo mismo que el caso de muros extremos. Puede observarse que los porcentajes de variación se conservan. Aunque, en las frecuencias de torsión, la variación es casi nula en muros de columna ancha y sin cambios en los muros “Shell”.

6.2.5.3 Modelo muros longitudinales y transversales

La inclusión de muros longitudinales en la modelación implica un aumento de rigidez en esa componente. El análisis de sus frecuencias y participaciones permiten conocer la participación de estos en la respuesta global.

La componente longitudinal es la más afectada por estas condiciones, mientras que la componente transversal y de torsión tienen resultados semejantes a las modelaciones anteriores.

El resumen de los modelos “Long_Diagonal_Shell”, “Long_Diagonal_CA”, “Long_Shell_Shell” y “Long_Shell_CA” (Tablas 43, 44, 45 y 46) contienen los modos tridimensionales relevantes con su participación en las direcciones dominantes y su frecuencia. Las frecuencias de muros longitudinales y transversales se comparan (Tabla 47), además de presentar el error relativo entre modelos variando muros y escaleras (Tablas 48 y 49).

Tabla 43. Frecuencias y participaciones modales del modelo “Long_Diagonal_Shell”.

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.312	3.205	Longitudinal	0.961	<0.001	<0.001
2	0.172	5.814	Transversal	<0.001	0.743	0.207
3	0.152	6.579	Torsión	<0.001	0.205	0.733

Tabla 44. Frecuencias y participaciones modales del modelo "Long_Diagonal_CA".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.437	2.288	Torsión	0.032	0.194	0.745
2	0.37	2.703	Longitudinal	0.894	0.008	0.023
3	0.263	3.802	Transversal	<0.001	0.591	0.165

Tabla 45. Frecuencias y participaciones modales del modelo "Long_Shell_Shell".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.282	3.546	Longitudinal	0.949	<0.001	<0.001
2	0.181	5.525	Transversal	<0.001	0.763	0.192
3	0.152	6.579	Torsión	<0.001	0.189	0.749

Tabla 46. Frecuencias y participaciones modales del modelo "Long_Shell_CA".

Modo Tridimensional	Periodo	Frecuencia	Dirección dominante	Participación en el componente		
	(s)	(Hz)		Longitudinal	Transversal	Torsión
1	0.443	2.257	Torsión	0.016	0.423	0.531
2	0.388	2.577	Transversal	0.026	0.529	0.394
3	0.338	2.959	Longitudinal	0.880	0.001	0.039

En el modelo "Long_Diagonal_Shell" (Tabla 43) las participaciones son altas y están distribuidas apareciendo en el orden Longitudinal, Transversal y Torsión. El modo Longitudinal tiene la mejor participación por arriba del 90%.

En la tabla 44, la frecuencia de torsión aparece en el primer modo, siguiéndole las frecuencias longitudinal y transversal. La frecuencia longitudinal tiene la participación mejor definida llegando casi al 80%.

Para el caso de “Long_Shell_Shell“ (Tabla 45) los modos aparecen en el orden longitudinal, transversal y torsión. Para la componente longitudinal se alcanza una buena participación arriba del 90%. Los demás modos rondan el 75%. Es un caso muy similar al modelo “Long_Diagonal_Shell”.

En “Long_Shell_CA” (Tabla 46) los modos aparecen en el orden rotación, transversal y longitudinal, coincidiendo con el modelo “Long_Diagonal_CA” en un primer modo de torsión. Las participaciones de los modos transversal y de torsión están distribuidas en los dos componentes. Para la frecuencia longitudinal se logra una buena definición con 85.5%.

Tabla 47. Comparación de frecuencias de los modelos con muros longitudinales.

Componente	Escalera Shell		Escalera Diagonal	
	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell
	Frecuencia (Hz)			
Longitudinal	2.959	3.546	2.703	3.205
Transversal	2.577	5.525	3.802	5.814
Torsión	2.257	6.579	2.288	6.579

Comparado con los modelos de muros extremos y todos los muros, los muros longitudinales aumentaron las frecuencias en las tres componentes. Este cambio es relativamente pequeño en la componente transversal y de torsión. Por el contrario, en la componente longitudinal, hay un aumento significativo.

Tabla 48. Error relativo de muros.

