

**ANÁLISIS DEL CAMBIO DE LAS PROPIEDADES MODALES NUMÉRICAS  
DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA SOMETIDA A DIFERENTES NIVELES  
DE CARGAS SÍSMICAS**

**GABRIEL ANDRÉS CÁCERES MENDOZA**

**ID: 000279769**



**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA**

**ESCUELA DE INGENIERÍAS**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**BUCARAMANGA**

**2020**

**ANÁLISIS DEL CAMBIO DE LAS PROPIEDADES MODALES NUMÉRICAS  
DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA SOMETIDA A DIFERENTES NIVELES  
DE CARGAS SÍSMICAS**

**GABRIEL ANDRÉS CÁCERES MENDOZA**

**ID: 000279769**

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**



**DIRECTOR:**

**Ph.d. GUSTAVO ANDRÉS OSPINA IDÁRRAGA**

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA**

**ESCUELA DE INGENIERÍAS**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**BUCARAMANGA**

**2020**

## NOTA DE ACEPTACIÓN

---

**Firma del presidente del jurado**

---

**Firma del jurado**

---

**Firma del jurado**

**Bucaramanga, marzo de 2020**

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar todo el esfuerzo puesto en la elaboración de esta investigación que marca la culminación de mis estudios universitarios, a mis queridos padres. Ellos, quienes a través del sacrificio que va más allá de lo que las palabras podrían llegar a expresar jamás, han formado la persona que soy el día de hoy.

## **AGRADECIMIENTOS**

El más grande agradecimiento para mi director de trabajo de grado, PhD Gustavo Ospina, quien fue la persona que me acompañó y asistió constantemente a través de todo el proyecto. Los conocimientos que ha compartido conmigo y el carisma en su manera de hacerlo a lo largo de este proyecto han despertado en mí un gran interés por esta rama tan fascinante de la ingeniería civil como lo es el análisis estructural.

Le agradezco a mis padres, profesores, compañeros y cualquier otra persona que de una u otra manera me hayan prestado su ayuda en la culminación de esta etapa de mi vida.

Finalmente, quiero agradecer a una persona muy especial, a quién no necesito nombrar pues ella tendrá perfectamente claro de quién hablo, por estar presente siempre que la necesité y ayudarme a superar las dificultades que encontraba en el camino.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>14</b>
<b>1. OBJETIVOS</b> .....	<b>15</b>
<b>1.1 OBJETIVO GENERAL</b> .....	<b>15</b>
<b>1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> .....	<b>15</b>
<b>2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA</b> .....	<b>16</b>
<b>3. JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>17</b>
<b>4. ANTECEDENTES</b> .....	<b>18</b>
<b>5. MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>24</b>
<b>5.1 Análisis no lineal</b> .....	<b>24</b>
<b>5.2 Análisis Pushover</b> .....	<b>25</b>
<b>5.3. FEMA 356</b> .....	<b>28</b>
<b>5.4 Identificación de daño estructural a partir de cambios en frecuencias</b> .....	<b>29</b>
<b>5.3 OpenSees</b> .....	<b>30</b>
<b>6. METODOLOGÍA</b> .....	<b>32</b>
<b>6.1 Definición de la edificación típica</b> .....	<b>32</b>
<b>6.2 Modelación de la estructura preliminar en SAP2000</b> .....	<b>34</b>
6.2.1 Materiales utilizados .....	34
6.2.2 Determinación de los casos de carga .....	35
6.2.3 Combinaciones de carga .....	39
<b>6.3 Análisis sísmico y evaluación de la integridad estructural del modelo en SAP2000</b> .....	<b>42</b>
<b>6.4 Análisis lineal</b> .....	<b>45</b>
6.4.1 Diseño de vigas .....	46
6.4.2 Diseño de las columnas .....	48
6.4.3 Modificación de cuantías de acero en vigas y diseños definitivos de los elementos estructurales .....	56
<b>6.5 Análisis no lineal</b> .....	<b>61</b>
<b>6.6 Modelo de análisis OpenSees</b> .....	<b>68</b>

6.6.1 ModelBuilder.....	68
6.6.3 Sismo.....	74
6.6.4 Parámetros de análisis .....	75
<b>7. Resultados y discusión.....</b>	<b>77</b>
<b>7.1 Análisis Pushover SAP2000.....</b>	<b>77</b>
<b>7.2 Análisis dinámico y modal en OpenSees.....</b>	<b>81</b>
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>88</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>90</b>

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	35
Tabla 2. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	36
Tabla 3. Valores de $A_a$ y $A_v$ para las ciudades capitales de departamento (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	37
Tabla 4. Valores del coeficiente $F_a$ (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	38
Tabla 5. Valores del coeficiente $F_v$ (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	38
Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia, $I$ (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	38
Tabla 7. Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	41
Tabla 8. Derivas máximas (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).....	42
Tabla 9. Derivas en la dirección del diseño preliminar.....	43
Tabla 10. Derivas en la dirección “x” para el segundo diseño.....	43
Tabla 11. Valores máximos de los momentos positivos y negativos para cada tipo de viga.....	46
Tabla 12. Datos del diseño de cada tipo de viga.....	47
Tabla 13. Nuevos valores máximos de los momentos positivos y negativos para cada tipo de viga.....	57
Tabla 14. Datos del diseño definitivo de cada tipo de viga.....	57
Tabla 15. Datos del diseño definitivo de cada tipo de columna.....	58
Tabla 16. Derivas en las direcciones “x” & “y” del diseño definitivo de la estructura.....	58
Tabla 17. Propiedades modales del edificio para modos de vibración 1, 2 y 3...60	
Tabla 18. Parámetros y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado.....	64
Tabla 19. Parámetros y criterios de aceptación para rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado.....	65
Tabla 20. Desplazamientos de acuerdo con el nivel de daño.....	77
Tabla 21. Cambios en frecuencias de vibración ocasionados por cargas sísmicas.....	83

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Típica relación de carga-deformación y niveles de desempeño objetivos .....	28
Figura 2. Conformación de las abstracciones del Dominio y el Análisis .....	31
Figura 3. Distribución en planta y elevación de la edificación típica seleccionada (Bonett Diaz, 2003) .....	33
- Sección de columnas (en cm): 50x50, 45x45, 35x35, 30x30, 25x25 y 20x20, distribuidas como se muestra en la Figura 4 .....	33
- Sección de vigas (en cm): 30x35 y 15x35 distribuidas como se muestra en la Figura 5, y se incluyeron viguetas (simplemente apoyadas) de 12x30 en la dirección del pórtico más largo, con la distribución mostrada en la Figura 4. ....	33
Figura 6. Modelo de la estructura en SAP2000 .....	34
Figura 7. Definición del espectro de respuesta en SAP2000 .....	39
Figura 8. Combinaciones básicas de carga (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) .....	39
Figura 9. Evaluación de las irregularidades en planta .....	40
Figura 10. Evaluación de irregularidades en altura .....	41
Figura 11. Definición de la envolvente de carga en SAP2000 .....	42
Figura 12. Configuración de la estructura luego de la revisión de las derivas ....	44
Figura 13. Distribución de los tipos de viga .....	45
Figura 14. Valores máximos del momento y cortante para viga tipo 2.....	45
Figura 15. Esquema de secciones a lo largo de uno de los pórticos principales	46
Figura 16. Script de Matlab usado para el diseño de las columnas .....	48
Figura 17. Distribución de los tipos de columna.....	49
Figura 18. Distribución de columnas luego de agregar sección nueva .....	50
Figura 19. Conexiones típicas consideradas para el criterio de rigidez .....	51
Figura 20. Chequeo de criterio columna fuerte y viga débil .....	51
Figura 21. Diagrama de interacción de la columna tipo 1 en dirección “x” .....	52
Figura 22. Diagrama de interacción de la columna tipo 1 en dirección “y” .....	52
Figura 23. Diagrama de interacción de la columna tipo 2 en dirección “x” .....	53
Figura 24. Diagrama de interacción de la columna tipo 1 en dirección “y” .....	53
Figura 25. Diagrama de interacción de la columna tipo 3 en dirección “x” .....	54
Figura 26. Diagrama de interacción de la columna tipo 3 en dirección “y” .....	54
Figura 27. Verificación de la flexión biaxial en la columna 1 .....	55
Figura 28. Verificación de la flexión biaxial en la columna 2.....	55
Figura 29. Verificación de la flexión biaxial en la columna 3.....	56
Figura 30. Primer modo de vibración .....	59
Figura 31. Segundo modo de vibración .....	59
Figura 32. Tercer modo de vibración .....	60

Figura 33. Pórtico seleccionado como estructura representativa.....	61
Figura 34. Pórtico representativo generado en SAP2000 .....	62
Figura 35. Nodo de control para análisis Pushover .....	62
Figura 36. Caso de carga Pushover .....	63
Figura 37. Parámetros de rótulas plásticas en vigas usados en el modelo .....	64
Figura 38. Parámetros de rótulas plásticas en columnas usados en el modelo .....	66
Figura 39 . Estructura deformada bajo cargas del análisis Pushover .....	66
Figura 19. Generación de nodos.....	68
Figura 20. Generación de nodos empotrados.....	68
Figura 42. Datos de las masas del modelo en SAP2000 .....	69
Figura 43. Generación de las masas .....	69
Figura 44. Definición del concreto no confinado .....	70
Figura 45. Definición del concreto confinado .....	70
Figura 46. Definición del acero de refuerzo .....	70
Figura 47. Definición de las secciones.....	71
Figura 48. Definición de los elementos elásticos .....	72
Figura 49. Definición de las secciones de fibra.....	73
Figura 50. Definición de los elementos no lineales .....	73
Figura 51. Serie de tiempo definida para el análisis estático .....	74
Figura 52. Generación de recorders .....	74
Figura 53. Registros de aceleración y espectros de respuesta sísmica .....	75
Figura 54. Análisis modal en OpenSees.....	75
Figura 55. Patrón de tiempo para el análisis dinámico .....	76
Figura 56. Paso 10 Análisis Pushover (Immediate Occupancy) .....	78
Figura 57. Paso 11 Análisis Pushover (Life Safety) .....	78
Figura 58. Paso 15 Análisis Pushover (Collapse Prevention).....	79
Figura 59. Curva Pushover .....	80
Figura 60. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x0.1).....	81
Figura 61. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x0.8).....	82
Figura 62. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x1.4).....	82
Figura 63. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x1.8).....	83
Figura 64. Gráficas de desplazamientos en el nodo de control correspondientes a los estados de daño: IO (1), LS (2), CP (3) y C (4) .....	84
Figura 65. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado IO: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto .....	85

Figura 66. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado IO: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto .....86

Figura 67. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado IO: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto .....86

Figura 68. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado IO: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto .....87

## RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO

**TITULO:** Análisis del cambio de las propiedades modales numéricas de una estructura aporticada sometida a diferentes niveles de cargas sísmicas

**AUTOR(ES):** Gabriel Andrés Cáceres Mendoza

**PROGRAMA:** Facultad de Ingeniería Civil

**DIRECTOR(A):** Gustavo Andrés Ospina Idárraga

### RESUMEN

La implementación de métodos que permitan una evaluación acertada del nivel de daño sufrido por una estructura es de vital importancia en el campo de la ingeniería civil. El propósito de esta investigación es contribuir en el desarrollo de criterios de evaluación que permitan establecer estas metodologías, y favorecer la obtención de diagnósticos más rigurosos acerca de la integridad de una estructura. Se realizó el diseño y la modelación de una edificación aporticada de 9 pisos en concreto reforzado con el software SAP2000, y se seleccionó uno de sus pórticos principales como estructura representativa, el cual fue sometido a un análisis estático no lineal para determinar los desplazamientos ocurridos en el nodo de control, y asociarlos con los diferentes estados de daño que establece la metodología FEMA 356. Después se hizo un modelo de análisis del pórtico en el software OpenSees, y se sometió a cargas dinámicas generadas por un sismo sintético, el cual fue escalado a determinadas magnitudes de forma que los desplazamientos ocurridos en el nodo de control se aproximaran a los obtenidos durante el análisis estático no lineal. De esta manera se asociaron los diferentes estados de daño FEMA 356 con los resultados obtenidos de un análisis modal que fue incluido en el modelo de OpenSees, el cual fue realizado a la estructura antes y después de sufrir los esfuerzos por las cargas sísmicas en cada análisis. Así se calcularon los cambios porcentuales en las frecuencias de vibración correspondientes a cada estado de daño, con el objetivo de proponer un criterio de evaluación que permita hacer un diagnóstico de la integridad estructural en edificaciones similares, a partir de los cambios en las mediciones de frecuencias de vibración ocasionados por eventos sísmicos.

### PALABRAS CLAVE:

Evaluación, daño, estructura, análisis, no lineal, dinámico, frecuencia de vibración

V° B° DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO

## **GENERAL SUMMARY OF WORK OF GRADE**

**TITLE:** Analysis for numerical modal properties changes in a frame structure under different seismic load intensities

**AUTHOR(S):** Gabriel Andres Caceres Mendoza

**FACULTY:** Facultad de Ingeniería Civil

**DIRECTOR:** Gustavo Andres Ospina Idarraga

### **ABSTRACT**

The implementation of several methods for an accurate damage assessment of structures is crucial in Scivil engineering. The purpose of this research is to contribute to the development of damage assessment criteria that supports the groundwork of this methods, and enhances the preciseness of structural integrity diagnosis. The design and modeling of a nine-story reinforced concrete (RC) frame structure was performed in SAP2000, and one of its main frames was selected as a representative structure, which was subjected to a nonlinear static analysis in order to calculate the displacements at the control joint, and correlate them with the different damage states established by the FEMA 356 methodology. Then a analysis model of the frame was built using the software OpenSees, and it was subjetcted to the dynamic loads generated by a sinthetic earthquake, which was scaled to certean magnitudes so that the displacements at the control joint were approximated to those obtained during nonlinear static analysis. In this way, the FEMA 356 damage states were associated with the results achieved in a modal analysis included in the OpenSees model, which was defined to be carried out on the structure before and after the seismic loading. Thus, the percetage changes in the vibration frequencies to each damage stated were calculated, with the aim of proposing an evaluation criterion that allows a structural integrity diagnosis in similar buildings, based on changes in vibration frequency measurements caused by seismic events.

### **KEYWORDS:**

Assessment, damage, structure, analysis, nonlinear, dynamic, vibration frequency, modal

**V° B° DIRECTOR OF GRADUATE WORK**

## INTRODUCCIÓN

Actualmente en la ingeniería civil se diseñan estructuras cada vez seguras y competentes frente a los posibles esfuerzos que pueden generarse durante un evento sísmico, situando siempre como mayor prioridad la vida de las personas. Es debido a esto que las estructuras están diseñadas para comportarse plásticamente cuando son sometidas a grandes cargas sísmicas que exceden su desempeño ordinario, deformándose de forma progresiva y previniendo acerca de una posible falla de la estructura más adelante. Por esta razón es necesario poder establecer que tan cerca está del punto de falla una estructura que ha sido sometida a un sismo de una magnitud considerable, para lo cual es fundamental contar con metodologías que permitan evaluar e identificar de forma precisa el estado de daño en que se encuentra la estructura.

El presente trabajo de grado se enfoca en el análisis de las propiedades modales de estructuras aporricadas en concreto reforzado con el propósito de proponer un criterio de evaluación de daño basado en los cambios de las frecuencias y modos de vibración.

A partir de la modelación de una estructura en los softwares SAP2000 y OpenSees, se asociaron los estados de daño de la metodología FEMA 356 determinados durante un análisis Pushover, con los cambios porcentuales en frecuencias de vibración generados por los daños ocasionados durante la aplicación de cargas sísmicas en un análisis dinámico, con la intención de proponer un criterio que pueda ser útil en la evaluación de daño estructural en edificaciones de características similares.

Finalmente se presentaron los resultados detallados sobre el comportamiento de la estructura durante los diferentes análisis a los que se sometió (Pushover, modal y dinámico), además de los aspectos más importantes a destacar de este estudio y que podrían ser de utilidad en la investigación y el desarrollo de nuevos métodos para evaluar e identificar el daño en estructuras.

## **1. OBJETIVOS**

### **1.1 OBJETIVO GENERAL**

Analizar numéricamente el cambio en modos y frecuencias de vibración de una estructura aporticada que es sometida a diferentes niveles de carga sísmica.

### **1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Modelar una estructura aporticada en concreto reforzado con características reales utilizando el software OpenSees.
- Realizar un análisis Pushover para establecer modos de falla plástica de la estructura analizada.
- Analizar la estructura bajo diferentes niveles de carga sísmica y establecer porcentajes de cambio en modos y frecuencias de vibración según nivel de daño.

## 2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

En este proyecto se busca estudiar mediante un análisis numérico el comportamiento dinámico de una estructura aporticada después de haber superado su límite de elasticidad. El análisis se enfocará en la obtención de los cambios porcentuales en modos y frecuencias de vibración sufridos por la estructura durante la aplicación de una variedad de distintos niveles de carga sísmica, así como en la identificación de los modos de falla plástica por análisis Pushover. La estructura aporticada que se someterá al análisis será una edificación de tipo residencial, de 9 pisos de altura y en concreto reforzado.

Para el modelamiento de la estructura y la ejecución de los análisis se usará el software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), el cuál es un programa de uso libre y el cual se encuentra a disposición del estudiante en su computador personal. Para el análisis Pushover, se usarán tanto el programa SAP2000, un software cuya licencia está pagada por la Universidad Pontificia Bolivariana y a disposición del estudiante en los computadores de la sala 521 del edificio K del campus de la Seccional Bucaramanga, como el software OpenSees.

El sitio en el cual se desarrollará el presente proyecto de grado está limitado al campus de la Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga. La realización del proyecto de grado tendrá una duración correspondiente al tiempo requerido para dar cumplimiento a los objetivos propuestos y las entregas planteadas en el cronograma, cuya duración total no será superior a los 6 meses. Este proyecto tendrá un impacto y/o utilidad hacia las personas interesadas con el tema de análisis del comportamiento no lineal de estructuras aporticadas sometidas a cargas sísmicas y la identificación de daño estructural a partir de cambios en las frecuencias de vibración. El proyecto se concentrará en el estudio de una estructura aporticada de concreto reforzado que se somete a diferentes niveles de cargas sísmicas y analizar los cambios porcentuales en modos y frecuencias de vibración generados cuando la estructura, así como localizar los puntos de falla plástica de la estructura durante un análisis Pushover.

### 3. JUSTIFICACIÓN

La identificación de daño en una estructura a partir de vibraciones es una técnica que se ha venido desarrollando bastante en los últimos años. Además de los bajos costos que implica frente a otros métodos, permite una revisión global de la estructura permitiendo la práctica de mediciones para localizar daño en puntos de la estructura que puedan ser de difícil acceso, sin la necesidad de usar el equipo de medición cerca a estos puntos difíciles, además de no requerir saber de antemano la locación aproximada del área que presenta el daño, lo cual puede ser una limitación en el caso de otras metodologías. (Salawu, 1997)

Entre los métodos de detección estructural basados en las vibraciones, uno de estos está basado en los cambios en las frecuencias naturales. En la práctica, la frecuencia natural es fácil de medir, y es independiente de la posición en dónde se realice la medición. Además, generalmente las medidas de frecuencias de vibración son más precisas que las medidas de modos de vibración o amortiguamiento modal. Por estas razones, el análisis de los cambios de las frecuencias de vibración se ha convertido en un tema de investigación notable en los últimos años dentro de la ingeniería civil y estructural. (Wang & Li, 2012)

La disponibilidad que hay actualmente para el uso de herramientas de análisis de tiempo-frecuencia como por ejemplo Wavelet Transform, que ofrecen información cuantitativa muy importante sobre la evolución de la frecuencia en estructuras aporricadas resistentes a momento de forma constante, destaca la importancia de seguir desarrollando y mejorando los criterios que rigen la identificación y la evaluación de la severidad del daño en una edificación a partir de la información obtenida por este tipo de herramientas. (Tao, Ma, & Li, 2018)

Con lo propuesto en este proyecto, se pretende calcular numéricamente los cambios en las frecuencias de vibración que se presentan en una estructura aporricada de concreto reforzado que está siendo sometida a varios casos de daño por carga sísmica mediante el software OpenSees. Los resultados de este proyecto suministrarán información sobre los cambios porcentuales en las frecuencias de vibración correspondientes a un determinado estado de daño. A partir de esto, en el futuro se podrá usar como referencia la información obtenida para determinar si los resultados de mediciones de vibraciones en estructuras reales de características similares coinciden con esta información, indicando la presencia de alguno de los casos de daño por carga sísmica tratados en este proyecto.

#### 4. ANTECEDENTES

Título del artículo	Autor(es)	Resumen	Año
Comparación del análisis y diseño de un edificio metálico mediante los softwares CYPE y SAP2000.	Pombo Rico, Miguel Ángel.	<p>Consiste en la comparación del análisis y diseño del edificio metálico del Laboratorio de construcciones de la UPB Bucaramanga mediante los softwares CYPE y SAP2000 regidos por El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, en cuanto se refiere a: desplazamientos, modos de vibración, cargas axiales, momentos y cortantes.</p> <p>Metodología:</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. Realizar el análisis estructural y sísmico de la edificación.</li><li>2. Realizar el diseño de las conexiones columna-viga manualmente.</li><li>3. Realizar el diseño de vigas y columnas manualmente.</li><li>4. Comparar los resultados obtenidos.</li></ol> <p>Luego de haber analizado el edificio metálico en los softwares CYPECAD y SAP2000, y también de haber diseñado la conexión viga-columna manualmente y su vez los elementos viga y columna para comparar los resultados con los arrojados en los softwares mencionados, se encontró lo siguiente:</p> <p>A pesar de que los datos iniciales introducidos a cada uno de los programas de cálculo fueron exactamente iguales, internamente estos los usaron con criterios distintos, pues, aunque el edificio en</p>	2016

		<p>los dos casos cumple con los requisitos de las normas usadas en los programas, sus valores están un poco alejados uno del otro. Esto se debe a que se usó para cada programa una norma diferente en cuanto al diseño estructural pues ninguno tiene en las versiones usadas una norma en común, excepto por la NSR-10 que se aplicó para el análisis sísmico.</p> <p>La comparación de los resultados del diseño de viga manualmente se aproxima al diseño de la viga en SAP2000 arrojando un valor de coeficiente de aprovechamiento de 59% y 53% respectivamente y los resultados del diseño de columna manualmente se aproximan al diseño de la columna en CYPECAD arrojando un valor de coeficiente de aprovechamiento de 54% y 53% respectivamente. Esto indica que los resultados son aproximados entre los tres cálculos, por lo tanto, son confiables. (Pombo Rico, 2016)</p>	
Modelación y análisis de deformaciones en una cercha de estructura metálica.	Rincón Solano, Francisco Andrés.	<p>Trata acerca de comparar dos diferentes métodos por los cuales se puede diseñar una cercha de estructura metálica, los cuales son el segundo teorema de Castigliano y mediante el uso del software SAP2000 con respecto a los resultados obtenido por la máquina TDS-530 mediante la prueba real sobre una cercha construida con unas características y dimensiones estipulas.</p> <p>Metodología:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Diseño arquitectónico de la cercha metálica.</li> </ol>	2015

		<ol style="list-style-type: none"> <li>2. Construcción de la cerca metálica.</li> <li>3. Análisis de la estructura por el segundo teorema de Castigliano.</li> <li>4. Análisis de la estructura en el software SAP2000.</li> <li>5. Obtención del módulo de elasticidad de los elemento que hacer parte de la cercha.</li> <li>6. Resultados experimentales de los desplazamientos de los nodos de la cercha.</li> <li>7. Comparación de deflexiones por el método de Castigliano y el experimental.</li> <li>8. Comparación de deflexiones por el análisis del software SAP2000 y el experimental.</li> <li>9. Análisis de resultados.</li> </ol> <p>Se analizó la cercha metálica por medio del segundo teorema de Castigliano obteniendo porcentajes de error bastante buenos con respecto al método experimental ratificando que este método está muy acorde con la realidad, teniendo como menor valor 0.14% y como máximo valor 33.89%.</p> <p>Se comprobó que la cercha no superó el estado elástico teniendo como carga máxima 10.2 kN, ya que cuando se descargaba la misma, se obtuvieron valores muy cercanos al 0 por medio de la máquina TDS-530. (Rincón Solano, 2015)</p>	
Análisis del comportamiento de una estructura sobre apoyos elastoméricos, modelada en	Rincón Villalobos, Carlos Andrés; Acosta Guzmán, Noralis.	Trata sobre la modelación de un edificio mediante la utilización del software OpenSees y SAP2000 del cual se obtiene el comportamiento dinámico de la estructura utilizando apoyos empotrados y elementos de tipo enlace el cual se utiliza para	2016

<p>OpenSees y SAP2000.</p>		<p>simular las propiedades mecánicas del neopreno. Se modela y analiza la respuesta dinámica de una viga metálica (IPE 140) experimentalmente y se comparan los resultados mediante los programas mencionados.</p> <p>Metodología:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Ensayo de vibración viga IPE140.</li> <li>2. Modelación de viga IPE140 y el edificio en OpenSees y SAP2000.</li> <li>3. