

**Determinación de propiedades dinámicas mediante la medición de vibraciones ambientales de edificios de concreto reforzado. Caso de estudio edificio Alma Mater de la ciudad de Bucaramanga**

**Rosemberg Ballesteros Álvarez y Daniel Mateo Gutiérrez Pineda**

**Trabajo de grado para optar al título de Especialista en Estructuras**

**Director**

**Álvaro Viviescas Jaimes**

**Ingeniero Civil, PhD**

**Universidad Industrial de Santander**

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas**

**Escuela de Ingeniería Civil**

**Especialización en Estructuras**

**Bucaramanga**

**2020**

### **Agradecimiento**

A mi padre, madre y hermanos, por ser ese motor y apoyo incondicional que permitió lograr esta importante meta a la cual le dedique todo mi esfuerzo y trabajo. También quiero agradecerle inmensamente a mis compañeros de especialización y profesores por haber estado en cada paso para consolidar este sueño.

**Rosemberg Ballesteros Álvarez**

### **Agradecimiento**

En primer lugar, a Dios, en segundo lugar a mi familia y en tercer lugar a mis amigos quienes siempre han confiado en mí y brindado toda su fuerza para llegar hasta donde estoy ahora. Asimismo, quiero dar mis agradecimientos a mis profesores quienes con pasión y paciencia dictan sus clases, con las que pude adquirir los conocimientos que hoy en día me hacen un especialista.

**Daniel Mateo Gutiérrez Pineda**

## Contenido

Introducción .....	13
1. Objetivos.....	15
1.1 Objetivo general.....	15
1.2 Objetivos específicos.....	15
2. Alcance .....	16
3. Justificación .....	16
4. Metodología .....	17
5. Marco teórico .....	22
5.1 Instrumentación Sísmica .....	23
5.2 Los procesos estocásticos .....	25
5.3 Funciones de correlación.....	26
5.4 Análisis de Fourier .....	27
5.5 Funciones de densidad espectral.....	27
5.6 Vibraciones ambientales.....	28
6. Instrumentación de edificio .....	28
6.1 Tipos de pruebas de vibración .....	29
6.2 Ventanas de tiempo de las mediciones.....	31

6.3	Configuración en altura .....	32
6.4	Configuración en planta .....	32
6.5	Procesamiento de señales .....	35
6.6	Identificación de parámetros modales .....	36
7.	Análisis de modelos .....	39
7.1	Fuerza horizontal equivalente .....	39
7.1.1	Factores de para estimación de espectro sísmico de diseño .....	39
7.1.2	Espectro elástico de aceleraciones .....	40
7.1.3	Modelo estructural de la edificación .....	41
7.2	Avalúo de cargas .....	42
7.2.1	Carga muerta .....	43
7.2.2	Carga viva.....	44
7.3	Irregularidades de la estructura.....	45
7.3.1	Irregularidad en planta.....	45
7.3.2	Irregularidad en altura .....	48
7.3.3	Irregularidad por ausencia de redundancia .....	51
7.4	Combinaciones de carga.....	53
7.5	Análisis sísmico .....	55
7.5.1	Estimación de cortante basal por método de fuerza horizontal equivalente.....	55
7.5.2	Chequeos de modelo sísmico de diseño. ....	56
7.5.1.1	Reacciones en la base.....	56
7.5.1.2	Masa de la estructura.....	56

7.5.1.3 Participación de la masa en el sismo.....	57
7.5.1.4 Ajuste análisis modal a fuerza horizontal equivalente.....	58
7.6 Formas modales .....	60
7.6.1 Desplazamientos calculados .....	61
7.7 Derivas calculadas.....	63
7.7.1 Derivas en dirección X .....	64
7.7.2 Derivas en dirección Y .....	65
8. Resultados.....	66
9 Comparación de los resultados .....	69
10. Conclusiones .....	72
Referencias Bibliográficas .....	76

**Lista de Tablas**

Tabla 1. Tipos de modelos estructurales teóricos usando el software Etabs v.17.0.1 .....	18
Tabla 2. Resumen general de edificio Alma Mater .....	20
Tabla 3. Especificación de materiales del Edificio Alma Mater .....	21
Tabla 4. Actividades fundamentales para la instrumentación sísmica o monitoreo .....	35
Tabla 5. Parámetros para estimación de espectro de aceleraciones .....	39
Tabla 6. Variables, parámetros y periodos Espectro elástico .....	40
Tabla 7. Evaluación de carga muerta Edificación .....	43
Tabla 8. Evaluación de carga viva Edificación .....	44
Tabla 9. Cálculo de factor de irregularidad en planta .....	45
Tabla 10. Cálculo de factor de irregularidad en altura.....	48
Tabla 11. Cálculo de factor de irregularidad por ausencia de redundancia .....	51
Tabla 12. Cargas actuantes en la Edificación .....	53
Tabla 13. Ortogonalidad e irregularidades de la Edificación .....	53
Tabla 14. Combinaciones de carga mayoradas.....	54
Tabla 15. Cortante de Basal por FHE .....	55
Tabla 16. Chequeo reacciones en la base .....	56
Tabla 17. Chequeo reacciones en la base .....	56
Tabla 18. Participación de la masa en el sismo .....	57
Tabla 19. Ajuste de resultados por método F.H.E .....	59
Tabla 20. Participación de la masa en el sismo para la dirección X .....	61
Tabla 21. Participación de la masa en el sismo para la dirección Y .....	62
Tabla 22. Desplazamiento máximo de nodos – Sismo X.....	62

Tabla 23. Desplazamiento máximo de nodos – Sismo Y .....63

Tabla 24. Derivas calculadas – Sismo X.....64

Tabla 25. Derivas calculadas – Sismo Y.....65

Tabla 26. Parámetros modales Modelo No 1 del cálculo inicial (Peralta Ingeniería).....67

Tabla 27. Parámetros modales del Modelo No 2 base fija sin particiones en mampostería (Elaboración propia).....67

Tabla 28. Parámetros modales del Modelo No 3 con resortes sin particiones en mampostería (Elaboración propia).....67

Tabla 29. Parámetros modales del Modelo No 4 base fija con particiones en mampostería y losa tipo membrana (Elaboración propia). .....68

Tabla 30. Parámetros modales del Modelo No 5 base fija con particiones en mampostería y losa tipo Shell Thin con viguetas en concreto (Elaboración propia). .....68

Tabla 31. Parámetros modales del Modelo No 6 resortes con particiones en mampostería y Shell Thin (Elaboración propia). .....68

Tabla 32. Parámetros modales (Obtenidos de Artemis Modal Pro) .....69

Tabla 33. Relación porcentual de modelos de Etabs con Modelo Artemis Modal Pro .....69

### Lista de Figuras

Figura 1. Edificio Alma Mater ubicado en la Cra. 26 No. 9-45. (Fuente 5T ingenieros).....	19
Figura 2. Edificio Alma Mater ubicado en la Cra. 26 No. 9-45. (Fuente: 5T Ingenieros).....	19
Figura 3. Alzado frontal de edificio Alma Mater (Fuente: 5T Ingenieros).....	20
Figura 4. Alzado posterior de edificio Alma Mater (Fuente: 5T Ingenieros).....	20
Figura 5. Planta estructural de primer piso y parqueadero superior .....	21
Figura 6. Planta estructural del segundo al noveno piso .....	21
Figura 7. Acelerómetro Obsidian.....	24
Figura 8. Software Artemis Modal Pro. ....	24
Figura 9. Clasificación de los procesos estocásticos.....	25
Figura 10. Proceso estocástico de un fenómeno físico versus el tiempo .....	26
Figura 11. Disposición de sensores – Pruebas de traslación. ....	30
Figura 12. Instrumentación de la estructura. ....	31
Figura 13. Equipo de medición (Acelerómetro) .....	32
Figura 14. Ubicación de sensores en el sótano .....	33
Figura 15. Ubicación de sensores piso tipo (3, 5 y 7).....	34
Figura 16. Ubicación de sensores cubierta .....	34
Figura 17. Demarcación de puntos para ubicación de acelerómetros.....	34
Figura 18. <i>Valores singulares de frecuencia del Espectro de densidad</i> .....	37
Figura 19. <i>Modo 1. Periodo=0.460 Seg.</i> .....	38
Figura 20. <i>Modo 2. Periodo=0.371 Seg.</i> .....	38
Figura 21. <i>Modo 3. Periodo=0.288 Seg.</i> .....	38
Figura 22. <i>Modo 4. Periodo=0.142 Seg</i> .....	38
Figura 23. Espectro sísmico de aceleraciones de Bucaramanga-Santander .....	40

Figura 24. *Modelo 3D de Edificación* .....42

Figura 25. *Vista frontal de Edificación* .....42

Figura 26. *Vista lateral de Edificación* .....42

Figura 27. *Vista superior de Edificación*.....42

Figura28. *Modo 1. Periodo=0.467 Seg (Fundamental en Y)*. .....60

Figura29. *Modo 2. Periodo=0.372 Seg (Rotacional)*. .....60

Figura30. *Modo 3. Periodo=0.261 Seg (Fundamental en X)*.....60

Figura31. *Modo 4. Periodo=0.167 Seg*. .....60

Figura 32. *Análisis de Modelos Etabs vs Modelo (Artemis Modal Pro). Nota: Elaboración propia.*

Figura 33. *Análisis de resultados modelo número 5 - base fija con particiones y Shell Thin vs Modelo (Artemis Modal Pro). Nota: Elaboración propia*.....71

## Resumen

**Título:** Determinación de propiedades dinámicas mediante la medición de vibraciones ambientales de edificios de concreto reforzado. Caso de estudio edificio alma mater de la ciudad de Bucaramanga\*

**Autor:** Mateo Gutiérrez Pineda y Rosemberg Ballesteros Álvarez\*\*

**Palabras clave:** Vibraciones ambientales, periodo, frecuencia, formas modales, amortiguamiento.

## Descripción

Teniendo en cuenta que el comportamiento modal de las edificaciones es un tema que genera preocupación en el campo de la ingeniería estructural, ya que los fundamentos de diseño normalmente utilizados obedecen a formulaciones teóricas sobre las cuales en muy pocas ocasiones se hace una medición real en campo que permita validar si la estructura diseñada realmente tiene el comportamiento esperado en el diseño; se ha creado un campo de acción importante en el que muchos investigadores se han enfocado, el cual consiste en primera medida en hacer una medición de vibraciones ambientales de una estructura de interés, estas vibraciones ambientales generadas por el uso diario de la estructura en estudio son captadas por una serie de acelerógrafos que se instalan en algunos puntos estratégicos de la estructura; posteriormente las señales captadas en las ventanas de medición son procesadas con el uso de softwares especializados en procesamiento de señales a partir de los cuales se puede calcular el comportamiento modal en tiempo real de las edificaciones ya construidas. Con base en esta metodología, en el presente documento se busca validar los métodos de instrumentación sísmica comparándolas con metodologías teóricas de análisis modal. Para hacer dicha comparación se propone como objeto de estudio el Edificio Alma Mater de la ciudad de Bucaramanga, al que se le realizó un monitoreo mediante un acelerómetro que se ubicó en diferentes puntos cercanos al centro de masa de cada piso, además se tuvieron en cuenta seis modelos estructurales desarrollados en el software Etabs v.17.0.1. Estos modelos fueron elaborados teniendo en cuenta diferentes elementos que utiliza el software para simular los muros, suelos, losas de entrepiso, columnas y pantallas, cuyos parámetros, configuración y propiedades en muchas ocasiones se eligen según el criterio del diseñador. Así pues, en esta comparación modal entre los distintos modelos teóricos y el desarrollado de forma experimental, con ayuda del software Artemis Modal Pro, se obtuvo que la correlación más cercana pertenece al modelo en Etabs que tiene base fija (Empotramiento perfecto) con particiones (Muros divisorios) y Shell thin (Losa delgada). Finalmente, otro aspecto a destacar es la importancia y eficiencia de la instrumentación utilizando pruebas de vibración ambiental, un método que no involucra una excitación artificial, lo que la hace más económica y práctica, porque no afecta el normal uso de la estructura.

---

\*Monografía

\*\*Facultad de Ingeniería Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, PhD.

### Abstract

**Title:** Determination of dynamic properties by measuring environmental vibrations of reinforced concrete buildings. Case study of the Alma mater building in the city of Bucaramanga \*

**Author:** Mateo Gutiérrez Pineda y Rosemberg Ballesteros Álvarez\*\*

**Keywords:** Environmental vibrations, period, frequency, modal forms, damping.

### Description

Taking into account that the modal behavior of buildings is an issue that raises concern in the field of structural engineering, since the design fundamentals normally used obey theoretical formulations on which a real measurement is rarely made in the field. that allows to validate if the designed structure really has the expected behavior in the design; An important field of action has been created in which many researchers have focused, which consists in the first measure of making a measurement of environmental vibrations of a structure of interest, these environmental vibrations generated by the daily use of the structure under study are captured by a series of accelerographs that are installed in some strategic points of the structure; Subsequently, the signals captured in the measurement windows are processed with the use of specialized software in signal processing from which the modal behavior of the buildings already built can be calculated in real time. Based on this methodology, this document seeks to validate the seismic instrumentation methods comparing them with theoretical methodologies of modal analysis. To make this comparison, the Alma Mater Building in the city of Bucaramanga is proposed as an object of study, which was monitored by an accelerometer that was located at different points near the center of mass of each floor, and they were also taken into account six structural models developed in the Etabs v.17.0.1 software. These models were developed taking into account different elements that the software uses to simulate walls, floors, mezzanine slabs, columns and screens, whose parameters, configuration and properties are often chosen according to the designer's criteria. Thus, in this modal comparison between the different theoretical models and the one developed experimentally, with the help of the Artemis Modal Pro software, it was obtained that the closest correlation belongs to the model in Etabs that has a fixed base (Perfect embedment) with partitions (Partition Walls) and Shell thin. Finally, another aspect to highlight is the importance and efficiency of instrumentation using environmental vibration tests, a method that does not involve artificial excitation, which makes it more economical and practical, because it does not affect the normal use of the structure.

---

\*Monografía

\*\*Facultad de Ingeniería Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Viviescas Jaimes, PhD.

## Introducción

El crecimiento de la población urbana dentro de las cinco ciudades principales del país ha venido aumentando a un ritmo acelerado durante los últimos años, esto ha propiciado el crecimiento exponencial del sector de la construcción de vivienda. En términos económicos la solución más eficiente es la construcción de edificaciones de gran altura en un área en planta mínima en comparación con el número de unidades habitacionales que se construye. Dichas edificaciones al tener una altura y grado de complejidad estructural mayor, deben ser diseñadas siguiendo estrictamente la normativa nacional colombiana vigente (NSR-10).

A pesar de que la mayor parte de las edificaciones en Colombia son diseñadas, revisadas y construidas según los lineamientos de la normatividad aplicable, en casi ninguna se realiza ningún tipo de instrumentación sísmica que permita evaluar el comportamiento modal de las estructuras, a pesar de que esta actividad se encuentra reglamentada en el capítulo A.11 de la NSR-10, en el cual se indica “cuando deben colocarse instrumentos sísmicos en las edificaciones, en donde deben localizarse y quien corre con los costos de los instrumentos, del espacio que estos ocupen y del mantenimiento y vigilancia de los mismos” (Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial, 2010, pág. 125). A pesar de que el objetivo principal de la instrumentación sísmica es el de “recolección de registros que permitan, entre otros: la medición de los periodos de vibración de la edificación al verse sometida a movimientos sísmicos y la determinación del nivel de daño que ocurrió a la edificación debido a la ocurrencia de un sismo que la afecte y la identificación de efectos de sitio causados por la amplificación de las ondas sísmicas” (Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial, 2010, pág. 125). Este tipo de instrumentación puede ser empleada para la detección de vibraciones ambientales a partir de las cuales es posible estimar con un alto grado de precisión la frecuencia, periodo y modos fundamentales de vibración de cualquier tipo

de estructura. Parámetros que pueden ser empleados para hacer un análisis comparativo con el análisis teórico de la edificación para sí determinar que tanto se ajustan los diseños teóricos al comportamiento sísmico real de la edificación.

Con el ánimo de evaluar las propiedades modales reales versus las propiedades modales teóricas se toma como caso de estudio el edificio de uso residencial Alma Mater, localizado en la carrera 26 No. 9-45 de la ciudad de Bucaramanga.

## **1. Objetivos**

### **1.1 Objetivo general**

Realizar un análisis comparativo de las propiedades dinámicas teóricas y las propiedades dinámicas experimentales de un edificio de la ciudad de Bucaramanga.

### **1.2 Objetivos específicos.**

Calcular las propiedades dinámicas (frecuencia, periodo y formas modales fundamentales) del edificio de uso residencial Alma Mater, mediante la creación de un modelo de elementos finitos.

Identificar las propiedades dinámicas (frecuencia, periodo y formas modales fundamentales) del edificio de uso residencial Alma Mater, a partir de la realización de pruebas de vibración ambiental.

Correlacionar los resultados teóricos y experimentales con el fin de discernir sobre el comportamiento de las diferentes variables que intervienen en el comportamiento real de la estructura.

## **2. Alcance**

Según el Reglamento General de Posgrado, en su Acuerdo 075 de 2013, Capítulo III, del trabajo de grado, en su Artículo 51, el cual reglamenta que, si el proyecto educativo del programa de especialización lo contempla, el candidato a especialista realizara un trabajo de grado individual en la modalidad de monografía. El alcance del presente trabajo, es el de un texto argumentativo, con función informativa, que presenta y organiza los datos, obtenidos de forma teórica y de campo que permiten realizar un análisis comparativo del comportamiento modal del Edificio Alma Mater.

Este estudio comprende la medición de vibraciones ambientales y el posterior análisis mediante algoritmos de procesamiento de señales en tiempo-frecuencia mediante un software de análisis modal que logra identificar los parámetros modales como: Modos de vibración, periodo, frecuencia, relación de amortiguamiento y derivadas, valores que serán correlacionados con los datos obtenidos de modelos que emplean el método de elementos finitos.

Este proyecto no busca crear algoritmos automatizados de detección de modos mediante análisis espectral, esto puede ser un objetivo para otros futuros trabajos de grado.

## **3. Justificación**

Con el fin de analizar la respuesta dinámica de una estructura para diferentes combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas, siendo las últimas las de mayor relevancia, pues en el caso de Colombia debido a su contexto geológico, geomorfológico y al tipo de sistemas estructurales, se requiere tener en cuenta este evento como indispensable para el análisis y diseño de estructuras.

Ahora bien, para describir la respuesta de una estructura sometida a cargas dinámicas, se deben tener en cuenta propiedades como los modos de vibración, la frecuencia, el periodo y el

amortiguamiento modal, que serán los pilares fundamentales para el análisis comparativo modal que se requiere desarrollar en este estudio.

Otro aspecto a destacar es que en una estructura se presentan tres tipos de vibraciones: sísmicas, forzadas y ambientales, siendo esta última la de mayor interés, por el hecho que son más económicas y fáciles de registrar, ya que, las vibraciones sísmicas requieren de instrumentación permanente, debido a que los eventos sísmicos son aleatorios y las vibraciones forzadas dependen de la instalación de una fuente de excitación en la estructura para provocar un daño. Por lo dicho, realizar mediciones de vibraciones ambientales tienen una mayor ventaja al poder realizarse en cualquier momento, no requieren de maquinaria adicional a parte del acelerómetro, no impiden el funcionamiento y la alteración de las características físicas de la estructura.

#### **4. Metodología**

Se adopta una metodología basada en la teoría de procesos estocásticos para la determinación de frecuencias, formas modales y amortiguamientos de una estructura sometida a vibraciones ambientales. El procedimiento se lleva a cabo mediante el uso del análisis espectral, el cual utiliza espectros de potencia, funciones de transferencia, funciones de coherencia, entre otros, para describir el comportamiento de una estructura sometida a cualquier tipo de excitación (Ángel, 2013).

Para el análisis de las propiedades dinámicas del sistema estructural se utiliza la metodología basada en técnicas no paramétricas, la cual establece un modelo matemático simplificado, que permita obtener parámetros estructurales que son útiles para tener una excelente correlación entre lo que se calculó y lo que se midió en campo. Para el modelamiento de la estructura se usó diferentes tipos de condiciones como se muestra en la Tabla , que presentan

diferentes comportamientos modales de forma teórica, que se pretenden comparar con los resultados obtenidos del modelo basado en la teoría de procesos estocásticos.

Tabla 1.

*Tipos de modelos estructurales teóricos usando el software Etabs v.17.0.1*

No	Tipos de modelo
1	Modelo solo Pórtico + Base Fija
2	Modelo solo Pórtico + Resortes
3	Modelo Pórtico + Particiones + Losa membrana + Base Fija
4	Modelo Pórtico + Particiones + Losa membrana + Base Resortes
5	Modelo Pórtico + Particiones + Losa shell thin + Base Fija
6	Modelo Pórtico + Particiones + Losa shell thin + Base Resortes

- Modelo solo pórtico: Pórtico resistente a momentos compuesto por columnas, muros de corte, vigas estructurales y losa de transferencia de cargas tipo membrana.
- Base fija: Empotramiento perfecto en cada uno de los apoyos se compone de restricción total de movimientos en dirección X, Y y Z y restricción total de momentos en dirección X, Y y Z.
- Resortes: Elemento de apoyo que asocia la rigidez real del suelo tanto en sentido vertical ( $K_s$ ) como horizontal ( $K_h$ ), a diferencia del empotramiento perfecto permite unos movimientos en la cimentación equivalentes a la capacidad de carga del suelo y los asentamientos admisibles calculados.
- Membrana: Elemento con tres grados de libertad por cada nodo (2 traslacionales y 1 rotacional normal al plano) que permite hacer una transferencia del 100 % de la carga a las vigas que lo contienen.
- Shell Thin: Elemento con 6 grados de libertad en cada nodo (3 traslacionales y 3 rotacionales), son elementos que aportan rigidez ante la flexión de modo que resisten un

porcentaje de la carga a través de la deformación por flexión, de modo que NO se transfiera el 100 % de la carga a las vigas que lo contienen.

El Edificio en estudio Alma mater está ubicado sobre la Cra.26 No 9-45, este se compone de diez niveles, de los cuales, dos niveles son de parqueadero y ocho niveles de apartamentos con una altura piso a piso de 2.75 m. Este proyecto se diseñó de acuerdo con la NSR-10 y está compuesto por un sistema estructural combinado en concreto reforzado; teniendo en cuenta una capacidad de disipación especial de energía (DES), el sistema de entrepiso es tradicional compuesto por placa aligerada con espesor de 0.40 metros, los nervios de la placa tienen un espesor de 0.10 m separados 0.80 entre ejes, la cubierta es plana tipo terraza, como se muestra en las Figura 5 y Figura 6 . Con relación a los materiales con que se construyó se describen en la Tabla 3.

Figura 1.  
*Edificio Alma Mater ubicado en la Cra. 26 No. 9-45. (Fuente 5T ingenieros).*

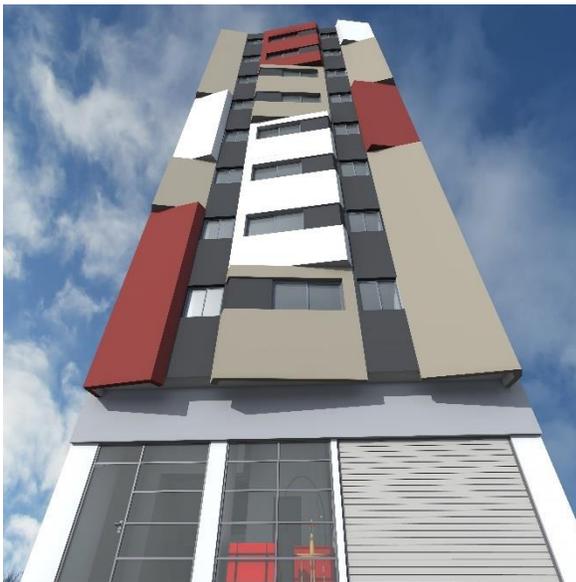
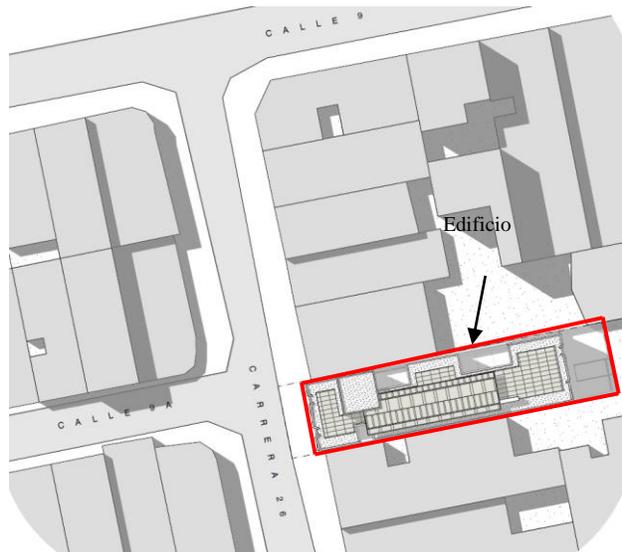


Figura 2.  
*Edificio Alma Mater ubicado en la Cra. 26 No. 9-45. (Fuente: 5T Ingenieros).*



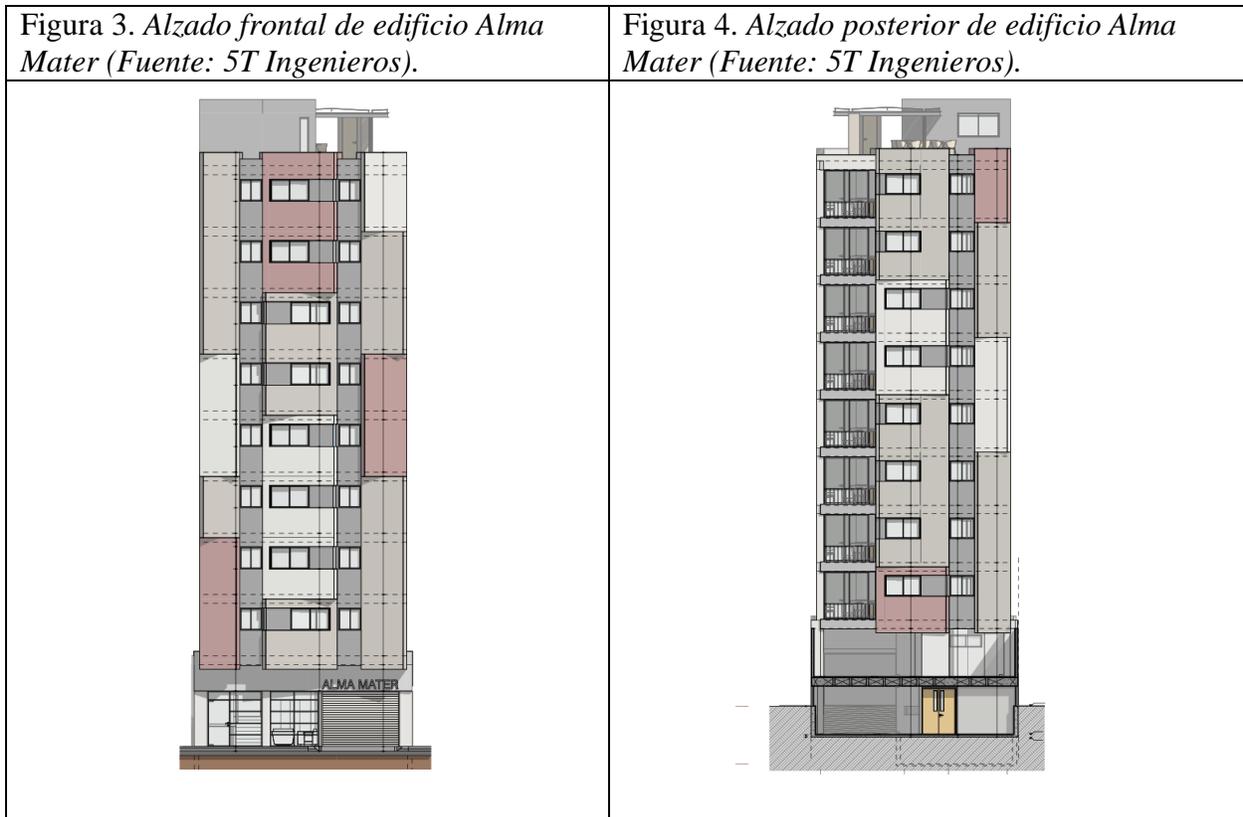


Tabla 2.  
Resumen general de edificio Alma Mater

<b>Resumen general del edificio en estudio</b>	
Nombre:	Alma Mater
Ubicación:	Carrera 26 No. 9-45. Bucaramanga, Santander
Uso:	Residencial
Número total de niveles:	10 niveles
Niveles de sótano:	1 nivel
Área del lote en planta:	400 m <sup>2</sup>
Altura hasta nivel de terraza:	26.125 m
Área construida:	2774,79 m <sup>2</sup>
Altura de entrepisos:	2.75 m
Sistema estructural:	Combinado
Sistema de entrepiso:	Losa aligerada de concreto en una dirección
Sistema de cubierta:	Losa aligerada de concreto en una dirección
Ductilidad:	Alta (DES)

Tabla 3.  
Especificación de materiales del Edificio Alma Mater

Resistencia de los materiales empleados		
Resistencia del concreto para vigas y placa	$f_c$	21,0 MPa
Módulo de elasticidad	E	17872 MPa
Resistencia del concreto para columnas	$f_c$	28,0 MPa
Módulo de elasticidad	E	20637 MPa
Resistencia del concreto para cimentación	$f_c$	24,5 MPa
Módulo de elasticidad	$f_c$	19304 MPa
Acero de refuerzo longitudinal	$f_y$	420,0 MPa
Acero de refuerzo transversal	$f_y$	420,0 MPa

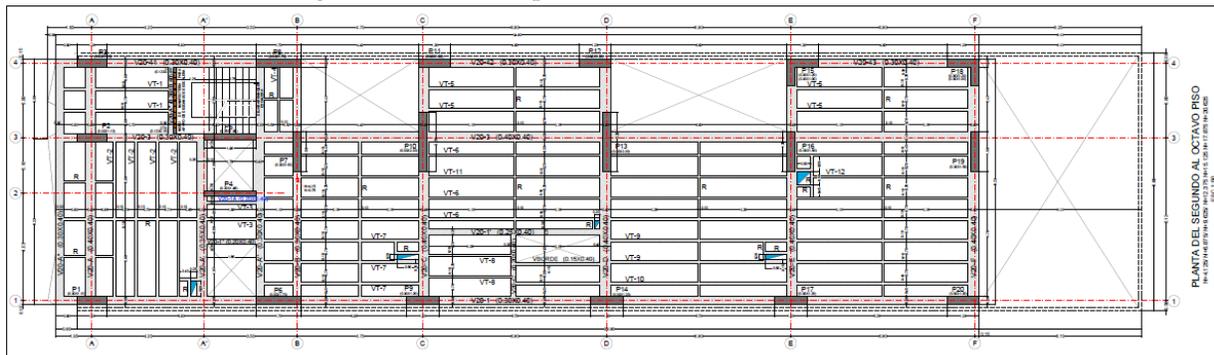
Nota: (Peralta ingeniería, 2013)

Figura 5.  
Planta estructural de primer piso y parqueadero superior



Nota: (Peralta ingeniería, 2013)

Figura 6.  
Planta estructural del segundo al noveno piso



Nota: (Peralta ingeniería, 2013)

En relación a este proyecto se tienen los planos estructurales, la memoria de cálculo y especificaciones técnicas (Anexo A) elaborados en el 2013 por la empresa Peralta Ingeniería. Además, el estudio de suelos (Anexo B) realizado en el año 2013 por la empresa IN-MEDIA-TES.SA.S.

Después de tener la información preliminar del proyecto se procedió a identificar las variables de estudio como periodo, frecuencia y amortiguamiento, la selección del equipo para la medición de las vibraciones ambientales de la estructura, el cual se compone de una unidad central, que es un acelerómetro de alta precisión, el cual fue ubicado estratégicamente con relación al centro de masa de cada uno de los niveles de la edificación. De esta manera se obtuvieron las frecuencias de vibración de la estructura con respecto a la traslación en la dirección X y Y, así como las formas modales. El procesamiento de las señales se hizo a través del software Artemis Modal Pro con el cual se logró procesar las señales que garantizan la obtención de los parámetros dinámicos.

## **5. Marco teórico**

La ingeniería estructural, en su continuo desarrollo, ha implementado técnicas experimentales que buscan una adecuada comprensión de lo que ocurre con las estructuras en la etapa posterior a la construcción y que permitan la identificación de las propiedades dinámicas reales de las mismas durante su vida útil. La instrumentación de edificaciones surge como una posibilidad de tener acceso a ese tipo de información que permite comprender las propiedades dinámicas de la estructura, evaluar el diseño de la edificación una vez construida o comprender e identificar posibles daños después de la ocurrencia de un evento sísmico (Henaó Ángel D., 2014).

## 5.1 Instrumentación Sísmica

Existen tres tipos de ensayos que se pueden llevar a cabo en las estructuras para comprender las propiedades dinámicas de las mismas: pruebas sísmicas, forzadas y de vibración ambiental. En las primeras se registran las vibraciones de la estructura producto de movimientos telúricos, en las segundas se induce artificialmente una excitación a la estructura con el fin de registrar su comportamiento y en las últimas se registra por medio de aparatos de alta resolución las vibraciones producto del uso normal de la edificación (Ángel, 2013)

A la par con la instrumentación de edificaciones y técnicas de medición se deben desarrollar herramientas computacionales y numéricas que posibiliten el análisis de los registros obtenidos mediante las teorías matemáticas y estadísticas existentes. El tipo de análisis requerido está directamente ligado con el tipo de excitación que experimenta la estructura, la magnitud de las aceleraciones y su duración (Hena Ángel D., 2014).

Para la adquisición de datos fueron utilizados dos Equipos Obsidian de Kinematics® *Figura 7*, los cuales son acelerómetros, cada uno con un Episensor triaxial interno de fuerza balanceada, orientado ortogonalmente, con un rango dinámico de 155 Db en un ancho de banda DC hasta de 100 Hz, un rango de escala completa de  $+2g$  a  $+4g$ , oscilador digital sujeto a GPS, proporcionando sincronización y localización, el cual almacena los datos en intervalos ininterrumpidos de 5 minutos definidos por el usuario (Afanador & Gutiérrez, 2018)

Para el procesamiento de los registros de aceleración se contó con el software Artemis Modal Pro (*Figura 8*), mediante el cual se empleó el método EFDD, el cual consiste básicamente en la identificación de frecuencias, coeficientes de amortiguamiento y modos fundamentales de vibración, que se calculan usando la descomposición de valores singulares (SVD) de la matriz espectral, es decir, se separan las respuestas en un conjunto de funciones de densidad espectral.

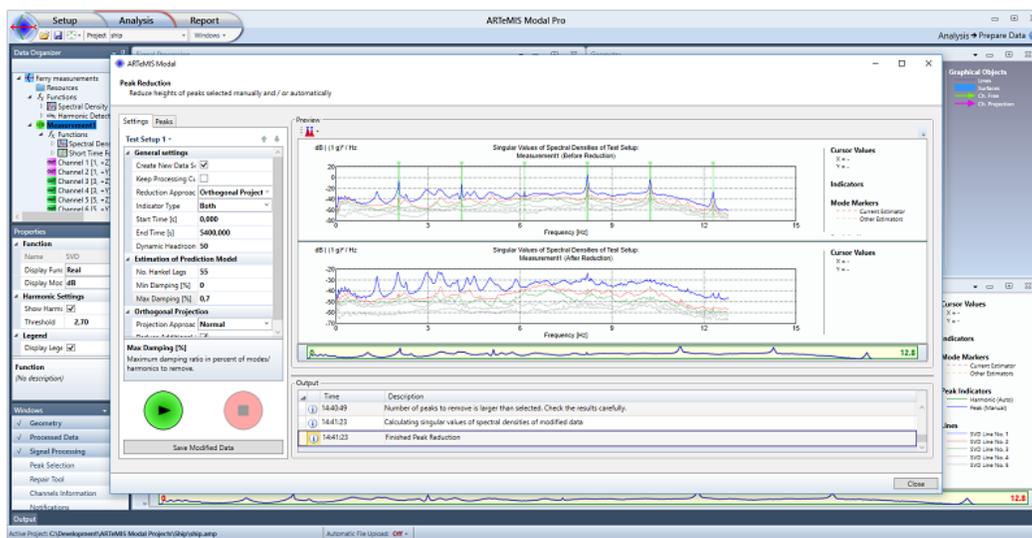
Figura 7.  
Acelerómetro Obsidian.



Nota: (Kinemetrics)

Con el ánimo de detectar las vibraciones ambientales que tienen frecuencias que van entre 0.1 a 10 Hz, se requiere la instalación de estos acelerómetros en áreas que se encuentren lo más alejadas posible de equipos mecánicos o de personas, ya que, cualquier movimiento de los sismógrafos con respecto al edificio puede alterar el espectro de frecuencias de la señal.

Figura 8.  
Software Artemis Modal Pro.



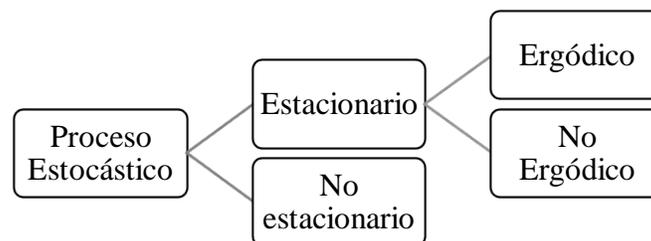
## 5.2 Los procesos estocásticos

Existen dos grupos principales de métodos de identificación para las pruebas de vibraciones ambientales: a) métodos no paramétricos esencialmente desarrollados en el dominio de la frecuencia y b) métodos paramétricos en el dominio del tiempo (Gómez, Maldonado, & Chio, 2010). En el caso de estudio de este proyecto se empleará la primera metodología.

Este tipo de proceso estocástico puede ser llamado como proceso aleatorio, la razón fundamental radica en que hace el análisis dentro de un conjunto de variables aleatorias, existen dos tipos de procesos, los estacionarios y los no estacionarios. La idea es obtener el valor promedio, el valor promedio cuadrado, correlaciones, entre otros. Ahora bien, cuando los resultados obtenidos no varían en función del tiempo, se dice que es estacionario y si los valores promedios estadísticos coinciden con los temporales se dice que es ergódico.

Figura 9.

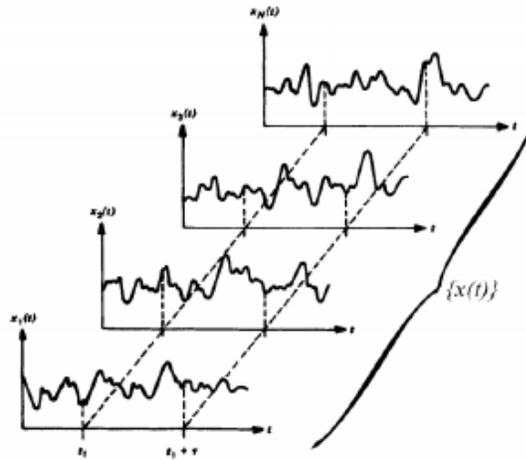
*Clasificación de los procesos estocásticos.*



Nota: (Adaptado de Bendat & Piersol, 1986)

La teoría de los procesos estocásticos y el análisis espectral son los instrumentos utilizados para el análisis no paramétrico de este tipo de señales en estructuras instrumentadas sometidas a vibraciones ambientales, con la ayuda de éstos es posible la identificación de las propiedades dinámicas de una edificación (Bendat y Piersol, 2010).

Figura 10.  
Proceso estocástico de un fenómeno físico versus el tiempo



Nota: (Adaptado de Bendat & Piersol, 1986)

En términos matemáticos los registros de vibraciones ambientales estrictamente no son consideradas como procesos estocásticos, estacionarios ni ergódicos. Esto porque los registros son finitos y discontinuos en el tiempo. Sin embargo, su comportamiento en el tiempo les permite ser asociadas a dichos procesos puesto que sus amplitudes son aleatorias y no hay forma de describirlas matemáticamente (estocasticidad), sus propiedades se mantienen constantes en el tiempo (estacionariedad), y las propiedades estadísticas en un registro son similares al promedio de otros registros hechos en el tiempo (ergodicidad) (Godfrey, 2018)

### 5.3 Funciones de correlación

Para el procesamiento digital de señales se necesita cuantificar el grado de interdependencia entre dos procesos o la similitud entre dos señales. La función de autocorrelación es el promedio sobre todo el tiempo de una señal consigo misma desplazada un tiempo  $\tau$  (Bendat & Piersol, 2010) está definida por:

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)x(t + \tau) dt \quad \text{Ec. (1)}$$

De acuerdo a la necesidad de comparar dos señales, se presentan diferentes tipos de correlaciones como la cruzada que se aplica a dos señales, vectores o funciones diferentes y puede afirmarse que es el promedio de una señal con otra desplazada en un tiempo  $\tau$ , está definida por:

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)y(t + \tau)dt \quad \text{Ec. (2)}$$

#### 5.4 Análisis de Fourier

Otra herramienta matemática que se usa en las ramas de la ingeniería es el Análisis de Fourier que en realidad es una serie infinita que converge puntualmente a una función periódica y continua a trozos (o por partes). La transformada de Fourier es una transformada matemática empleada para transformar señales en el dominio del tiempo (o espacial) y el dominio de la frecuencia.

$$S_x(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad \text{Ec. (3)}$$

#### 5.5 Funciones de densidad espectral

Las funciones de densidad espectral están íntimamente relacionadas con la función de autocorrelación. Existen diferentes tipos de funciones de densidad espectral entre ellas está la de espectro de potencia que muestra la variación de energía que hay dentro de una señal vibratoria.

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau)e^{-i2\pi ft} d\tau \quad \text{Ec. (4)}$$

El espectro cruzado permite realizar un estudio equivalente en el dominio de la frecuencia al realizado en el dominio del tiempo mediante la función de correlación cruzada (Guerrero, 2011).

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau)e^{-i2\pi ft} d\tau \quad \text{Ec. (5)}$$

## 5.6 Vibraciones ambientales

Se denomina ruido ambiental o vibraciones ambientales a movimientos de muy baja amplitud ( $<1$  Gal), prácticamente imperceptibles para el ser humano, pero al cual están constantemente expuestas las estructuras. Este tipo de excitaciones se debe generalmente al uso al que se encuentran sometidas las estructuras (Tránsito de vehículos, personas, maquinaria, etc.) y efectos del viento (Ángel, 2013).

La vibración ambiental es la señal sísmica en ausencia de las señales producidas por los terremotos, y a las ondas que lo integran se las llama en inglés, “microtremors”; en castellano se usan con el mismo significado las palabras micro temblores, micro vibraciones o ruido cultural (Vizconde, 2017).

La mayor ventaja de hacer pruebas de vibración ambiental, es que no requieren una excitación artificial y no interrumpen las actividades que se desarrollen en la edificación, lo que hace que este método sea más económico y práctico que otro método de evaluación sísmica.

Otra de las aplicaciones que tienen las pruebas de vibración ambiental es la que busca determinar el posible daño que una estructura pueda estar sufriendo. La detección del daño basado en vibraciones es un procedimiento que implica la caracterización dinámica de la estructura. Su uso se ha venido desarrollando rápidamente y un considerable número de métodos han sido desarrollados. (Gómez, Maldonado, & Chio, 2010)

## 6. Instrumentación de edificio

En primera instancia se identificó el sitio donde se decide instrumentar la estructura, luego es necesario optimizar la instrumentación a partir del comportamiento dinámico esperado de la estructura, así como los costos y los datos requeridos. La recolección disponible de estudios

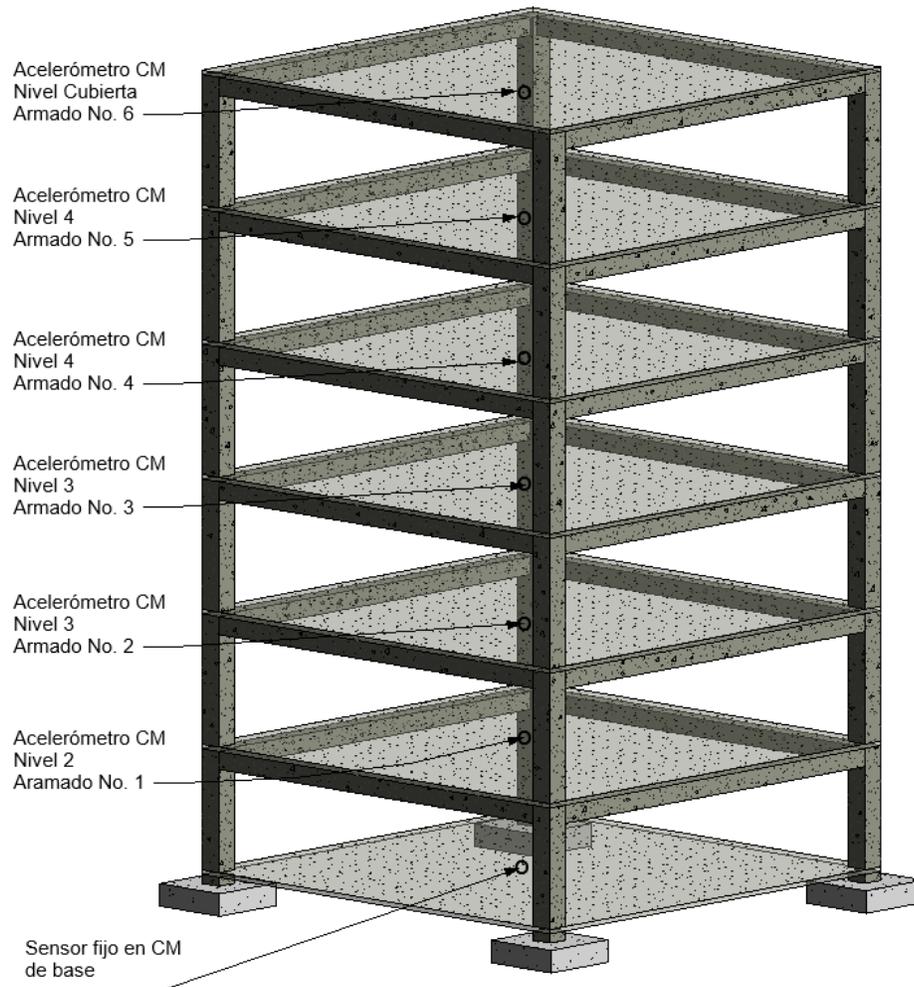
preliminares de diseños y análisis será muy útil, después se procede a solicitar la respectiva autorización al propietario que permita visitar el sitio y hacer los estudios y pruebas requeridas.

### **6.1 Tipos de pruebas de vibración**

Se evidencian dos tipos de prueba para la identificación de las propiedades de traslación y de rotación respectivamente, siendo necesario configuraciones diferentes de la instrumentación de la estructura para ambos tipos de prueba; de ésta manera para llevar a cabo la **Prueba Tipo 1 – Identificación de propiedades de traslación**, cuya finalidad es identificar las frecuencias de vibración e la estructura asociadas a los modos de traslación en las direcciones X y Y, así como también las formas modales, se debe ubicar un sensor en la base que registrará las vibraciones externas, no afectadas por la estructura y que en cierto grado podría denominarse la señal de entrada y ubicar el otro sensor en diferentes niveles en altura, teniendo en cuenta que dependiendo del modo de vibración podrá haber puntos que no sufran excitación (Ángel, 2013).

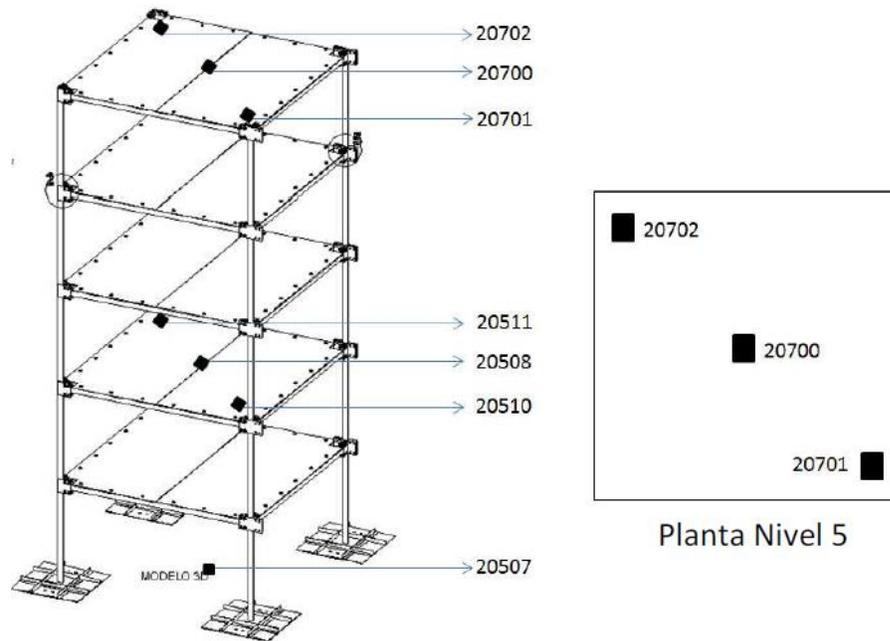
Asimismo, para la realización de la **Prueba Tipo 2 – Identificación de propiedades rotacionales**, cuyo propósito es la identificación de las frecuencias de vibración de la estructura para los modos de torsión, se debe proveer la instrumentación de un sensor en la base de la estructura y un arreglo de al menos dos sensores en uno de los niveles de análisis para comparar los movimientos relativos de rotación (Ángel, 2013), teniendo en cuenta que para en el momento de realización de la pruebas uno de los sensores a emplear presentó fallas en su programación y funcionamiento, se decidió hacer las pruebas únicamente con un sensor móvil, lo cual no afecta la precisión de los resultados pero si el tiempo requerido para la toma de datos.

Figura 11.  
*Disposición de sensores – Pruebas de traslación.*



Nota: Elaboración propia

Figura 12.  
*Instrumentación de la estructura.*



Nota: (Henao,2013)

Para la realización del análisis del sistema es conveniente disponer de una buena cantidad de puntos registrados y un programa de cómputo para realizar el análisis espectral de tal manera que se pueda comprender adecuadamente el comportamiento de la estructura.

## 6.2 Ventanas de tiempo de las mediciones

Debido a que las herramientas matemáticas parten de un planteamiento ideal, se debe realizar un adecuado proceso de registro y manejo de las señales con el fin de minimizar los errores inherentes a la implementación de la teoría en la práctica. De esta manera y con el trabajo realizado se realizó mediciones de aproximadamente 20 minutos, de manera que, al realizar los procesos de partición de ventanas para su promedio, se obtenga una buena cantidad de ventanas y con un número adecuado de puntos cada una de ellas. El número de ventanas reduce el error aleatorio por

promediado y la longitud de cada ventana reduce los errores por resolución. Se puede recomendar, de acuerdo con la teoría y la práctica, alrededor de cien ventanas de 4096 puntos cada una (Ángel, 2013).

### 6.3 Configuración en altura

En altura se mantuvo un sensor de referencia fija, siguiendo las indicaciones de la NSR-10 título A.11, se sugiere utilizar mínimo tres sensores, uno localizado en la base directamente sobre la cimentación, uno en la parte superior de la estructura y uno a media altura. En la siguiente Figura 13 se puede apreciar el sensor de ubicación fija, el cual permitirá acoplar las mediciones de los otros sensores que se distribuirán como ejes verticales no independientes.

Figura 13.

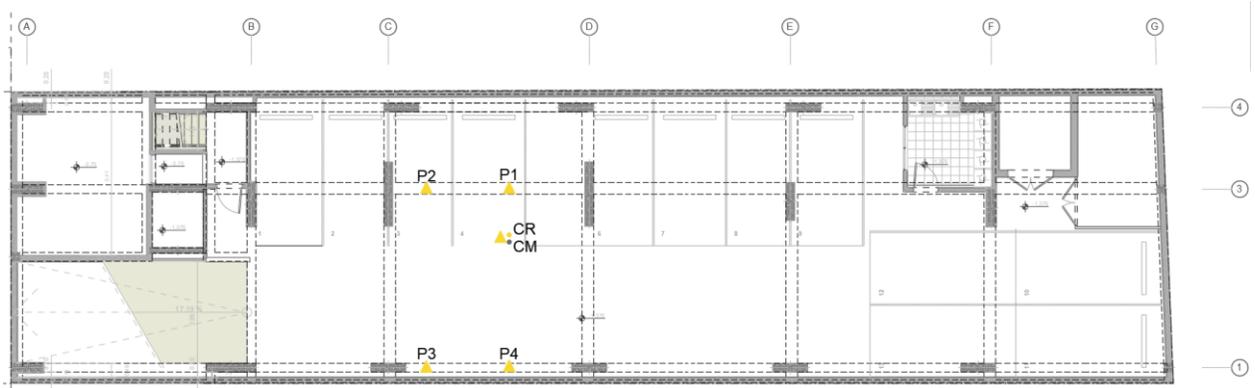
*Equipo de medición (Acelerómetro)*



### 6.4 Configuración en planta

Como el edificio en estudio es alto, la respuesta predominante se verá con mayor participación en los primeros cuatro modos de vibración, por lo tanto, se estima un mínimo de

cuatro mediciones en cada uno de los niveles, los cuales se deberán tomar cerca a los centros de masa de la estructura; la distribución de estos sensores se puede apreciar en las *Figura 14*,



*Figura 15* y *Figura 16*; teniendo en cuenta que solo se contó con dos sensores se dejó uno de referencia fija en el sótano del edificio (N-1.375) mientras que el otro se instaló en los niveles y puntos seleccionados previamente tomando mediciones con ventanas de 20 minutos. En el edificio se midieron los pisos -1, 3, 5, 7 y 9 y en cada uno de los pisos se midieron 5 puntos diferentes, los cuales corresponden al centro de masa y 4 puntos más aledaños localizados en lugares estratégicos en los que se consideró pertinente teniendo en cuenta la configuración estructural de cada piso y el grado de transmisibilidad de carga para así garantizar la medición de la mayor cantidad posible de vibraciones ambientales del edificio.

Figura 14.  
*Ubicación de sensores en el sótano*

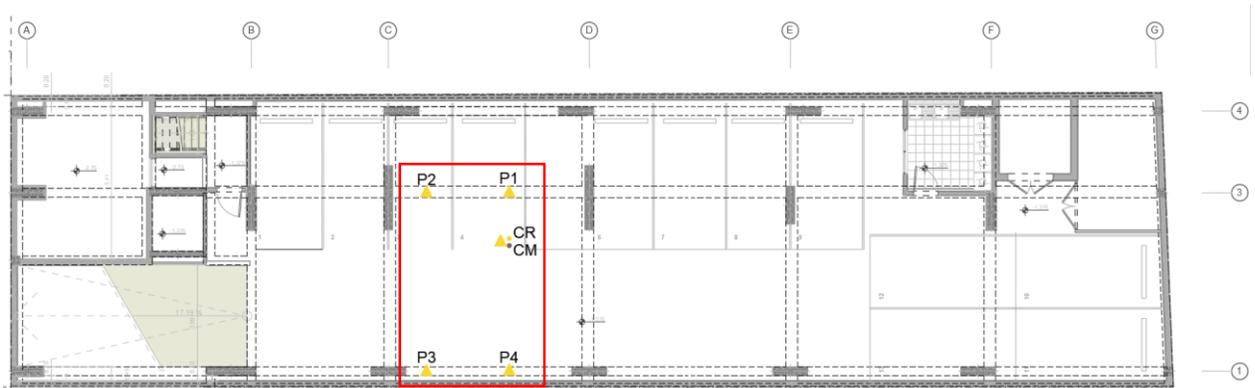


Figura 15.  
Ubicación de sensores piso tipo (3, 5 y 7)

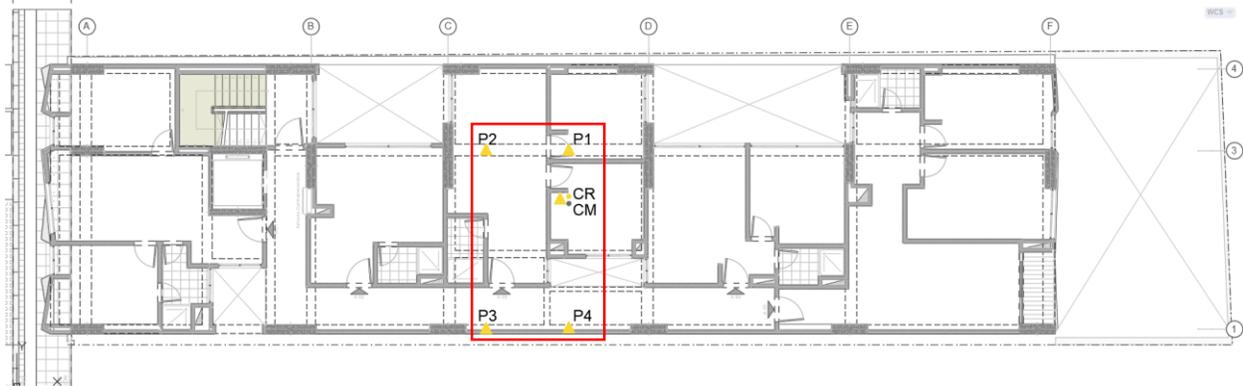


Figura 16.  
Ubicación de sensores cubierta

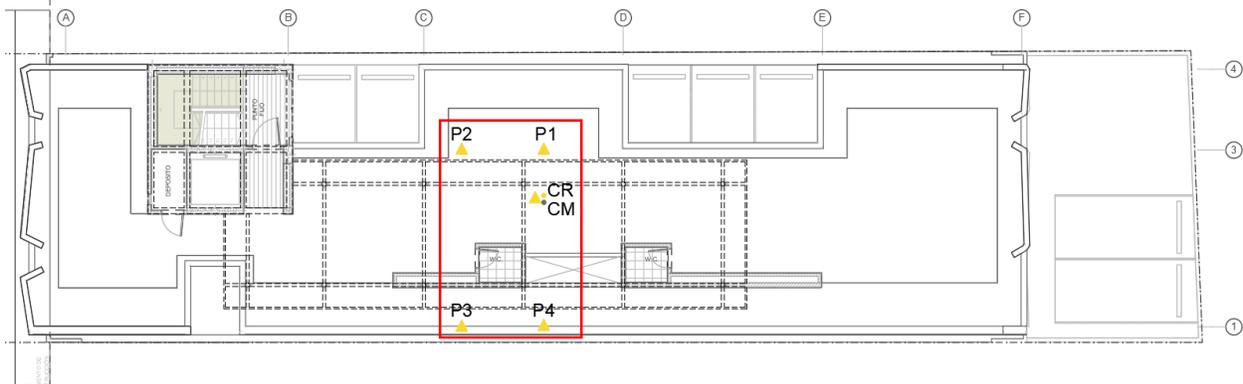


Figura 17.  
Demarcación de puntos para ubicación de acelerómetros



Tabla 4

*Actividades fundamentales para la instrumentación sísmica o monitoreo*

<b>Estrategia de Monitoreo</b>	<b>Instalación del sistema de monitoreo</b>	<b>Mantenimiento del sistema de monitoreo</b>	<b>Manejo de los datos</b>	<b>Cierre de Actividades</b>
Objetivo del monitoreo	Instalación de los sensores	Proporcionar el suministro eléctrico	Ejecución de las mediciones	Interrupción del monitoreo
Selección de los parámetros a monitorear	Instalación de accesorios	Proporcionar líneas de comunicación	Almacenamiento de datos	Retiro del sistema de monitoreo
Selección del equipo	Instalación de las unidades de lectura	Ejecución de planes de mantenimiento para diferentes dispositivos	Proporcionar acceso a los datos	Almacenamiento del equipo de monitoreo
Establecer los puntos de medición	Instalación del software	Reparación y reemplazo de elementos descompuestos	Visualización	
Determinar el calendario de monitoreo	Interacción con los usuarios		Salida de datos	
Aprovechamiento de los datos			Análisis de datos	
Costos			Uso de los datos	

Nota: Adaptado de (Mendoza, 2011)

## 6.5 Procesamiento de señales

Utilizando la metodología no paramétrica basada en funciones de densidad espectral, se procede a identificar las frecuencias del sistema. Los datos que se obtienen de los acelerómetros tienen como unidad voltios en función del tiempo, para un mayor manejo de la información se convierten estos datos en aceleración vs tiempo. Después se hace necesario una corrección de ceros en la línea base, debido a que la nivelación del acelerómetro en el transcurso de las pruebas puede producir ciertos errores.

De acuerdo a la configuración propuesta se identificaron los periodos fundamentales a través del software Artemis Modal Pro. En primera instancia se modeló la estructura en el software según la ubicación de los sensores en campo, luego se cargaron los datos a una matriz de nueve canales que contiene los registros de los componentes en x, y, z, para cada una de las disposiciones del acelerómetro. Cuando se tienen los datos en el software, se procede a hacer un filtro para extraer el rango de frecuencias de relevancia.

## 6.6 Identificación de parámetros modales

Los parámetros modales se identificaron usando el método SSI – COV, programado en MATLAB. Para discriminar entre los modos físicos del sistema y los modos de ruido del modelo se utilizaron diagramas de estabilización. En el diagrama de estabilización se comparan los modos identificados empleando distintos tamaños de la matriz y se consideran como estables aquellos modos que cumplen los siguientes criterios.

$$\text{frecuencia: } \frac{|f^{(i+1)} - f^{(i)}|}{f^i} * 100\% < 1\% \quad \text{Ec. (6)}$$

$$\text{Fracción de amortiguamiento: } \frac{|\varepsilon^{(i+1)} - \varepsilon^{(i)}|}{\varepsilon^{(i)}} * 100\% < 5\% \quad \text{Ec. (7)}$$

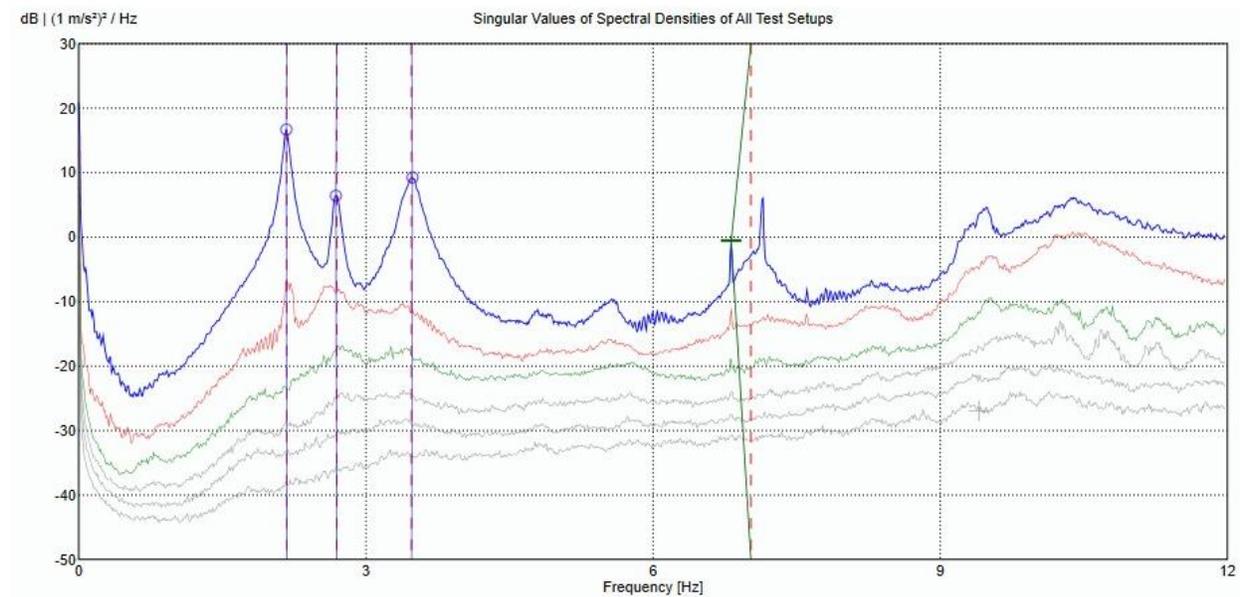
$$\text{Forma modal: } (1 - \text{MAC}(i, i + 1)) * 100\% < 3\% \quad \text{Ec. (8)}$$

En donde el MAC (criterio de aseguramiento modal) corresponde a un índice que mide el grado de correlación entre dos vectores, que describen la forma modal de la estructura. El MAC tiende a cero cuando no hay una buena correlación y se acerca a la unidad cuando hay una buena correspondencia entre los vectores.

$$\text{MAC}(i, i + 1) = \frac{|v^{(i+1)H} v^{(i)}|}{(v^{(i+1)H} v^{(i+1)})(v^{(i)H} v^{(i)})}$$

Ahora gráficamente en el espectro de densidad de valores que muestra el programa Artemis Modal Pro se identifican los picos o máximos valores de amplitud que brinda las frecuencias de la señal, que se muestran en forma de potencia en decibeles (Db). Los picos corresponden a las frecuencias fundamentales en dirección X y Y, como puede apreciarse en la Figura 18.

Figura 18.  
*Valores singulares de frecuencia del Espectro de densidad*



Nota: (Artemis Modal Pro)

Con el fin de identificar las formas modales, se tuvo en cuenta la manera de oscilar de la estructura de acuerdo a una frecuencia determinada, para ello se debe elegir la frecuencia que se pueda ajustar a una forma modal natural de la estructura previamente identificada en los modelos basados en elementos finitos. La técnica utilizada en el modelo es el de ejes acoplados con el fin de analizar los diferentes puntos donde se ubicaron los sensores de forma simultánea que garantizan el óptimo modelamiento de la edificación. Entonces con base a este análisis de las frecuencias naturales versus los registros del espectro de densidad, se encontraron los siguientes modos de vibración en la dirección X y Y.

Figura19.  
Modo 1. Periodo=0.460 Seg.

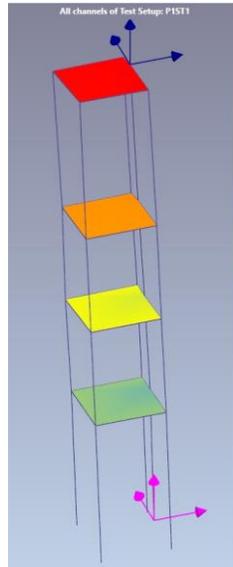


Figura20.  
Modo 2. Periodo=0.371 Seg.

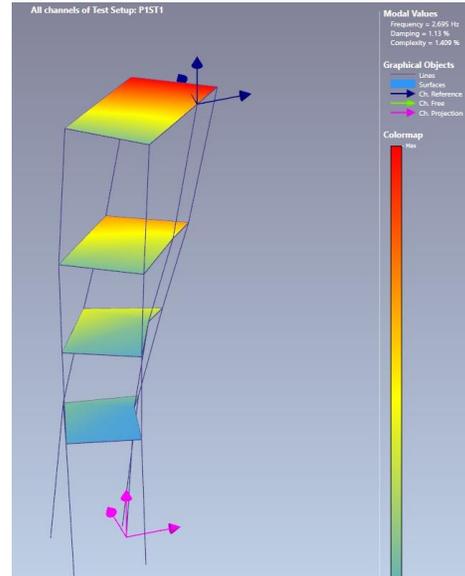


Figura21.  
Modo 3. Periodo=0.288 Seg

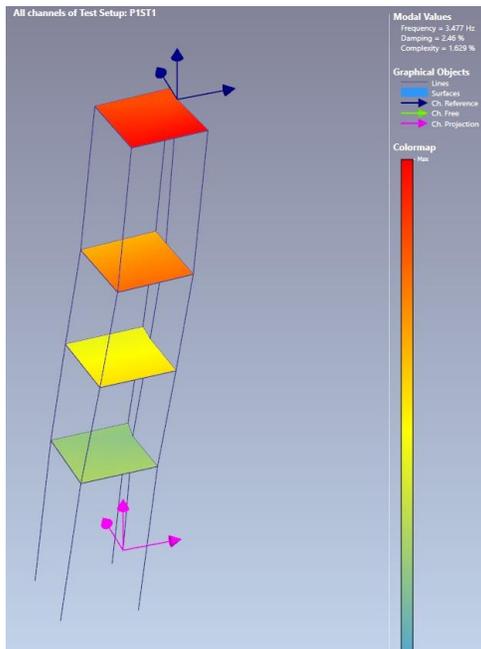
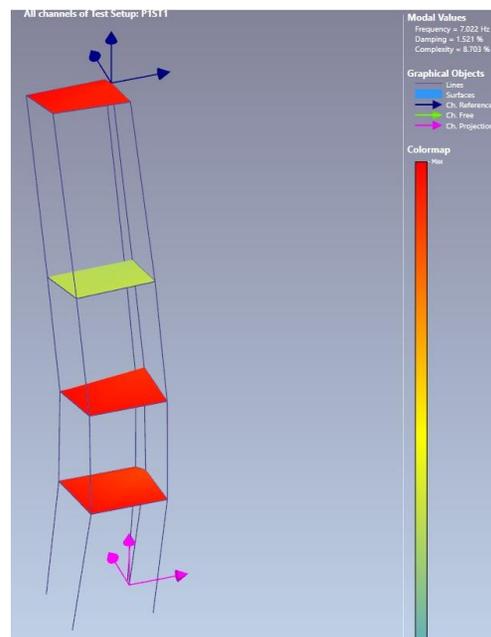


Figura22.  
Modo 4. Periodo=0.142 Seg



Nota: (Artemis Modal Pro)

## 7. Análisis de modelos

En este apartado se dan a conocer los diferentes chequeos que se obtuvieron de la parte teórica, que son el punto de referencia para hacer el respectivo análisis comparativo que especifique la mejor forma de hacer un modelamiento que se aproxime a la realidad. Esta discusión se desarrolla a partir de los parámetros dinámicos obtenidos del proyecto en estudio, para esto se requiere una correcta tabulación de los datos que ofrecen los programas de modelamiento y procesamiento de datos. Esta parte teórica normalmente se obtiene del análisis estructural y dinámico a través del método de elementos finitos.

El método de los elementos finitos nos permite analizar problemas típicos de la ingeniería, como análisis térmicos en superficies o sólidos, calcular esfuerzos, desplazamientos y deformaciones de piezas o estructuras y por supuesto llevar a cabo un análisis modal de estructuras de gran complejidad, como edificios, naves industriales o puentes. (Hormazábal, 2018)

### 7.1 Fuerza horizontal equivalente

#### 7.1.1 Factores de para estimación de espectro sísmico de diseño

Tabla 5

*Parámetros para estimación de espectro de aceleraciones*

<b>Parámetros para estimación de espectro de aceleraciones</b>		
Ubicación: Bucaramanga, Santander		
Perfil de suelo	PS	D
Aceleración horizontal pico efectiva	Aa	0.25
Velocidad horizontal pico efectiva	Av	0.25
Aceleración pico efectiva reducida (seguridad limitada)	Ae	0.15
Aceleración pico efectiva para umbral de daño	Ad	0.09
Coefficiente de amplificación en zona de periodos cortos	Fa	1.30
Coefficiente de amplificación en zona de periodos intermedios	Fv	1.90

### 7.1.2 Espectro elástico de aceleraciones

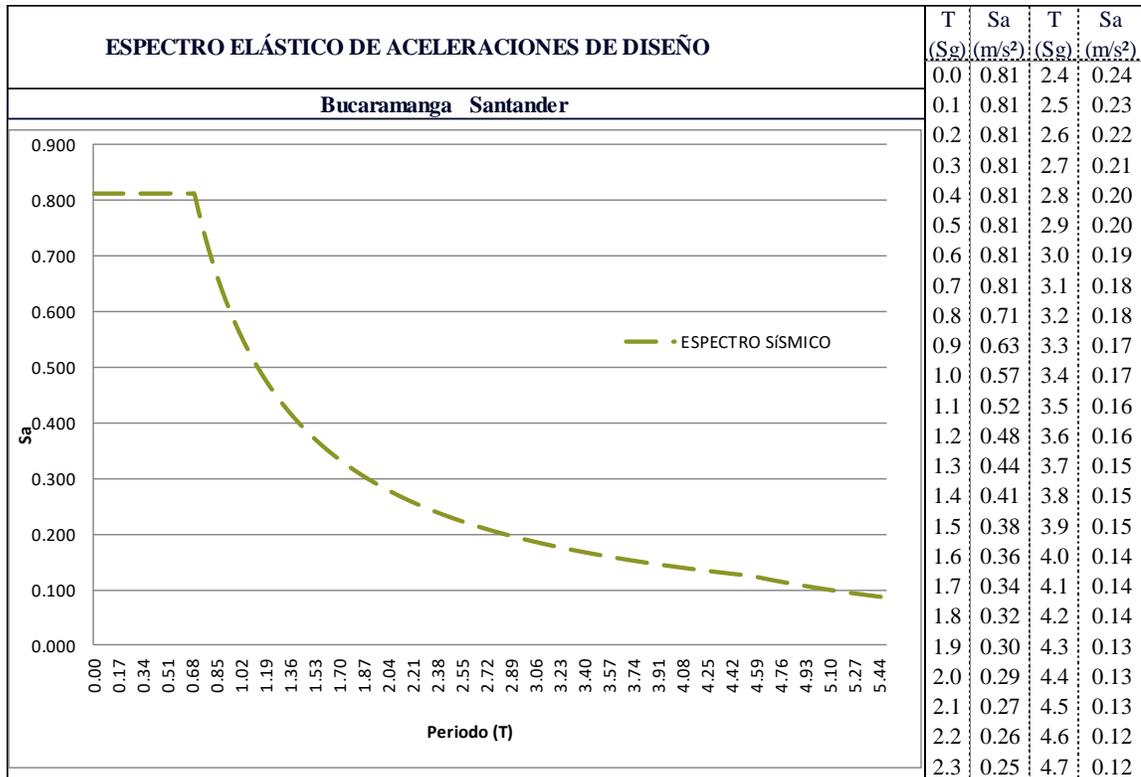
Tabla 6.

*Variables, parámetros y periodos Espectro elástico*

<b>Fuerza horizontal equivalente Bucaramanga - Santander</b>	
<b>Variables a ingresar</b>	
Departamento	Santander
Municipio	Bucaramanga
Grupo de uso	I
Tipo de suelo	D
Tipo de sistema Estructural	Sistema combinado
Sistema estructural de resistencia sísmica	Pórticos de concreto reforzado
Altura de la edificación (m)	28.50
<b>Parámetros para espectro</b>	
Aa	0.25
Av	0.25
Zona de amenaza sísmica	Alta
Coefficiente de importancia	1.00
Fa	1.30
Fv	1.90
Ct	0.047
$\alpha$	0.9
Cu	1.18
<b>Periodos calculados</b>	
Periodo fundamental [Ta]	0.958 Seg
Periodo zonas cortas del espectro [To]	0.146 Seg
Periodo zona intermedia de espectro [Tc]	0.702 Seg
Periodo zona larga del espectro [Tl]	4.560 Seg
Periodo de la estructura [T]	1.131 Seg

*Figura 23.*

Espectro sísmico de aceleraciones de Bucaramanga-Santander



**7.1.3 Modelo estructural de la edificación**

Como ya se mencionó en el capítulo número 4 del presente documento, se elaboraron un total de 6 modelos computacionales de elementos finitos en los cuales se combinaron factores como particiones en mampostería, tipo de apoyo en la **Tabla 1** el cual corresponde al edificio con base empotrada, particiones de mampostería y losa tipo Shell Thin que incluye el modelado de las viguetas.

Figura 24.  
*Modelo 3D de Edificación*



Figura 25.  
*Vista frontal de Edificación*

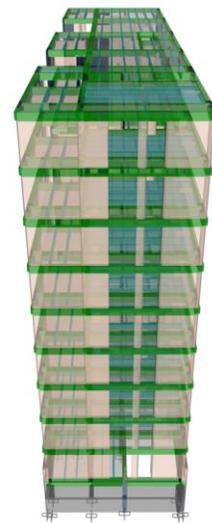


Figura 26.  
*Vista lateral de Edificación*

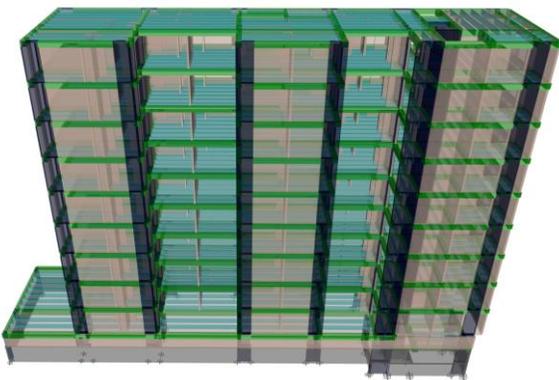
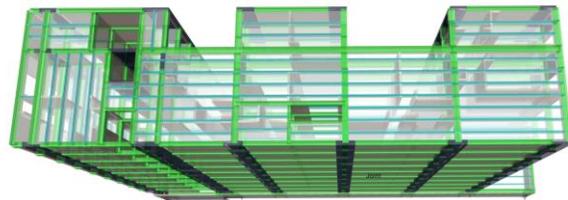


Figura 27.  
*Vista superior de Edificación*



Nota: (Etabs v.17.0.1)

## 7.2 Avalúo de cargas

En todo proceso de análisis estructural y dinámico es indispensable realizar una correcta evaluación de las cargas teniendo como fundamento el título B de la NSR-10.

**7.2.1 Carga muerta**

Tabla 7.

*Evaluación de carga muerta Edificación*

<b>Carga muerta de la estructura</b>		
	<b>Nivel</b>	<b>Peso [W<sub>D</sub>]</b>
<b><i>N-1.75</i></b>	Peso propio	268.6 kN
	Peso acabados	0.0 kN
<b><i>N+0.0</i></b>	Peso propio	1062.6 kN
	Peso acabados	95.3 kN
<b><i>N+1.375</i></b>	Peso propio	1545.4 kN
	Peso acabados	520.7 kN
<b><i>N+4.125</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+6.875</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+9.625</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+12.375</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+15.125</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+17.875</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+20.625</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+23.375</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	1054.2 kN
<b><i>N+26.125</i></b>	Peso propio	1568.0 kN
	Peso acabados	421.7 kN

## 7.2.2 Carga viva

Tabla 8.

*Evaluación de carga viva Edificación*

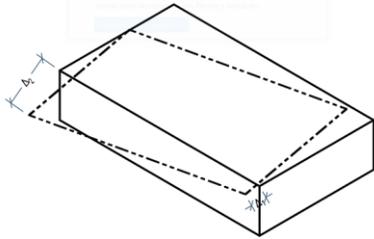
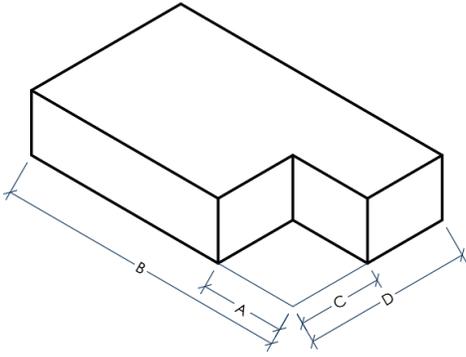
<b>Carga viva de la estructura</b>					
<b>Nivel</b>		<b>Parqueadero</b>	<b>Vivienda</b>	<b>Cubierta</b>	<b>Peso [W<sub>L</sub>]</b>
<b>N+0.0</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	19.06 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	33.7 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+1.37</b>	Área	260.33 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	637.8 kN
	Carga	2.45 kN/m <sup>2</sup>			
<b>N+4.125</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+6.875</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+9.625</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+12.375</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+15.125</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+17.875</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+20.625</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+23.375</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	373.2 kN
	Carga		1.77 kN/m <sup>2</sup>		
<b>N+26.125</b>	Área	0.00 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>	210.84 m <sup>2</sup>	413.2 kN
	Carga			1.96 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Carga viva total</b>					<b>4070.3 kN</b>

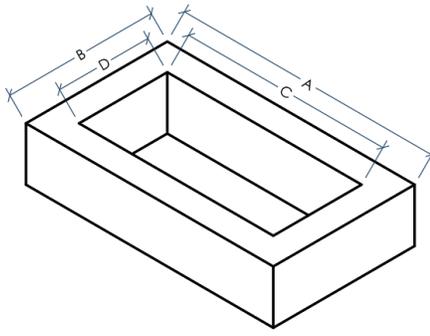
7.3 Irregularidades de la estructura

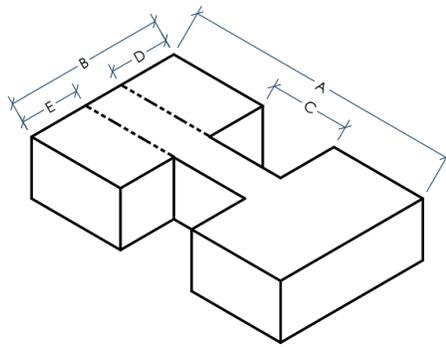
7.3.1 Irregularidad en planta

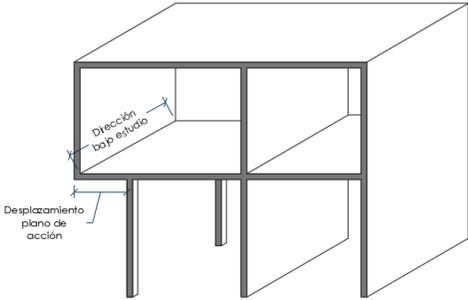
Tabla 9.

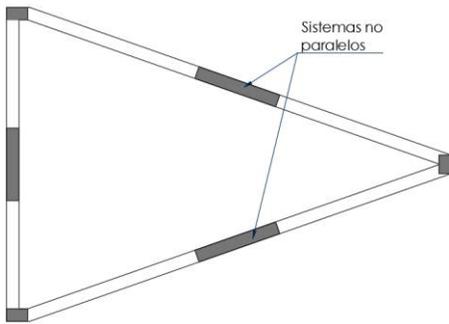
Cálculo de factor de irregularidad en planta

Determinación de irregularidad en planta (Tabla A.3-6)											
	<table border="0"> <tr> <td><math>\Delta_{1X}</math></td> <td>0.019 m</td> </tr> <tr> <td><math>\Delta_{2X}</math></td> <td>0.019 m</td> </tr> <tr> <td><math>\Delta_{1Y}</math></td> <td>0.070 m</td> </tr> <tr> <td><math>\Delta_{2Y}</math></td> <td>0.057 m</td> </tr> </table>	$\Delta_{1X}$	0.019 m	$\Delta_{2X}$	0.019 m	$\Delta_{1Y}$	0.070 m	$\Delta_{2Y}$	0.057 m		
	$\Delta_{1X}$	0.019 m									
	$\Delta_{2X}$	0.019 m									
	$\Delta_{1Y}$	0.070 m									
$\Delta_{2Y}$	0.057 m										
<b>En dirección X</b>											
<table border="0"> <tr> <td><math>1.4x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2</math></td> <td>0.027 m</td> </tr> <tr> <td><math>1.2x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2</math></td> <td>0.023 m</td> </tr> </table>	$1.4x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2$	0.027 m	$1.2x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2$	0.023 m							
$1.4x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2$	0.027 m										
$1.2x(\Delta_{1X}+\Delta_{2X})/2$	0.023 m										
<p><b>1aP - Irregularidad torsional</b></p> $\Delta_1 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<p>NO presenta irregularidad tipo 1aP ni 1bP en dirección X</p> <p><math>\Phi_{PX} =</math> <span style="background-color: #d9ead3; padding: 2px;">1.00</span></p>										
<p><b>1bP - Irregularidad torsional extrema</b> (<math>\Phi_P=0.80</math>)</p> $1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<table border="0"> <tr> <td><math>1.4x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2</math></td> <td>0.089 m</td> </tr> <tr> <td><math>1.2x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2</math></td> <td>0.077 m</td> </tr> </table> <p>NO presenta irregularidad tipo 1aP ni 1bP en dirección Y</p> <p><math>\Phi_{PY} =</math> <span style="background-color: #d9ead3; padding: 2px;">1.00</span></p>	$1.4x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2$	0.089 m	$1.2x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2$	0.077 m						
$1.4x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2$	0.089 m										
$1.2x(\Delta_{1Y}+\Delta_{2Y})/2$	0.077 m										
	<p><b>Tipo 2P - Retrocesos en las esquinas</b></p> $A > 0.15 * B$ $C > 0.15 * D$										
	<b>Dirección X</b>										
	<table border="0"> <tr> <td>0.15*D</td> <td>1.50 m</td> </tr> </table> <p>No presenta irregularidad tipo 2P en dirección X</p> <p><math>\Phi_{PX} =</math> <span style="background-color: #d9ead3; padding: 2px;">1.00</span></p>	0.15*D	1.50 m								
	0.15*D	1.50 m									
<b>Dirección Y</b>											
<table border="0"> <tr> <td>A</td> <td>0.00 m</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>40.00 m</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>0.00 m</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>10.00 m</td> </tr> </table>	A	0.00 m	B	40.00 m	C	0.00 m	D	10.00 m	<table border="0"> <tr> <td>0.15*B</td> <td>6.00 m</td> </tr> </table> <p>NO presenta irregularidad tipo 2P en dirección Y</p> <p><math>\Phi_{PY} =</math> <span style="background-color: #d9ead3; padding: 2px;">1.00</span></p>	0.15*B	6.00 m
A	0.00 m										
B	40.00 m										
C	0.00 m										
D	10.00 m										
0.15*B	6.00 m										

		<b>Tipo 3P - Irregularidad del diafragma (<math>\Phi_p=0.90</math>)</b>	
		$C * D > 0.5 * A * B$	
		<b>Dirección X y dirección Y</b>	
		Esta irregularidad aplica para ambas direcciones cuando hay un vacío en la parte interna del diafragma.	
		C*D	0.00 m <sup>2</sup>
		0.50*A*B	200.00 m <sup>2</sup>
A	40.00 m	NO presenta irregularidad tipo 3P en dirección X y dirección Y	
B	10.00 m		
C	0.00 m		
D	0.00 m		
		$\Phi_{PX}=\Phi_{PY}=\$	1.00

		<b>Tipo 3P - Irregularidad del diafragma (<math>\Phi_p=0.90</math>)</b>	
		$(C * D + C * E) > 0.5 * A * B$	
		<b>Dirección X y dirección Y</b>	
		Esta irregularidad aplica para ambas direcciones cuando hay un vacío en la parte interna del diafragma.	
		C*D+C*E	35.03 m <sup>2</sup>
		0.50*A*B	200.00 m <sup>2</sup>
A	40.00 m	NO presenta irregularidad tipo 3P en dirección X y dirección Y	
B	10.00 m		
C	11.30 m		
D	3.10 m		
E	0.00 m		
		$\Phi_{PX}=\Phi_{PY}=\$	1.00

	<b>Tipo 4P - Desplazamiento de los planos de acción (<math>\Phi_p=0.80</math>)</b>
	<b>Dirección X</b>
	Preseta desplazamiento de planos de acción en dirección X ? No $\Phi_{PX} = $ <b>1.00</b>
	<b>Dirección Y</b>
	Preseta desplazamiento de planos de acción en dirección Y ? No $\Phi_{PY} = $ <b>1.00</b>

	<b>Tipo 5P - Sistemas no paralelos (<math>\Phi_p=0.90</math>)</b>
	<b>Dirección X</b>
	Preseta sistemas no paralelos en dirección X ? No $\Phi_{PX} = $ <b>1.00</b>
	<b>Dirección Y</b>
	Preseta sistemas no paralelos en dirección Y ? No $\Phi_{PY} = $ <b>1.00</b>

<b>Resumen irregularidad en planta</b>	
Tipo de irregularidad en planta	<b>No presenta irregularidad en planta</b>
$\Phi_{PX} = \Phi_{PY}$	<b>1.00</b>

7.3.2 Irregularidad en altura

Tabla 10.  
Cálculo de factor de irregularidad en altura

<b>Irregularidad en altura (Tabla A.3-7)</b>																															
	<b>Tipo 1aA - Piso flexible (<math>\Phi_a=0.90</math>)</b>																														
	$0.60 * K_D \leq K_C < 0.70 * K_D$ ó $\frac{0.7 * (K_D + K_E + K_F)}{3} \leq K_C < \frac{0.8 * (K_D + K_E + K_F)}{3}$																														
	<b>Tipo 1bA - Piso flexible extremo (<math>\Phi_p=0.80</math>)</b>																														
	$K_C < 0.6 * K_D$ ó $K_C < \frac{0.70 * (K_D + K_E + K_F)}{3}$																														
	<p>Para la estimación de esta irregularidad se asume que en todos los pisos la rigidez equivalente es igual es decir que no ha variación entre pisos ni de dimensiones de elementos estructurales (Inercia) ni de resistencia de materiales (Módulo de elasticidad) de modo que únicamente se evalúa la longitud de entrepisos</p>																														
$K = n * \frac{E * I}{L^3}$	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">E constante ?</td> <td style="width: 50%; text-align: right;">Si</td> </tr> <tr> <td>I constante ?</td> <td style="text-align: right;">Si</td> </tr> <tr style="background-color: #e0ffe0;"> <td colspan="2" style="text-align: center;"><b>Proceder con estimación de rigidez</b></td> </tr> <tr> <td>Altura piso C [<math>L_C</math>]</td> <td style="text-align: right;">2.75 m</td> </tr> <tr> <td>Altura piso D [<math>L_D</math>]</td> <td style="text-align: right;">2.75 m</td> </tr> <tr> <td>Altura piso E [<math>L_E</math>]</td> <td style="text-align: right;">2.75 m</td> </tr> <tr> <td>Altura piso F [<math>L_F</math>]</td> <td style="text-align: right;">2.75 m</td> </tr> <tr> <td>Rigidez piso C [<math>K_C</math>]</td> <td style="text-align: right;">0.048</td> </tr> <tr> <td>Rigidez piso D [<math>K_D</math>]</td> <td style="text-align: right;">0.048</td> </tr> <tr> <td>Rigidez piso E [<math>K_E</math>]</td> <td style="text-align: right;">0.048</td> </tr> <tr> <td>Rigidez piso F [<math>K_F</math>]</td> <td style="text-align: right;">0.048</td> </tr> <tr> <td><math>0.6 * K_D</math></td> <td style="text-align: right;">0.029</td> </tr> <tr> <td><math>0.7 * K_D</math></td> <td style="text-align: right;">0.034</td> </tr> <tr> <td><math>0.7 * (K_D + K_E + K_F) / 3</math></td> <td style="text-align: right;">0.034</td> </tr> <tr> <td><math>0.8 * (K_D + K_E + K_F) / 3</math></td> <td style="text-align: right;">0.034</td> </tr> </table>	E constante ?	Si	I constante ?	Si	<b>Proceder con estimación de rigidez</b>		Altura piso C [ $L_C$ ]	2.75 m	Altura piso D [ $L_D$ ]	2.75 m	Altura piso E [ $L_E$ ]	2.75 m	Altura piso F [ $L_F$ ]	2.75 m	Rigidez piso C [ $K_C$ ]	0.048	Rigidez piso D [ $K_D$ ]	0.048	Rigidez piso E [ $K_E$ ]	0.048	Rigidez piso F [ $K_F$ ]	0.048	$0.6 * K_D$	0.029	$0.7 * K_D$	0.034	$0.7 * (K_D + K_E + K_F) / 3$	0.034	$0.8 * (K_D + K_E + K_F) / 3$	0.034
E constante ?	Si																														
I constante ?	Si																														
<b>Proceder con estimación de rigidez</b>																															
Altura piso C [ $L_C$ ]	2.75 m																														
Altura piso D [ $L_D$ ]	2.75 m																														
Altura piso E [ $L_E$ ]	2.75 m																														
Altura piso F [ $L_F$ ]	2.75 m																														
Rigidez piso C [ $K_C$ ]	0.048																														
Rigidez piso D [ $K_D$ ]	0.048																														
Rigidez piso E [ $K_E$ ]	0.048																														
Rigidez piso F [ $K_F$ ]	0.048																														
$0.6 * K_D$	0.029																														
$0.7 * K_D$	0.034																														
$0.7 * (K_D + K_E + K_F) / 3$	0.034																														
$0.8 * (K_D + K_E + K_F) / 3$	0.034																														
<p>Si E e I son iguales en pisos C, D, E, F, entonces:  <math>Cte = z = n * E * I</math></p> <p style="text-align: center;"><math>K = \frac{z}{L^3}</math></p> <p>Asigno a z un valor unitario</p> <p style="text-align: center;"><math>z = 1</math></p> <p style="text-align: center;"><math>K = \frac{1}{L^3}</math></p>																															

<b>Dirección X</b> <b>Dirección Y</b>  Ok	No presenta irregularidad tipo 1aA $\Phi_{ax} = \Phi_{ay}$	<b>1.00</b>
	No presenta irregularidad tipo 1bA en dirección X y dirección Y $\Phi_{ax} = \Phi_{ay}$	<b>1.00</b>
	<b>Tipo 2A - Distribución de masa (<math>\Phi_a=0.90</math>)</b>	
	$m_D > 1.50 * m_E$	
	$m_D > 1.50 * m_C$	
	Se asume como piso C el piso que tena una mayor reducción de carga debida al uso o sobrecargas adicionales debidas a equipos piscinas, etc.	
	Las masas calculadas incluyen cargas vía, muerta, de viento afectadas por la eceleración de la gravedad [( $W_D+W_L+W_W+W_H$ )/g]	
	Masa piso C ( $M_{TC}$ ) Masa piso D ( $M_{TD}$ ) Masa piso E ( $M_{TE}$ ) $1.5 * m_E$ $1.5 * m_C$	242007.92 kg/m*s <sup>2</sup> 242007.92 kg/m*s <sup>2</sup> 198783.00 kg/m*s <sup>2</sup> 298174.50 kg/m*s <sup>2</sup> 363011.88 kg/m*s <sup>2</sup>
<b>Dirección X</b> <b>Dirección Y</b>	NO preenta irregularidad tipo 2A en dirección X y en dirección Y $\Phi_{ax} = \Phi_{ay}$	<b>1.00</b>

	<b>Tipo 3A - Irregularidad geométrica (<math>\Phi_a=0.90</math>)</b>						
	$a > 1.30 * b$						
	Se tienen en cuenta retrocesos en altura más significativos que presente la edificación						
	<table border="0"> <tr> <td>a</td> <td>40.00 m</td> </tr> <tr> <td>b</td> <td>30.00 m</td> </tr> <tr> <td>1.30*b</td> <td>39.00 m</td> </tr> </table>	a	40.00 m	b	30.00 m	1.30*b	39.00 m
	a	40.00 m					
b	30.00 m						
1.30*b	39.00 m						
<b>Dirección X y dirección Y</b>							
Presenta irregularidad tipo 3A en dirección X y dirección Y $\Phi_{ax}=\Phi_{ay}$							
	<b>0.90</b>						

	<b>Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción (<math>\Phi_a=0.90</math>)</b>				
	$b > a$				
	<table border="0"> <tr> <td>b</td> <td>0.00 m</td> </tr> <tr> <td>a</td> <td>0.00 m</td> </tr> </table>	b	0.00 m	a	0.00 m
	b	0.00 m			
	a	0.00 m			
<b>Dirección X y dirección Y</b>					
NO presenta irregularidad tipo 4A en dirección X y dirección Y $\Phi_a$					
	<b>1.00</b>				

	<b>Tipo 5aA - Piso débil (<math>\Phi_a=0.90</math>)</b>
	$0.65 * Resist. Piso C \leq Resist. Piso B < 0.80 * Resist. Piso C$
	<b>Tipo 5bA - Piso débil extremo (<math>\Phi_a=0.80</math>)</b>
	$Resist. Piso B > 0.65 * Resist. Piso C$
	Se asume la resistencia del piso tipo con un valor de 100%, mientras que la resistencia del piso débil será un porcentaje asignado al piso B. El piso B se asume como débil cuando hay ausencia de elementos estructurales que si se encuentran en el piso tipo.
	<b>Dirección X y dirección Y</b>

Resistencia piso B	100%
Resistencia piso C	100%
NO presenta irregularidades tipo 5aA y 5aB en dirección X y dirección Y	
$\Phi_a$	1.00
<b>Resumen irregularidad en altura</b>	
Tipo de irregularidad en planta	<b>Irregularidad geométrica</b>
$\Phi_{PX}=\Phi_{PY}$	<b>0.90</b>

**7.3.3 Irregularidad por ausencia de redundancia**

Tabla 11.  
Cálculo de factor de irregularidad por ausencia de redundancia

**Irregularidad por ausencia de redundancia (A.3.3.8)**

Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,  $\Phi_r$ , en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera.

Edificaciones DMI: Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,  $\Phi_r$ , se le asigna un valor de unidad ( $\Phi_r=1.0$ ).

Edificaciones DMO y DES: Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple con los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada o especial el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,  $\Phi_r$ , se le puede asignar un valor de la unidad ( $\Phi_r=1.0$ ) cuando en todos los pisos que resisten más del 35 % del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones en redundancia:

**a. Sistemas de pórticos con arriostramientos concéntricos:** La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

**b. Sistemas de pórticos con arriostramientos excéntricos:** La pérdida de resistencia a momento (Si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional extrema (Tipo 1bP).

**c. Sistemas de pórtico resistente a momentos:** La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columnas de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más de 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

**d. Sistemas con muros estructurales de concreto:** La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce irregularidad torsional extrema (Tipo 1bP).

**e. Otros sistemas;** No hay requisitos especiales.

En los sistemas que no cumplan con las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica  $\Phi_r$ , se le debe asignar un valor de  $\Phi_r=0.75$ .

---

Sistema estructural	Pórticos resistentes a momentos
Condición de diseño	c
Cumple condición c ?	Si
<b>Irregularidad ausencia redundancia (<math>\Phi_r</math>)</b>	<b>1.00</b>

---

Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,  $\Phi_r$ , se le debe asignar un valor de  $\Phi_r=1.00$ . Si todos los pisos que resistan más del 35 % del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sea regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso.

---

<b>Cálculo de irregularidad por ausencia de redundancia</b>			
<b>Dirección X</b>		<b>Dirección Y</b>	
Número de vanos	5	Número de vanos	2
Irregularidad en planta ?	No	Irregularidad en planta ?	No
$\Phi_{rx}$	<b>1.00</b>	$\Phi_{ry}$	<b>1.00</b>

#### 7.4 Combinaciones de carga

Tabla 12.

*Cargas actuantes en la Edificación*

<b>Cargas actuantes en la estructura</b>		
1.1 Cargas muertas	WD	Si
1.2 Cargas vivas	WL	Si
1.3 Fuerzas de sismo en dirección X	EX	Si
1.4 Fuerzas de sismo en dirección Y	EY	Si
1.5 Cargas de viento	WW	No
1.6 Fluidos con densidades definidas y alturas controlables	WF	No
1.7 Cargas debidas al empuje lateral del suelo, Nivel freático	WH	No
1.8 Fuerzas por variación de temperatura, retracción de fraguado	T	No
1.9 Carga viva sobre la cubierta	Lr	No
1.10 Carga debida al granizo (No tiene en cuenta el empozamiento)	WG	No
1.11 Carga de empozamiento de agua	Le	No

Tabla 13.

*Ortogonalidad e irregularidades de la Edificación*

<b>Ortogonalidad e irregularidades de la estructura</b>		
2.1 Efectos ortogonales		Si
2.2 Grado de irregularidad en planta	$\phi_p$	1.00
2.3 Grado de irregularidad en alzado	$\phi_a$	0.90
2.4 Grado de ausencia de redundancia	$\phi_r$	1.00
2.5 Coeficiente de disipación de energía básico	$R_o$	7.00

2.6 Coeficiente de disipación de energía diseño	<i>R</i>	6.30
2.7 Fuerza sísmica de diseño	<i>E</i>	0.159

Tabla 14.

*Combinaciones de carga mayoradas*

<b>Combinaciones de carga mayoradas usando el método de resistencia (B.2.4)</b>			
<b>Cap. B.2</b>	<b>Combo</b>	<b>Combinaciones de carga</b>	<b>Combinaciones en uso</b>
B.2.4.-1	COMB1	1.4WD+1.4F	1.4WD
B.2.4.-2	COMB2a	1.2WD+1.6WL+1.2F+1.6H+1.2T+0.5Lr	1.2WD+1.6WL
	COMB2b	1.2WD+1.6WL+1.2F+1.6H+1.2T+0.5G	
	COMB2c	1.2WD+1.6WL+1.2F+1.6H+1.2T+0.5Le	
B.2.4.-3	COMB3a	1.2WD+1WL+1.6Lr	1.2WD+1WL
	COMB3b	1.2WD+1WL+1.6G	
	COMB3c	1.2WD+1WL+1.6Le	
	COMB3d	1.2WD+0.8W+1.6Lr	1.2WD
	COMB3e	1.2WD+0.8W+1.6G	
	COMB3f	1.2WD+0.8W+1.6Le	
B.2.4.-4	COMB4a	1.2WD+1WL+1.6W+0.5Lr	1.2WD+1WL
	COMB4b	1.2WD+1WL+1.6W+0.5G	
	COMB4c	1.2WD+1WL+1.6W+0.5Le	
B.2.4.-5	COMB5a	1.2WD+1WL+0.159EX	1.2WD+1WL+0.159EX
	COMB5b	1.2WD+1WL+0.159EY	1.2WD+1WL+0.159EY
B.2.4.-6	COMB6	0.9WD+1.6W+1.6H	0.9WD
B.2.4.-7	COMB7a	0.9WD+0.159EX+1.6H	0.9WD+0.159EX
	COMB7b	0.9WD+0.159EY+1.6H	0.9WD+0.159EY

## 7.5 Análisis sísmico

### 7.5.1 Estimación de cortante basal por método de fuerza horizontal equivalente

El cortante basal en una edificación es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se refleja en la base del mismo, en otras palabras, la aplicación de la fuerza sísmica en cada nivel produce unos cortantes que se van acumulando a medida que nos vamos acercando al nivel de cimentación.

Tabla 15.

*Cortante de Basal por FHE*

<b>Cálculo de cortante de basal</b>	
<b>Coefficiente de disipación de energía (R)</b>	
Regularidad de la estructura	Estructura irregular
Seleccione sub sistema estructural	Pórticos resistentes a momentos DES a. De concreto (DES)
Irregularidad en planta	No presenta
Irregularidad en altura	No presenta
Ausencia de redundancia	Si presenta en dirección X
<b>Coefficiente de disipación de energía</b>	
Coefficiente Disipación de energía básico [R <sub>0</sub> ]	7.00
Irregularidad en planta [ $\Phi_p$ ]	1.00
Irregularidad en altura [ $\Phi_a$ ]	0.90
Irregularidad ausencia redundancia [ $\Phi_r$ ]	1.00
Coefficiente Disipación de energía diseño [R]	6.30
Fuerza sísmica reducida de diseño [E=1/R]	0.159
<b>Cálculo de la fuerza sísmica y cortante basal</b>	
Altura total de la estructura	28.50
Número de pisos[un]	1
Peso de la estructura [Ton-f]	2698.00 Ton-f
Exponente para periodo [k]	1.315

Aceleración espectral [Sa]	0.50 g
<b>Cortante de basal [Vs]</b>	<b>1360.12 Ton</b>
	<b>13342.76 kN</b>
Cortante basal de diseño [Vs/R]	2117.9
C	0.080

### 7.5.2 Chequeos de modelo sísmico de diseño.

Con el fin de validar que el modelo estructural elaborado en el software de diseño se encuentre bien y acorde con las cargas, masas, y participación modal real de la estructura, se hacen los siguientes chequeos técnicos los cuales corresponden a un análisis comparativo entre cálculos manuales y resultados del software los cuales no deben tener una variación superior a un 5%, dicho porcentaje es en valor de referencia asumido por el diseñador.

#### 7.5.1.1 Reacciones en la base

Tabla 16.  
*Chequeo reacciones en la base*

Reacciones en la base						
Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ Software kN	FZ Calculado kN	% error	Chequeo
Carga muerta	0.00	0.00	27246.56	26460.10	2.89%	Cumple
Carga Viva	0.00	0.00	4280.50	4070.30	4.91%	Cumple

#### 7.5.1.2 Masa de la estructura

Tabla 17.  
*Chequeo reacciones en la base*

Masa de la estructura			
Estructura	Ux kg	Uy kg	Uz kg
Total software	283315.57	283315.57	0.00
Total calculado	275120.51	275120.51	0.00

**% Error            2.98%            2.98%            0.00%**

Error admisible 5,0 %....ok

### 7.5.1.3 Participación de la masa en el sismo

Tabla 18.

*Participación de la masa en el sismo*

<b>Participación de la masa en el sismo</b>								
<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Periodo sec</b>	<b>Ux</b>	<b>Uy</b>	<b>Uz</b>	<b>Sum Ux</b>	<b>Sum Uy</b>	<b>Sum Uz</b>
Modal	1	1.069	0.5595	0.0705	0	0.5595	0.0705	0
Modal	2	1.027	0.1362	0.3031	0	0.6957	0.3737	0
Modal	3	0.704	4.133E-05	0.3438	0	0.6957	0.7175	0
Modal	4	0.31	0.0214	0.0478	0	0.7171	0.7653	0
Modal	5	0.295	0.1017	0.0114	0	0.8188	0.7767	0
Modal	6	0.201	0.0001	0.0762	0	0.8189	0.8529	0
Modal	7	0.156	0.0023	0.0175	0	0.8212	0.8704	0
Modal	8	0.139	0.0516	0.0012	0	0.8728	0.8716	0
Modal	9	0.1	0.0001	0.0323	0	0.873	0.9039	0
Modal	10	0.096	0.0006	0.0054	0	0.8735	0.9093	0
Modal	11	0.08	0.0308	0.0004	0	0.9043	0.9098	0
Modal	12	0.064	0.0003	0.0102	0	0.9046	0.92	0
Modal	13	0.063	4.276E-05	0.0133	0	0.9047	0.9333	0
Modal	14	0.051	0.0209	0.0004	0	0.9256	0.9337	0
Modal	15	0.046	0.0002	0.0041	0	0.9257	0.9378	0
Modal	16	0.044	0.0002	0.0127	0	0.9259	0.9505	0
Modal	17	0.035	0.0153	0.0012	0	0.9413	0.9517	0
Modal	18	0.035	0.0011	0.0022	0	0.9424	0.9539	0
Modal	19	0.033	0.0007	0.0094	0	0.9431	0.9633	0
Modal	20	0.028	0.0000103	0.003	0	0.9431	0.9664	0
Modal	21	0.026	0.0107	0.0024	0	0.9538	0.9688	0
Modal	22	0.025	0.0051	0.0043	0	0.9589	0.9731	0

Participación de la masa en el sismo								
Caso	Modo	Periodo sec	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
Modal	23	0.023	1.073E-06	0.0037	0	0.9589	0.9768	0
Modal	24	0.021	3.658E-06	0.0053	0	0.9589	0.982	0
Modal	25	0.02	0.0026	0.0014	0	0.9615	0.9834	0
Modal	26	0.02	0.0112	0.0003	0	0.9727	0.9837	0
Modal	27	0.017	0.0006	0.001	0	0.9733	0.9847	0
Modal	28	0.016	0.0079	0.0000261	0	0.9812	0.9847	0
Modal	29	0.015	0.0001	0.0003	0	0.9813	0.985	0
Modal	30	0.013	0.0025	0	0	0.9838	0.985	0
Modal	31	0.012	0	0.0054	0	0.9838	0.9904	0
Modal	32	0.008	0.016	4.378E-05	0	0.9998	0.9904	0
Modal	33	0.007	6.028E-06	0.0081	0	0.9998	0.9985	0
Modal	34	0.007	2.841E-05	0.0009	0	0.9998	0.9995	0
Modal	35	0.005	1.946E-05	0.0005	0	0.9998	1	0
Modal	36	0.004	0.0002	7.922E-07	0	1	1	0

Participación de la masa en el análisis modal supera el 90% en el modo de vibración número 11

#### 7.5.1.4 Ajuste análisis modal a fuerza horizontal equivalente.

Siguiendo los requisitos de norma colombiana sismo resistente (NSR-10), A.5.4.5., en el que se indica que el valor del cortante dinámico total en la base de la estructura, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, no puede ser menor que el 80% para estructuras regulares, o que el 90% para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente. Se presenta a continuación tal ajuste.

Tabla 19.

*Ajuste de resultados por método F.H.E*

<b>Ajuste de resultados según fuerza horizontal equivalente</b>			
<i>Load Case/Combo</i>	<i>FX</i> <i>kN</i>	<i>FY</i> <i>kN</i>	<i>FZ</i> <i>kN</i>
Sismo X Max	17216.97	5757.10	0.00
Sismo Y Max	5117.43	18647.37	0.00

<b>Tipo de estructura y cortante de basal</b>	
Estructura	Irregular
Factor ajuste	90.0%
Vs (kN-f)	26980.00

<b>Factor de ajuste</b>			
<i>Dirección</i>	<i>Factor de ajuste (F.A)</i>		<i>F.A*g</i>
Dir. X	1.41	<b>1.41</b>	<b>13.8</b>
Dir. Y	1.30	<b>1.30</b>	<b>12.8</b>

**7.6 Formas modales**

Figura28.  
*Modo 1. Periodo=0.467 Seg (Fundamental en Y).*

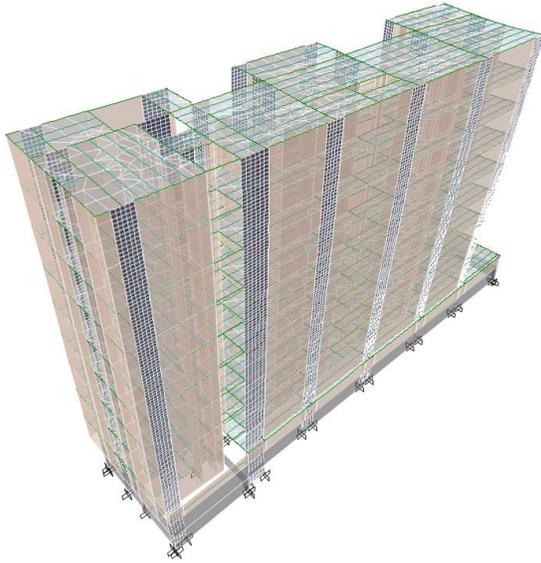


Figura29.  
*Modo 2. Periodo=0.372 Seg (Rotacional).*

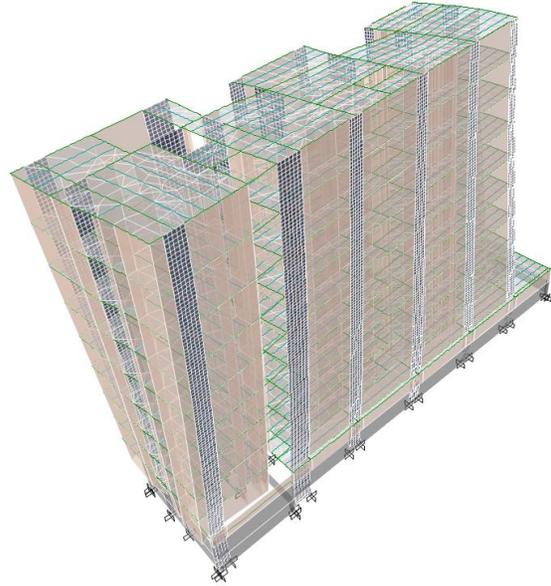


Figura30.  
*Modo 3. Periodo=0.261 Seg (Fundamental en X).*



Figura31.  
*Modo 4. Periodo=0.167 Seg.*



Nota: (Etabs v.17.0.1)

### 7.6.1 Desplazamientos calculados

El chequeo de desplazamientos es un factor determinante para determinar cómo se comporta la estructura debido a su rigidez. En este estudio se hicieron dos análisis, uno para el centro de masa y el otro para los nodos más críticos de la edificación.

- **Desplazamientos máximos centro de masa**

Tabla 20.

*Participación de la masa en el sismo para la dirección X*

<b>Máximos desplazamientos en el centro de masa - Sismo X</b>						
<b>Nivel</b>	<b>Diafragma</b>	<b>Caso de Carga/Combo</b>	<b>Ux mm</b>	<b>Uy mm</b>	<b>Rz rad</b>	<b>Punto</b>
N+26.125	D N + 26.125	Sismo X Max	214.956	50.675	0.004293	1496
N+23.375	D N + 23.375	Sismo X Max	199.456	46.886	0.004011	1498
N+20.625	D N + 20.625	Sismo X Max	181.085	42.82	0.003668	1500
N+17.875	D N + 17.875	Sismo X Max	159.187	37.979	0.003255	1502
N+15.125	D N + 15.125	Sismo X Max	133.905	32.421	0.002776	1504
N+12.375	D N + 12.375	Sismo X Max	105.98	26.286	0.002246	1508
N+9.625	D N + 9.625	Sismo X Max	76.702	19.778	0.00168	1510
N+6.875	D N + 6.875	Sismo X Max	48.044	13.199	0.001106	1512
N+4.125	D N + 4.125	Sismo X Max	22.994	7.039	0.000566	1514
N+1.375	D N + 1.375	Sismo X Max	5.506	1.767	0.000144	1516
N+0.00	D N + 0.00	Sismo X Max	1.01	0.642	0.000023	1518
N-1.75	D N - 1.75	Sismo X Max	0.269	0.152	0.000024	1520

Tabla 21.

*Participación de la masa en el sismo para la dirección Y*

<b>Máximos desplazamientos en el centro de masa - Sismo Y</b>						
<b>Nivel</b>	<b>Diafragma</b>	<b>Caso de Carga/Combo</b>	<b>Ux mm</b>	<b>Uy mm</b>	<b>Rz rad</b>	<b>Punto</b>
N+26.125	D N + 26.125	Sismo Y Max	70.761	130.5	0.010869	1496
N+23.375	D N + 23.375	Sismo Y Max	65.646	120.86	0.010114	1498
N+20.625	D N + 20.625	Sismo Y Max	59.58	110.14	0.009212	1500
N+17.875	D N + 17.875	Sismo Y Max	52.363	97.49	0.008141	1502
N+15.125	D N + 15.125	Sismo Y Max	44.04	83.052	0.006917	1504
N+12.375	D N + 12.375	Sismo Y Max	34.855	67.201	0.005571	1508
N+9.625	D N + 9.625	Sismo Y Max	25.227	50.475	0.004152	1510
N+6.875	D N + 6.875	Sismo Y Max	15.804	33.652	0.002722	1512
N+4.125	D N + 4.125	Sismo Y Max	7.565	17.976	0.001388	1514
N+1.375	D N + 1.375	Sismo Y Max	1.817	5.103	0.000354	1516
N+0.00	D N + 0.00	Sismo Y Max	0.338	1.676	0.000056	1518
N-1.75	D N - 1.75	Sismo Y Max	0.089	0.391	0.000005	1520

- **Desplazamientos máximos en nodos**

Tabla 22.

*Desplazamiento máximo de nodos – Sismo X*

<b>Nivel</b>	<b>Nodo</b>	<b>Caso de carga/Combo</b>	<b>Ux mm</b>	<b>Uy mm</b>	<b>Uz mm</b>	<b>Rx rad</b>	<b>Ry rad</b>	<b>Rz rad</b>
N+26.125	187	Sismo X Max	218.773	111.838	9.003	0.000767	0.005395	0.004293
N+23.375	187	Sismo X Max	203.206	104.798	10.018	0.001053	0.00628	0.004011
N+20.625	187	Sismo X Max	184.656	96.151	11.462	0.001246	0.007552	0.003668
N+17.875	187	Sismo X Max	162.472	85.606	12.894	0.001482	0.008862	0.003255
N+15.125	188	Sismo X Max	133.006	73.29	16.495	0.000842	0.009471	0.002776
N+12.375	187	Sismo X Max	108.39	59.521	14.649	0.001822	0.010724	0.002246
N+9.625	187	Sismo X Max	78.555	44.757	14.468	0.001902	0.010864	0.00168
N+6.875	187	Sismo X Max	49.293	29.68	13.313	0.001901	0.01025	0.001106
N+4.125	187	Sismo X Max	23.64	15.437	10.26	0.001634	0.008105	0.000566

N+1.375	65	Sismo X Max	5.685	3.272	3.964	0.002103	0.004705	0.000144
N+0.00	51	Sismo X Max	1.034	0.88	0.32	0.000706	0.001165	0.000023
N-1.75	51	Sismo X Max	0.343	0.241	0.166	0.000381	0.000227	0.000024

Tabla 23.

*Desplazamiento máximo de nodos – Sismo Y*

Nivel	Nodo	Caso de carga/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			mm	mm	mm	rad	rad	rad
N+26.125	189	Sismo Y Max	88.434	263.121	5.098	0.003569	0.002211	0.010869
N+23.375	189	Sismo Y Max	81.878	246.336	5.207	0.003845	0.002508	0.010114
N+20.625	189	Sismo Y Max	74.19	225.825	5.317	0.004089	0.002949	0.009212
N+17.875	189	Sismo Y Max	65.136	200.877	5.442	0.004313	0.003398	0.008141
N+15.125	189	Sismo Y Max	54.802	171.797	5.501	0.004434	0.003764	0.006917
N+12.375	189	Sismo Y Max	43.486	139.343	5.442	0.004418	0.004005	0.005571
N+9.625	189	Sismo Y Max	31.672	104.624	5.167	0.004226	0.004029	0.004152
N+6.875	189	Sismo Y Max	20.083	69.271	4.631	0.003833	0.003796	0.002722
N+4.125	189	Sismo Y Max	9.813	35.989	3.539	0.002978	0.003042	0.001388
N+1.375	7	Sismo Y Max	2.423	9.675	1.063	0.008579	0.00203	0.000354
N+0.00	7	Sismo Y Max	0.428	2.138	0.416	0.000412	0.000555	0.000056
N-1.75	2	Sismo Y Max	0.251	0.59	0.164	0.000676	0.000054	0.00005

### 7.7 Derivas calculadas

La norma NSR-10 exige que la deriva resultante, en todo nivel de la edificación, sea menor al 1% de la altura de dicho nivel si se trata de estructuras en concreto y acero, y menor a 0.5% de la altura del nivel si es una estructura en mampostería estructural.

## 7.7.1 Derivas en dirección X

Tabla 24.

Derivas calculadas – Sismo X

Derivas calculadas en dirección X							
Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Deriva	Nodo	Desplaz. X m	Desplaz. Y m	Deriva máx
N+26.125	Sismo X Max	X	0.06%	320	29.4	8.92	0.09%
N+26.125	Sismo X Max	Y	0.09%	40	33.25	0.00	
N+23.375	Sismo X Max	X	0.06%	320	29.40	8.92	0.10%
N+23.375	Sismo X Max	Y	0.10%	40	33.25	0.00	
N+20.625	Sismo X Max	X	0.07%	320	29.40	8.92	0.11%
N+20.625	Sismo X Max	Y	0.11%	40	33.25	0.00	
N+17.875	Sismo X Max	X	0.08%	320	29.40	8.92	0.12%
N+17.875	Sismo X Max	Y	0.12%	40	33.25	0.00	
N+15.125	Sismo X Max	X	0.08%	320	29.40	8.92	0.13%
N+15.125	Sismo X Max	Y	0.13%	40	33.25	0.00	
N+12.375	Sismo X Max	X	0.08%	333	3.60	0.00	0.14%
N+12.375	Sismo X Max	Y	0.14%	40	33.25	0.00	
N+9.625	Sismo X Max	X	0.09%	333	3.60	0.00	0.14%
N+9.625	Sismo X Max	Y	0.14%	40	33.25	0.00	
N+6.875	Sismo X Max	X	0.09%	333	3.60	0.00	0.14%
N+6.875	Sismo X Max	Y	0.14%	40	33.25	0.00	
N+4.125	Sismo X Max	X	0.12%	207	-1.20	4.82	0.18%
N+4.125	Sismo X Max	Y	0.18%	205	1.55	3.05	
N+1.375	Sismo X Max	X	0.08%	65	6.15	-0.31	0.11%
N+1.375	Sismo X Max	Y	0.11%	364	-0.55	9.22	
N+0.00	Sismo X Max	X	0.04%	57	39.29	-0.31	0.04%
N+0.00	Sismo X Max	Y	0.03%	24	11.80	0.00	

<b>Derivas calculadas en dirección X</b>							
<b>Nivel</b>	<b>Caso de carga/Combo</b>	<b>Dirección</b>	<b>Deriva</b>	<b>Nodo</b>	<b>Desplaz. X m</b>	<b>Desplaz. Y m</b>	<b>Deriva máx</b>
N-1.75	Sismo X Max	X	0.03%	53	6.08	-0.31	0.03%
N-1.75	Sismo X Max	Y	0.02%	2	-0.55	0.00	
<b>Deriva máxima dirección X</b>							<b>0.18%</b>
Deriva máxima en dirección X, se presenta en el nodo 205. equivale a un 0,18 % y se encuentra localizada en el nivel N+4,125.							

### 7.7.2 Derivas en dirección Y

Tabla 25.

Derivas calculadas – Sismo Y

<b>Derivas calculadas en dirección Y</b>							
<b>Nivel</b>	<b>Caso de carga/Combo</b>	<b>Dirección</b>	<b>Deriva</b>	<b>Nodo</b>	<b>Desplaz. X m</b>	<b>Desplaz. Y m</b>	<b>Deriva máx</b>
N+26.125	Sismo Y Max	X	0.02%	320	29.4	8.92	0.22%
N+26.125	Sismo Y Max	Y	0.22%	40	33.25	0.00	
N+23.375	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.24%
N+23.375	Sismo Y Max	Y	0.24%	40	33.25	0.00	
N+20.625	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.27%
N+20.625	Sismo Y Max	Y	0.27%	40	33.25	0.00	
N+17.875	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.29%
N+17.875	Sismo Y Max	Y	0.29%	40	33.25	0.00	
N+15.125	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.30%
N+15.125	Sismo Y Max	Y	0.30%	40	33.25	0.00	
N+12.375	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.31%
N+12.375	Sismo Y Max	Y	0.31%	40	33.25	0.00	
N+9.625	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.31%

<b>Derivas calculadas en dirección Y</b>							
<b>Nivel</b>	<b>Caso de carga/Combo</b>	<b>Dirección</b>	<b>Deriva</b>	<b>Nodo</b>	<b>Desplaz.</b>	<b>Desplaz.</b>	<b>Deriva máx</b>
					<b>X</b>	<b>Y</b>	
					<b>m</b>	<b>m</b>	
N+9.625	Sismo Y Max	Y	0.31%	40	33.25	0.00	
N+6.875	Sismo Y Max	X	0.03%	320	29.40	8.92	0.29%
N+6.875	Sismo Y Max	Y	0.29%	40	33.25	0.00	
N+4.125	Sismo Y Max	X	0.20%	207	-1.20	4.82	0.41%
N+4.125	Sismo Y Max	Y	0.41%	205	1.55	3.05	
N+1.375	Sismo Y Max	X	0.05%	50	-0.40	3.80	0.25%
N+1.375	Sismo Y Max	Y	0.25%	364	-0.55	9.22	
N+0.00	Sismo Y Max	X	0.01%	57	39.29	-0.31	0.10%
N+0.00	Sismo Y Max	Y	0.10%	24	11.80	0.00	
N-1.75	Sismo Y Max	X	0.02%	53	6.08	-0.31	0.05%
N-1.75	Sismo Y Max	Y	0.05%	2	-0.55	0.00	
<b>Deriva máxima dirección X</b>							<b>0.41%</b>
Deriva máxima en dirección Y, se presenta en el nodo 205. equivale a un 0,41 % y se encuentra localizada en el nivel N+4,125.							

La deriva máxima presentada en dirección X es del orden de 0.18% y en la dirección Y es del orden de 0.41 %, valor aceptable para el tipo de estructura en estudio.

## 8. Resultados

De acuerdo al modelo del diseñador estructural, los de elaboración propia y a los resultados obtenidos de los análisis de vibración ambiental elaborados con ayuda del programa Artemis Modal Pro, se calcularon cuatro modos de vibración, la frecuencia (Hz), el periodo (Seg), el amortiguamiento (%) y las derivas en X y Y. Estos resultados se presentan a continuación.

Tabla 26.

*Parámetros modales Modelo No 1 del cálculo inicial (Peralta Ingeniería).*

<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	0.885	0.937	0.985	2.970
Periodo (Seg)	1.131	1.068	1.015	0.337
Amortiguamiento	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Deriva X		0.87%		
Deriva Y		1.01%		

Tabla 27.

*Parámetros modales del Modelo No 2 base fija sin particiones en mampostería (Elaboración propia).*

<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	1.030	1.075	1.587	3.571
Periodo (Seg)	0.971	0.930	0.630	0.280
Amortiguamiento	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Deriva X		0.99%		
Deriva Y		1.11%		

Tabla 28.

*Parámetros modales del Modelo No 3 con resortes sin particiones en mampostería (Elaboración propia).*

<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	0.618	0.826	0.842	3.215
Periodo (Seg)	1.617	1.210	1.188	0.311
Amortiguamiento	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Deriva X		1.09%		
Deriva Y		1.44%		

Tabla 29.

*Parámetros modales del Modelo No 4 base fija con particiones en mampostería y losa tipo membrana (Elaboración propia).*

<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	2.083	2.653	3.759	5.988
Periodo (Seg)	0.480	0.377	0.266	0.167
Amortiguamiento	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Deriva X		0.18%		
Deriva Y		0.42%		

Tabla 30.

*Parámetros modales del Modelo No 5 base fija con particiones en mampostería y losa tipo Shell Thin con viguetas en concreto (Elaboración propia).*

<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	2.141	2.688	3.831	5.988
Periodo (Seg)	0.467	0.372	0.261	0.167
Amortiguamiento	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Deriva X		0.18%		
Deriva Y		0.41%		

Tabla 31.

*Parámetros modales del Modelo No 6 resortes con particiones en mampostería y Shell Thin (Elaboración propia).*

<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	0.681	1.658	2.299	5.988
Periodo (Seg)	1.468	0.603	0.435	0.167
Amortiguamiento	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Deriva X		0.49%		
Deriva Y		1.27%		

Tabla 32.

*Parámetros modales (Obtenidos de Artemis Modal Pro)*

<b>Artemis Modal Pro</b>				
<b>Propiedad</b>	<b>Modo de vibración</b>			
	<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>
Frecuencia (Hz)	2.173	2.695	3.477	7.022
Periodo (Seg)	0.460	0.371	0.288	0.142
Amortiguamiento	1.33%	1.13%	2.46%	1.52%

### 9 Comparación de los resultados

Tabla 33.

*Relación porcentual de modelos de Etabs con Modelo Artemis Modal Pro*

<b>Relación Porcentual</b>	<b>Frecuencia</b>				<b>Periodo</b>				<b>Amortiguamiento</b>			
	<b>Modos de vibración</b>				<b>Modos de vibración</b>				<b>Modos de vibración</b>			
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Modelo No 1	41%	35%	28%	42%	246%	288%	353%	236%	375%	442%	203%	329%
Modelo No 2	47%	40%	46%	51%	211%	251%	219%	197%	375%	442%	203%	329%
Modelo No 3	28%	31%	24%	46%	351%	326%	413%	218%	375%	442%	203%	329%
Modelo No 4	96%	98%	108%	85%	104%	102%	92%	117%	375%	442%	203%	329%
Modelo No 5	99%	100%	110%	85%	101%	100%	91%	117%	375%	442%	203%	329%
Modelo No 6	31%	62%	66%	85%	319%	163%	151%	117%	375%	442%	203%	329%

Con base en los resultados obtenidos se puede afirmar que el Modelo No 5 de base fija (empotramiento perfecto) con particiones en mampostería (Únicamente muros continuos de piso a techo) y losa tipo Shell Thin con viguetas modelado con el software de elementos finitos es el

que mejor se ajusta a los parámetros que ofrece el modelo matemático simplificado generado por procesos estocásticos, esto se debe a que este modelo al ser de base fija ofrece un comportamiento ideal de la estructura, a diferencia del modelo con resortes que simula como el comportamiento del suelo, esto puede deberse a factores de precisión en el estudio o parámetros del suelo, en cuanto a las particiones, aunque no formen parte del sistema de resistencia sísmica, el no incluirlos dentro del modelo le resta cierta rigidez. En adición, un modelo que tiene sus losas usando el elemento tipo membrana, debe tener presente que solo tiene tres grados de libertad (Desplazamientos en X y Y más giro en Z), mientras que si se modela con elemento Shell tiene seis grados de libertad (3 desplazamientos + 3 giros), esto lo que quiere decir es que desde el punto vista de la rigidez, la membrana no ofrece rigidez fuera de su plano, por tanto, estos elementos suelen ser usados para transmitir solo carga. Ahora bien, los elementos Shell pueden ser empleados, pero al tener más grados de libertad, el análisis del modelo puede ser más tardío, además requiere necesariamente un mesh (malla) adecuado, para que las cargas se transfieran correctamente a los ejes resistentes, en consecuencia, se recomienda modelar las losas como elemento Shell thin.

Figura 32.  
Análisis de Modelos Etabs vs Modelo (Artemis Modal Pro). Nota: Elaboración propia.

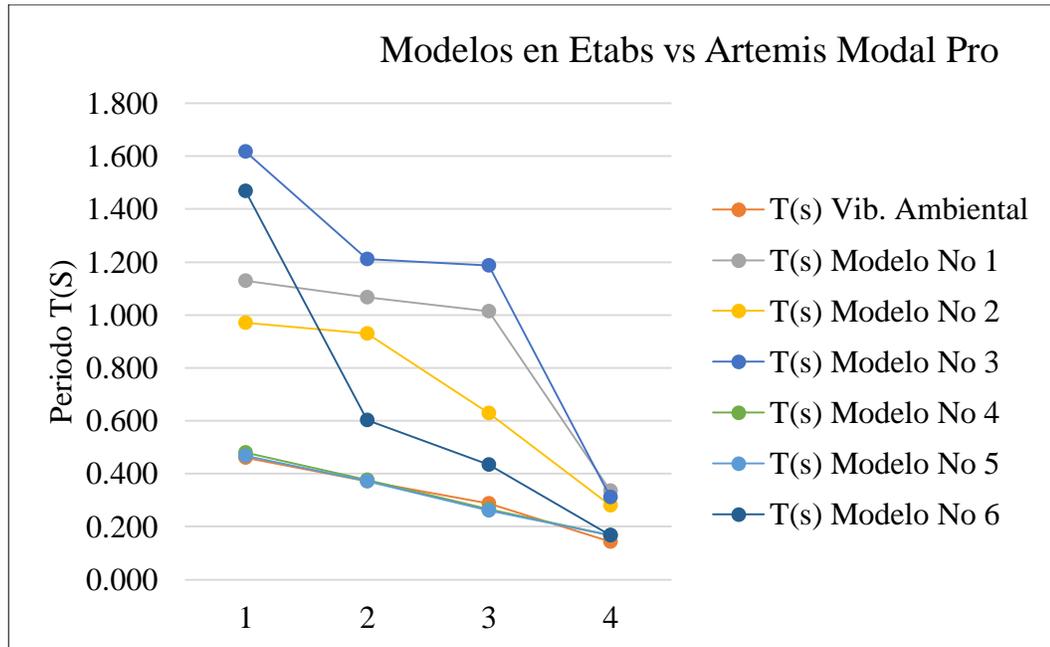
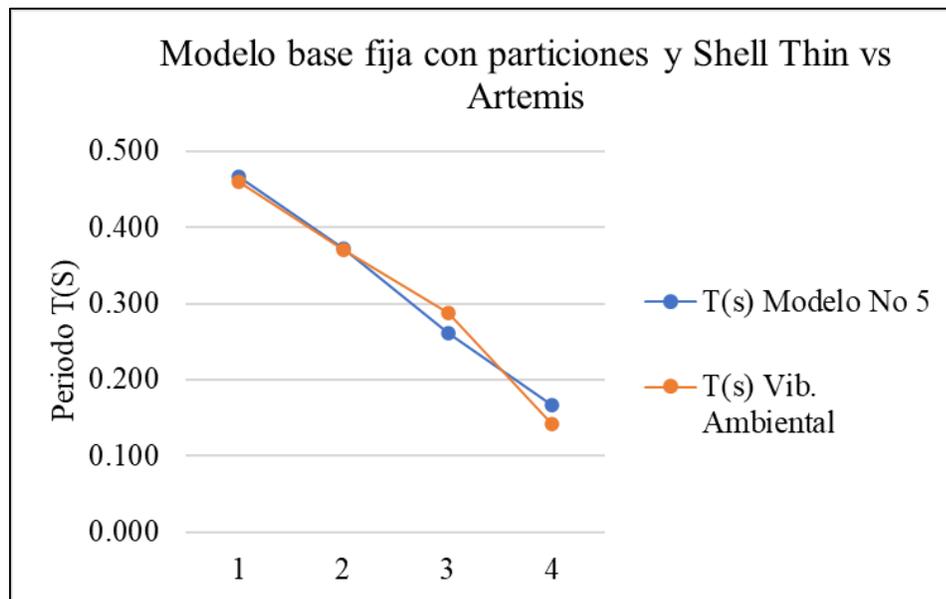


Figura 33.  
Análisis de resultados modelo número 5 - base fija con particiones y Shell Thin vs Modelo (Artemis Modal Pro). Nota: Elaboración propia.



## 10. Conclusiones

En este documento logro realizarse el análisis comparativo modal por una metodología experimental y teórica para el edificio Alma Mater ubicado en la ciudad de Bucaramanga, donde se obtuvieron propiedades dinámicas como frecuencia, periodo, relación de amortiguamiento y modos de vibración.

En el procedimiento de modelar se encontraron seis posibles combinaciones que incluyen el modelo preliminar que uso el diseñador el cual se chequea con el modelo número 2 encontrando que presenta valores de frecuencia, periodos, amortiguamiento y formas modales muy similares, siendo esto un indicativo de que el modelo estructural inicial elaborado para el presente estudio se encuentra debidamente calibrado y en estricto cumplimiento de la normativa colombiana.

Para evaluar diferentes escenarios que pudieran presentarse, se optó por modelar la estructura con seis diferentes tipologías las cuales variaban según **la base** que podía ser fija o semi rígida teniendo en cuenta la posible deformación del suelo ante cargas gravitacionales e inerciales (Asentamientos), con incluir las **particiones en mampostería** u omitirlas y la utilización de **losas de entrepiso** Shell thin o membrana. Estos elementos que ofrecen los programas de elementos finitos son elegidos según el criterio del diseñador, en ocasiones influyen factores como la mejor transmisión de la carga, un modelo sencillo que no tenga muchos grados de libertad y facilite el procesamiento de datos del software, una mejor precisión en los resultados y una forma más práctica de dibujar que reduzca el factor tiempo. El resumen del contenido de los diferentes modelos estructurales generados se muestra en la Tabla 1 del presente documento.

En cuanto al desarrollo de las mediciones experimentales se decidió por hacer una instrumentación usando pruebas de vibraciones ambientales (AVT), que es una metodología innovadora, ya que, no requieren una excitación artificial y no afecta el normal funcionamiento de

la estructura, esto hace que sea una forma económica y practica para obtener datos confiables que ayuden a predecir el comportamiento y estado actual de la estructura. Para hacer una correcta instrumentación se identificaron los puntos de medición con respecto al centro de masa en todos los niveles de la edificación y con unas ventanas de tiempo de 20 minutos, todo esto con el fin de reducir los errores que pudieran generarse en el proceso y registro de las señales. En este tipo de mediciones se usa una metodología no paramétrica conocida como procesos estocásticos que permitió generar un modelo matemático simplificado, por medio de funciones de correlación de densidad espectral, todo este procesamiento fue facilitado gracias al software Artemis Modal Pro, que realiza una descomposición de valores singulares (SVD).

En los resultados obtenidos se identificaron dos modelos (Modelo No. 4 y Modelo No. 5) que se acercaban más al modelo obtenido experimentalmente, estos tenían en común una base fija, particiones en mampostería, y su única variación radicó en que el primero tenía losas tipo membranas y el segundo empleaba elementos tipo Shell thin con viguetas, ambos métodos fueron aproximados, sin embargo, el segundo se acercó más al modelo experimental; la diferencia en el modelamiento radica en que los elementos tipo Shell thin tienen más grados de libertad y son elementos que aportan rigidez ante la flexión de modo que resisten un porcentaje de la carga a través de la deformación por flexión, a diferencia de la membrana que solo tiene grados de libertad dentro de su plano de modo que no aporta ningún tipo de rigidez a la estructura y transmite el 100 % de la carga las vigas. La realidad de las edificaciones es que las losas de entrepiso siempre aportan rigidez al sistema (Se comportan como Shell Thin), sin embargo, estas nunca se diseñan para resistir fuerzas sísmicas, se considera pertinente para en un futuro proyecto investigativo estudiar con más detalle la incidencia de las losas de entrepiso, su responsabilidad real ante un evento sísmico y la pertinencia de diseñarlas para cargas gravitacionales e inerciales.

Partiendo del hecho de que el modelo número 2. Correspondiente a la estructura diseñada sin tener en cuenta la rigidez que aportan las particiones y la losa de entrepiso en el cual la totalidad de la resistencia, especialmente a fuerzas inerciales es asumida por el sistema estructural de resistencia sísmica compuesto por un sistema combinado de muros de carga, columnas y vigas, se obtiene un comportamiento modal muy alejado de la realidad de la estructura, puesto que se evidencia que los elementos no estructurales como las particiones y las losas de entrepiso (Modelo No. 5) tienen una gran incidencia y cambian completamente el comportamiento modal de la estructura. Lo cual no debería ser así, ya que ante un posible evento sísmico los elementos no estructurales van a absorber cargas para las cuales no están diseñadas generando en ellos un nivel de daño muy alto y a su vez unos grandes costos de reparación; Por otra parte, los elementos estructurales diseñados para resistir tales cargas inerciales, trabajarán únicamente con un porcentaje de su capacidad real por lo menos hasta que los elementos no estructurales empiecen a presentar deformaciones y pérdida de rigidez excesivas.

Partiendo de los resultados obtenidos se puede concluir que es indispensable que los muros de mampostería no estructural estén desconectados de los elementos que componen el sistema principal de resistencia sísmica del edificio; esto se consigue construyendo muros independientes debidamente confinados y dilatados con una junta flexible con ancho de por lo menos el 1% de la deriva máxima del edificio. De este modo se puede garantizar que la estructura se comporte como realmente fue diseñada (Modelos No. 1 y 2).

Comparando los porcentajes de deriva calculados en el modelo 2 (Der X=0.99%, Der Y=1.11%) con los del modelo 5 (Der X=0.18%, Der Y=0.41%), siendo el modelo número 5 el que se ajusta a la medición real de la estructura, se evidencia una reducción considerable en la deriva máxima calculada, esto se debe los muros en mampostería y las losas de entrepiso a pesar de no

ser elementos estructurales, SI aportan un alto grado de rigidez en el edificio, generando así una disminución considerable en los desplazamientos traslacionales y rotacionales del edificio.

En la Figura 33.

Análisis de resultados modelo número 5 - base fija con particiones y Shell Thin vs Modelo (Artemis Modal Pro). Nota: Elaboración propia. se representan gráficamente los valores de periodo obtenidos del modelo teórico número 5 y el modelo experimental número 6, encontrando para los primeros 4 modos de vibración valores de periodo prácticamente iguales; esto nos permite inferir que los métodos experimentales empleados tienen una alto grado de precisión en la cálculo estocástico del comportamiento en tiempo real de cualquier tipo de edificación, tecnología que se puede aplicar para la evaluación del daño en diferentes estructuras, ampliación del conocimiento en el estudio del comportamiento sísmico de las estructuras y muchos otros campos de acción relacionados no solo con el campo de la estructuras sino de la ingeniería en general.

### Referencias Bibliográficas

- Afanador, D., & Gutiérrez, A. J. (2018). *Análisis de daño en estructura de concreto a partir de la variación de sus propiedades dinámicas*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Ángel, D. H. (2013). *Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral*. Medellín.
- Godfrey, M. R. (2018). *Identificación de modos de torsión de tres edificios de concreto reforzado*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Gómez, I., Maldonado, E., & Chio, G. (2010). Pruebas de vibración ambiental en puentes. *UIS Ingenierías*, 68.
- Guerrero, J. F. (2011). *Estimación espectral*. Valencia: Universidad de Valencia.
- Henao Ángel D., B. P. (2014). *Identificación de propiedades dinámicas de un modelo estructural sometido a vibración ambiental y vibración forzada empleando mesa vibratoria*. Medellín.
- Hormazábal, F. M. (2018). *Análisis de modos de vibración en estructuras mediante registro de vibraciones de ruido ambiente*. Cádiz: Universidad de Cádiz.
- Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial. (2010). *NSR-10*.
- Vizconde, A. (21 de 01 de 2017). *Estudios de vibración ambiental en edificaciones existentes*.  
Obtenido de <http://edificacionesdecalidad.com/content/estudios-de-vibraci%C3%B3n-ambiental-en-edificaciones-existentes>