Componente	Escalera Shell	Escalera Diagonal
Longitudinal	16.57	15.68
Transversal	53.35	34.60
Torsión	65.69	65.22

La adición de muros longitudinales no afecta a las frecuencias transversal y longitudinal en la variación de criterios. Por otro lado, puede observarse un incremento significativo de la variación en las frecuencias longitudinales.

Tabla 49. Error relativo de escaleras.

Componente	Muros CA	Muros Shell
Longitudinal	-9.47	-10.64
Transversal	32.22	4.97
Torsión	1.35	0.00

La variación de modelado de escaleras se conserva para las componentes transversales y de torsión. La inclusión de los muros longitudinales provoca que en esa componente las variaciones sean considerablemente menores a los otros modelos.

6.3 Comparación de frecuencias

6.3.1 Variación de frecuencias analíticas con experimentales

De acuerdo a los resultados experimentales, se presenta el siguiente resumen con las modelaciones más representativas de la estructura. La comparación de los resultados experimentales de la señal AZ-C (Tabla 51) y los modelos analíticos con todos los muros transversales y longitudinales (Tabla 50) se escoge de esta manera por la cercanía del registro AZ-C al centro geométrico y de masas. Además, la identificación puntual en este punto fue posible para los primeros modos transversal y longitudinal.

Tabla 50. Frecuencias de modelos analíticos con todos los muros transversales y longitudinales.

Componente	Escalera Shell		Escalera Diagonal		Sin escalera	
	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell
	Frecuencia (Hz)		Frecuencia (Hz)		Frecuencia (Hz)	
Longitudinal	2.959	3.546	2.703	3.205	2.604	3.165
Transversal	2.577	5.525	3.802	5.814	2.058	5.376
Torsión	2.257	6.579	2.288	6.579	2.273	6.579

Tabla 51. Variación de frecuencias analíticas con experimentales AZ-C.

Componente	Variación en porcentaje					
	Escalera Shell		Escalera Diagonal		Sin escalera	
	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell	Muros CA	Muros Shell
1L	1.381	-18.203	9.910	-6.838	13.194	-5.485
1T	21.183	-68.956	-16.278	-77.797	37.076	-64.414
1R	34.570	-90.694	33.672	-90.694	34.124	-90.694

Para la frecuencia longitudinal, la menor variación corresponde a una modelación con escalera “*Shell*” y muros con columna ancha. En los demás modelos puede observarse que muros con columna ancha tienen las menores variaciones. Los modelos escalera y muros “*Shell*” presentan la mayor variación.

Para la frecuencia transversal, la menor variación se encuentra en los modelos de muros con columna ancha incluyendo escaleras, independiente de su criterio de modelación. Los muros “*Shell*” se alejan de las frecuencias experimentales identificadas de forma significativa.

La frecuencia de torsión tiene variaciones significativas en todos los modelos. Sin embargo, es observable que los muros con columna ancha tienen menor variación rondando el 33%; mientras que, los muros “*Shell*” tienden a una variación hasta del 90%.

Tomando en cuenta las variaciones de todas las frecuencias, el modelo que mejor representa las condiciones esperadas corresponde a una modelación de escalera “*Shell*” y muros con columna ancha.

6.3.2 Estimación de ecuaciones empíricas

Como parte del estudio, las estimaciones mencionadas en el capítulo 3.2 son comparadas con las frecuencias identificadas y con las frecuencias de modelos calibrados.

Los diferentes criterios tienen variaciones importantes debido a los factores evaluados por cada código y autor.

A continuación, en las tablas 52 y 53, se presentan las frecuencias estimadas empíricamente.

Tabla 52. Frecuencias fundamentales del edificio con estimaciones empíricas.

Criterio	Frecuencia transversal (Hz)	Frecuencia longitudinal (Hz)
Bard	2.42	2.42
Chile	3.04	4.24
E.U	8.68	8.68
Japón	3.23	3.23
Turquía	3.04	4.24
Meli	3.04	4.24

Tabla 53. Frecuencias calculadas con fórmulas de Murià y González (1995).

Estructuración	Parámetro	Frecuencia (Hz)
Marcos	Niveles	2.65
	Altura	2.63
Marcos y Muros	Niveles	3.27
	Altura	4.20

6.3.2.4 Comparación de estimaciones empíricas con frecuencias analíticas

Para mostrar las diferencias, se escoge el modelo de escalera “*Shell*” y muros con columna ancha. Este modelo contiene las menores variaciones para las frecuencias traslacionales.

Las tablas 54 y 55 muestran las variaciones con respecto a los modelos de escaleras “*Shell*” y muros con columna ancha.

Tabla 54. Variaciones de ecuaciones empíricas.

Criterio	Variación transversal (%)	Variación longitudinal (%)
Bard	6.1	18.2
Chile	-18.0	-43.5
E.U	-236.7	-193.3
Japón	-25.2	-9.1
Turquía	-18.0	-43.5
Meli	-18.0	-43.5

Tabla 55. Variación con ecuaciones empíricas de Murià.

Estructuración	Parámetro	Frecuencia (Hz)
Marcos	Niveles	10.6
	Altura	11.2
Marcos y Muros	Niveles	-10.5
	Altura	-42.1

En la frecuencia longitudinal, puede observarse que la ecuación de Bard, el criterio de Japón, y las ecuaciones de Murià (exceptuando la ecuación para Marcos y muros con parámetro de Altura) se ajustan a lo obtenido analíticamente.

Para la frecuencia transversal, el criterio de Bard resulta tener la menor variación.

Cabe mencionar que las ecuaciones propuestas en normativas de Estados Unidos no son comparables. Los valores estimados con este criterio tienen hasta 237% de variación.

6.3.3 Comparación de estimaciones empíricas con frecuencias experimentales

Para mostrar la variación de las frecuencias, se escogen los resultados de la prueba experimental AZ-C. Esto es debido a su similitud con las demás identificaciones; además, en la identificación AZ-C, se logró la estimación puntual de las frecuencias longitudinal y transversal.

En las tablas 56 y 57 se muestran las variaciones con respecto a la identificación en punto AZ-C.

Tabla 56. Variación de ecuaciones empíricas.

Criterio	Variación transversal (%)	Variación longitudinal (%)
Bard	26.0	19.3
Chile	7.0	-41.5
E.U	-165.4	-189.3
Japón	1.3	-7.6
Turquía	7.0	-41.5
Meli	7.0	-41.5

Tabla 57. Variación de ecuaciones empíricas de Murià.

Estructuración	Parámetro	Frecuencia (Hz)
Marcos	Niveles	11.8
	Altura	12.4
Marcos y Muros	Niveles	-8.9
	Altura	-40.1

La ecuación con mejor aproximación para ambas componentes resulta ser el criterio de Japón con variaciones menores al 10%.

Para el caso de Chile, Turquía y el criterio de Meli, la variación en la componente longitudinal resulta con una variación del 41.5%. Aunque en su componente transversal, la variación es aceptable.

Nuevamente, en el caso de Estados Unidos, ambas componentes resultan fuera de los parámetros esperados.

Con las propuestas de Murià, la ecuación de Marcos y muros con parámetro de número de nivel obtuvo un resultado similar a los criterios de Japón.

7 CONCLUSIONES

En esta tesis se abordó el estudio de señales de aceleración en eventos de vibración ambiental. Posteriormente, se realizó la calibración de modelos analíticos representativos del edificio. Dichos estudios permitieron la identificación de las características dinámicas.

El análisis de los registros de aceleración contempló el estudio en el dominio del tiempo y de la frecuencia además del tratamiento de las señales.

La creación de modelos analíticos atendió a las diversas teorías, hipótesis y criterios comúnmente utilizados. Los diferentes modelos intentan recrear el comportamiento, en función de la frecuencia, del edificio de estudio ante esfuerzos de baja magnitud como en los eventos de vibración ambiental.

- **Frecuencias experimentales**

Se realizó el análisis espectral de las aceleraciones del suelo y la estructura relacionando espectros individuales y cocientes debidamente seleccionados.

En la identificación de las propiedades dinámicas del suelo se empleó el método de Nakamura que relaciona las aceleraciones horizontales con la aceleración vertical en un punto, en este caso el punto CL.

Los resultados del análisis espectral del suelo coinciden con las frecuencias obtenidas en otros estudios. Cabe mencionar que los cocientes espectrales no son concluyentes por si mismos.

El análisis en el dominio de la frecuencia de la estructura permitió la identificación de los modos de vibrar en la dirección longitudinal, transversal y la componente de torsión. Se identificó el primer modo de vibrar para estas tres componentes; además, para los componentes transversal y longitudinal, se logró identificar un segundo modo de vibrar.

El proceso de identificación se apoyó de espectros y cocientes de las señales debidamente seleccionadas. A pesar de no corresponder a un mismo evento, la información obtenida de los cocientes fue consistente con el resto del análisis.

En el caso de la señal AZ-SE, se logró identificar los dos primeros modos de vibrar de las componentes transversal y longitudinal además del primer modo de torsión. Cabe mencionar que el rango de frecuencias asociado con el primer modo transversal se encuentra por arriba de los rangos identificados para los demás puntos. Existen incertidumbres en el espectro y cocientes que involucran esta señal por un posible comportamiento no lineal.

La señal AZ-C, registrada en el centro geométrico, tuvo la mejor definición de las amplitudes máximas asociadas con las frecuencias del sistema. Pudiéndose identificar puntualmente las frecuencias de los primeros modos traslacionales.

- **Modelo con variación del módulo de elasticidad del concreto**

Los modelos construidos para la observación de este criterio contemplan modelos con muros de columna ancha en la dirección transversal y sin escaleras.

El resultado de las modelaciones muestra el mayor aumento de frecuencia en la dirección longitudinal. Sin embargo, las componentes transversal y de torsión no presentan alteraciones significativas.

Las comparaciones entre cada modelación presentan cambios que se mantienen en cada componente, aunque estos no son proporcionales. En la componente longitudinal, comparando el modelo E1 y E2 se observa una ganancia de frecuencia de 4.3%; entre modelo E2 y E3 un aumento del 2.5%. La variación más importante resulta al comparar el modelo E1 y E3 con una ganancia de 6.82%. Cabe mencionar que la variación del valor del módulo de elasticidad entre estos modelos fue de 73% (Modelo E1 a E2) y 79% (Modelos E2 a E3).

Como puede observarse, los criterios de modelación del módulo de elasticidad tienen mayor impacto en la frecuencia longitudinal, teniendo un nulo efecto en las demás componentes. Esto puede ser ocasionado por la estructuración de los elementos de concreto que conforman las losas de entrepiso. Además, las variaciones no representan más del 10% de diferencia. Debido a esto, los cambios en el módulo de elasticidad dentro

de los valores estudiados no se consideran determinantes en la respuesta global de la estructura de este caso de estudio particular, recordando que se tratan de modelos lineales.

- **Modelo con variación del factor de zona rígida**

La variación del criterio de factor de zona rígida afecta a los componentes traslacionales y rotacional por igual. Comparando entre criterios, entre un $FZR=0$ y $FZR=0.5$ hay un aumento promedio de 5.78% en las tres componentes mencionadas. Entre un $FZR=0.5$ a $FZR=1$ se presenta un aumento promedio de 6.07%. Dicho de otro modo, la ganancia de rigidez es proporcional para todos los elementos tridimensionales involucrados.

Al igual que el módulo de elasticidad, estas variaciones no son determinantes en la respuesta global. Ciertamente, la utilización de un factor de zona rígida es importante en la calibración de modelos. Sin embargo, este representa cambios proporcionales y relativamente pequeños comparados con la variación de frecuencias que provocan los demás criterios de modelación presentados.

Aunque el módulo de elasticidad y el factor de zona rígida no sean los de mayor peso en las frecuencias del sistema, las frecuencias analíticas de los modelos cuyos valores de estos parámetros fueron mayores se acercan más a las frecuencias experimentales.

- **Modelación de escaleras**

La modelación de escaleras proporciona rigidez de entrepiso que a su vez afecta a la respuesta global. Los diferentes criterios, diagonal equivalente y elementos "*Shell*", alteran significativamente la interacción de los elementos estructurales de distintas formas.

La inclusión de escaleras no altera de modo importante las frecuencias longitudinales. Su variación se encuentra alrededor del 1%.

La componente transversal presentó la mayor variación de frecuencias. Las escaleras modeladas con una barra equivalente aumentan hasta 35.5% en la dirección transversal. Mientras que, los elementos "*Shell*" aumentan un 28.7% la frecuencia de esta componente.

La modelación con diagonal equivalente y elemento “*Shell*” son equiparables para las frecuencias traslacionales. Sin embargo, en la frecuencia de torsión, este cambio es significativo aumentando en un 24%; debiéndose probablemente a la interacción de los elementos en el modelo tridimensional.

- **Modelación de muros**

La construcción de modelos con los criterios de muros, columna ancha y muro “*Shell*”, tienen diferencias relevantes para las componentes de acción de estos elementos. Es por ello que, en los modelos utilizados para mostrar esta variación, la frecuencia longitudinal no presenta cambios.

Dentro de la modelación de columna ancha se construyeron modelos para representar criterios secundarios: un elemento ficticio (*Dummy*) con propiedades geométricas alteradas y un elemento “*Dummy*” con propiedades mecánicas alteradas. Con base en los resultados del análisis se determina que ambos criterios son equiparables con variaciones no importantes. Por esa misma razón se elige la modelación de columna ancha con propiedades mecánicas alteradas.

Los modelos con columna ancha tienen participaciones combinadas en la dirección transversal y de torsión. Por ello sus frecuencias se encuentran cercanas entre sí.

En el caso de los muros “*Shell*” tienen frecuencias mayores y alejadas entre sí con participaciones definidas para cada componente.

- **Modelos de distribución de muros**

La inclusión gradual de muros permitió la observación de la participación de estos en cada componente.

En comparación con el modelo Esqueletal, la adición de muros transversales aporta mayor rigidez en las componentes transversal y rotacional. Sin embargo, comparando la acción de muros extremos contra todos, el aumento de frecuencia es similar no hallando diferencias significativas. La adición de muros longitudinales aumenta sensiblemente las

frecuencias de la componente transversal y de torsión; aunque es en la dirección longitudinal donde se logra una ganancia de frecuencia importante no apreciada con los modelos de solo muros transversales.

Se determina que existe un efecto no proporcional en las frecuencias de los tres componentes al añadir los muros en dirección transversal y longitudinal. Por lo que, en vibración ambiental, aunque los muros no estén acoplados a las columnas, participan en la respuesta global de manera importante.

- **Variación de frecuencias analíticas con experimentales**

A pesar de la utilización de diversos criterios, no hubo un modelo que pudiera representar la menor variación de frecuencias para las tres componentes. Es por ello que se discuten los modelos más significativos para cada componente.

En la dirección longitudinal los muros con columna ancha y escalera “*Shell*”. En dirección transversal y rotacional los muros con columna ancha y escaleras, sin importar modelación tuvieron la mejor aproximación a las frecuencias experimentales.

Estas comparaciones permiten observar que las menores variaciones se encontraron en los modelos con muros de columna ancha. Los muros con elemento “*Shell*” resultaron no ser satisfactorios con variaciones significativas. La inclusión de escaleras resultó importante teniendo las menores variaciones la combinación de escaleras “*Shell*” con muros de columna ancha.

- **Comparación de estimaciones empíricas con frecuencias experimentales**

Los criterios de Japón (Altura) y de Murià (marcos y muros con parámetro de Nivel) tienen las menores variaciones en ambas componentes.

En el caso de Chile, Turquía y Meli, los cuales comparten la forma de estimar la frecuencia fundamental, se logra una menor variación solo en la componente transversal.

Con los criterios de Estados Unidos se obtienen variaciones importantes siendo la de mayores diferencias en este estudio.

8 REFERENCIAS

- Aguilar, A., Romero, J., & Rendón, S. (2015). Determinación de los periodos dominantes del suelo para algunos sitios de la Ciudad de Puebla. *Memorias del XII encuentro: Participación de la Mujer en la Ciencia*. León.
- Azomoza, G., Vera, A., & Reyes, L. (1998). Zonificación geotécnica para el área urbana del valle de Puebla. ICD S.A de C.V.
- Bard, Y., Afra, H., & Argoul, P. (1992). *Seismic Response of Buildings During Earthquakes: Experimental Results from Strong Motion Data*.
- Bendat, J. S. (2007). A Personal History of Random Data Analysis. *Sound and Vibration*, 101-105.
- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (2010). *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. John Wiley & Sons.
- Bien, J., & Zwolski, J. (2019). *Dynamic Tests in Bridge Monitoring – Systematics*. Wroclaw, Polonia.
- Butterworth, S. (Octubre de 1930). On the Theory of Filter Amplifiers. *Experimental Wireless & The Wireless Engineer*.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. (1999). *Registro y tratamiento de Acelerogramas*. Instituto Geográfico Nacional.
- Castillo Román, J. (Julio de 2019). Comunicación personal.
- Celebi, M. (2013). Seismic Monitoring of Structures and New Developments. En Garevski, & Mihail, *Earthquakes and Health Monitoring of Civil Structures*. Springer.
- Chavez-García, F., Cuenca, J., Lermo, J., & Mijares, H. (1995). *Seismic Microzonation of the City of Puebla*. Memorias de: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures*. New Jersey, Estados Unidos: Pearson.
- Computers & Structures, Inc. (2016). *User's Guide ETABS 2016*. Computers & Structures, Inc.
- Døssing, O. (1988). *Structural Testing Part II: Modal Analysis and Simulation*. Bruel & Kjaer.
- Espinoza, F. (1999). Determinación de características dinámicas de estructuras. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Ferrer, H., Rojas, J., Aguilar, A., Chávez, F., & Cuenca, J. (2012). Soil periods for center of Puebla City, Mexico. *Memorias de 15 World Conference on Earthquake Engineering 2012*. Lisboa.
- Ferretiz, J. J. (2007). Modelos analíticos representativos de un edificio instrumentado cerca de la estación de SCT. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Fuentes Olivares, L., & Murià Vila, D. (30 de septiembre de 2001). Modelos calibrados de un edificio instrumentado. *Revista Digital Universitaria*, 2(3), 1-22.
- Galiote, M., & Escobar, J. (2006). Una aplicación de la instrumentación sísmica de edificios. *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puerto Vallarta.
- Gómez Bonilla, E. (9 de Julio de 1998). *Treinta años de Ciudad Universitaria*. (A. h. BUAP, Ed.) Recuperado el 15 de Febrero de 2019, de <http://www.archivohistorico.buap.mx/tiempo/1998/a1g13.html>
- Gough, B. (Mayo de 1997). FFT Algorithms.
- Herlufsen, H. (1984). *Dual Channel FFT Analysis (Part 1)*. Bruel & Kjaer.
- Horvilleur, J., & Cheema, M. (1994). *Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales*. Houston: Walter P. Moore and Associates, Inc. Structural, Civil and Traffic Engineers.
- Ivanovic, S., Trifunac, M., & Todorovska, M. (2000). Ambient Vibration Tests of Structures-A Review. Los Angeles: ISET Journal of Earthquake Technology.
- Jain, A. K. (1978). *Hysteresis Behaviour of Bracing Members and Seismic Response of Braced Frames with Different Proportions*. Ann Arbor: The University of Michigan.
- Kuroiwa, J. H. (1967). *Vibration Tests of a Multistory Building*. Pasadena: California Institute of Technology.

- Luco, J., Trifunac, M., & Wong, H. (1987). On the apparent change in Dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(6), 1961-1983.
- Meli, R. (2006). *Diseño Estructural*. México: Limusa.
- Mendoza E., C., Celestino G., H., & Fuentes G., A. (1992). Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión. *Series del Instituto de Ingeniería UNAM*(538).
- Murià Vila, D., & González Alcorta, R. (1995). Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 25-45.
- Murià Vila, D., Fuentes, L., & González, R. (2000). Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios de la Ciudad de México. *Información Tecnológica*, 177-184.
- Nakamura, Y. (Febrero de 1989). A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface. Japón.
- Ontiveros, M. (2017). Comportamiento dinámico de los suelos de Ciudad Universitaria Puebla, Pue. Puebla, México: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Ortiz, F. (2016). Determinación de las propiedades dinámicas del suelo en CU para fines de diseño sísmico. Puebla, Puebla, México: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Paz, M. (1994). *International Handbook of Earthquake Engineering*. Springer Science+Business Media Dordrecht.
- Pérez Gavilán, J. J. (2012). *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Pérez Gómez, A., Flores Cruz, F., & Cruz y Serrano, R. (2017). Muros de mampostería con bloques multiperforados de concreto. SMIE.
- Ramírez, M., & Caamaño, J. (2002). Análisis de vibración sísmica y ambiental de un edificio antes y después de su refuerzo mediante dos cuerpos anexos. *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puebla.
- Safak, E., & Çakti, E. (2014). *Simple techniques to analyze vibration records from buildings*. Nantes: 7th European Workshop on Structural Health Monitoring.
- Shibata, A. (2010). *Dynamic Analysis of Earthquakes Resistant Structures*. Sendai, Japón: Tohoku University Press.
- Soyoz, S., Taciroglu, E., Orakcal, K., Nigbor, R., Skolnik, D., Lus, H., & Safak, E. (Octubre de 2013). Ambient and Forced Vibration Testing of a Reinforced Concrete Building before and After Its Seismic Retrofitting. *Journal of Structure Engineers*. American Society of Civil Engineers.
- Taboada García, J. A., & de Izcue Uceda, A. M. (2009). Análisis y diseño de edificios asistido por computadora. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Trifunac, M. D. (1970). Wind and Microtremor Induced Vibrations of a Twenty-Two Story Stee Frame Building. California Institute of Technology.
- Trifunac, M. D. (1972). Comparisons Between Ambient and Forced Vibration Experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Udwadia, F., & Marmarelis, P. (1976). The Identification of Building Structural Systems. I. The Linear Case. *Bulletin of the Seismological Society of America*.
- Udwadia, F., & Trifunac, M. (1973). Ambient vibration tests of full-scale Structures. Roma, Italia: Memories of Fifth World Conference of Earthquake Engineering.
- Villagrán, E. (Abril de 2019). Comunicación personal.

ANEXOS I: PROCESO DE ANÁLISIS ESPECTRAL

$f := \text{READPRN}(file)$ $f2 := \text{READPRN}(file2)$
 CH. Vertical CH. Este-Oeste

$wind := 2048$ $NPT := 1024$

$Dt := 0.02$ $\text{length}(f) = 59150$

Parámetros de filtrado

$Filter := \text{"BandPass"}$

$P := 4$ $f_{min} := 0.1$ $f_{max} := 10$

$k := 0 .. wind - 1$ $t_k := Dt \cdot k$ $T := Dt \cdot wind = 40.96$ $Nyquist := \frac{1}{2 \cdot Dt} = 25$

```

Nvent(NP, NPV, NPT) := || Nv ← floor( (NP) / (NPV) )
                       || S ← NP - Nv · NPV
                       || NPad ← Nv · NPT + S
                       || if Nv > 0
                       || || Nv + Nvent(NPad, NPV, NPT)
                       || else
                       || || Nv ← Nv
                       ||
  
```

$NP := \text{length}(f)$ $NPV := wind$ $NPT = 1024$

$NV := Nvent(NP, NPV, NPT) - 1 = 55$ Recordar que está contando el cero. $i=0..NV$
 Es decir, si $NV=2$, $i=0..2$; se tendrán 3 ventanas

```

freq(wind) := || for i ∈ 0 .. wind - 1
              || || freq_i ← i / (wind · Dt)
              || || freq
              || freq ← submatrix(freq, 1, wind - 1, 0, 0)
              || freq
  
```

$freq := freq(wind)$

Rutina de cálculo

VENTANEO Y CORRECCIÓN DE LÍNEA BASE

$i := 0 \dots (NV)$ $In_i := (wind - NPT) \cdot i$ $fin_i := In_i + wind - 1$

$In = \begin{bmatrix} 0 \\ 1024 \\ \vdots \end{bmatrix}$ $fin = \begin{bmatrix} 2047 \\ 3071 \\ \vdots \end{bmatrix}$

$Ha := \text{hanning}(wind)$ $\text{length}(Ha) = 2048$

```
Ventaneo(z, In, fin) := ||
|| z ← z
|| for i ∈ 0 .. NV
|| || Z(i) ← submatrix(z, Ini, fini, 0, 0)
|| ||
|| || Z
|| || Z ← detrend(Z)
|| || Z
|| || for i ∈ 0 .. NV
|| || || for k ∈ 0 .. wind - 1
|| || || || Zk,i ← Zk,i · Hak
|| || || Z
|| || Z
```

TRANSFORMADA DE FOURIER

```
Fourier(z) := ||
|| z ← z
|| for i ∈ 0 .. wind - 1
|| || for j ∈ 0 .. NV
|| || || Z(j) ← CFFT(z(j))
|| || ||
|| || return Z
```

```
Fo(z) := || z ← z
|| for j ∈ 0 .. cols(z) - 1
|| || Z ← submatrix(z, 1, wind - 1, 0, j)
```

VALOR ABSOLUTO DE LA TRANSFORMADA

```

ABS(z) := ||
|| z ← z
|| for i ∈ 0 .. rows(z) - 1
||   || for j ∈ 0 .. cols(z) - 1
||     || Zi,j ← abs(zi,j)
||   ||
|| return Z
||

```

FILTROS

```

BandPass(freq, P, fmin, fmax) := || P ← P
|| fmin ← fmin
|| fmax ← fmax
||
|| BandPass ←  $\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{freq^2 - f_{min} \cdot f_{max}}{freq \cdot (f_{max} - f_{min})}\right)^{2P}}}$ 
||
|| BandPass
||

```

```

LowPass(freq, P, fmax) := || P ← P
|| fmax ← fmax
||
|| LowPass ←  $\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{freq}{f_{max}}\right)^{2P}}}$ 
||
|| LowPass
||

```

```

HighPass(freq, P, fmin) := || P ← P
|| fmin ← fmin
||
|| HighPass ←  $\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{min}}{freq}\right)^{2P}}}$ 
||
|| HighPass
||

```

```

Filter := || if Filter = "BandPass"
||   || Filter ← BandPass(freq, P, fmin, fmax)
||   ||
||   ||
||   || also if Filter = "LowPass"
||   ||   || Filter ← LowPass(freq, P, fmax)
||   || else
||   ||   || if Filter = "HighPass"
||   ||     || Filter ← HighPass(freq, P, fmin)
||   ||

```

Filter := Filter

TRANSFORMADA INVERSA

```
Fourier_inverse(z) := || z ← z
|| for i ∈ 0..rows(z)-1
||   || for j ∈ 0..cols(z)-1
||     || Z(j) ← ICFFT(z(j))
||     || Z ← Re(Z)
||   ||
|| return Z
```

ESPECTRO CRUZADO Y AUTOESPECTRO

```
Autoespectro(z) := || z ← z
|| z' ← z
|| for i ∈ 0..rows(z)-1
||   || for j ∈ 0..cols(z)-1
||     || Zi,j ← zi,j · z'i,j
||   ||
|| return Z
```

```
Espectrocruzado(z, z') := || z ← z
|| z' ← z'
|| for i ∈ 0..rows(z)-1
||   || for j ∈ 0..cols(z)-1
||     || Zi,j ← zi,j · z'i,j
||     || Z
||   ||
||   || for i ∈ 0..rows(z)-1
||     || for j ∈ 0..cols(z)-1
||       || Zi,j ← abs(Zi,j)
||     ||
||   ||
|| return Z
```

PROMEDIADO

```
Promedio(z) := || z ← z
|| for i ∈ 0..rows(z)-1
||   || for j ∈ 0..cols(z)-1
||     ||  $Z^{\wedge} \leftarrow \frac{\sum z^{\wedge}}{\text{cols}(z)}$ 
||   ||
|| return Z
```

DESPLIEGUE DE INFORMACIÓN A NÚMERO DE NYQUIST

```
zero2nyquist(z) := || z ← z
|| for j ∈ 0..cols(z)-1
||   || Z ← submatrix(z, 0,  $\frac{\text{wind}}{2} - 1, 0, j$ )
||   ||
```

ANEXOS II: ARCHIVO FOTOGRÁFICO



Imagen A. 1. Fachada sur del edificio.



Imagen A. 2. Fachada norte del edificio.



Imagen A. 3. Vista sureste del edificio.

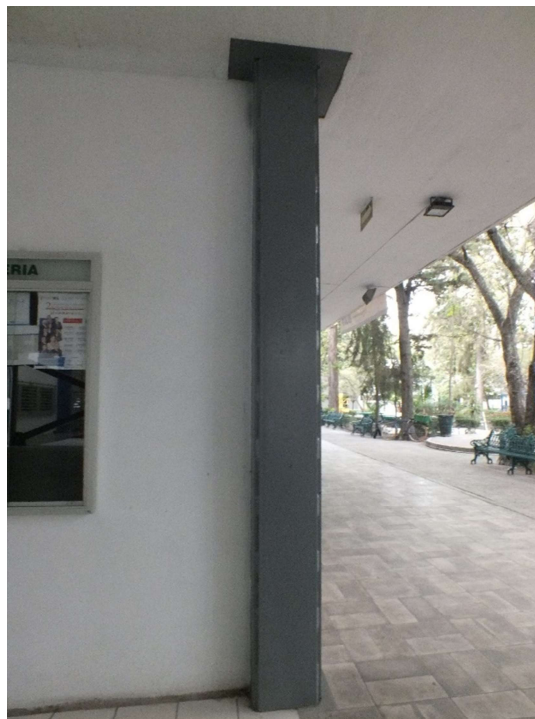


Imagen A. 4. Columna de acero tipo.



Imagen A. 5. Cubo de escaleras (vista Planta Baja).



Imagen A. 6. Cubo de escaleras (Vista de descanso).



Imagen A. 7. Azotea (Vista este).



Imagen A. 8. Losa plana.



Imagen A. 9. Separación Muro-Columna.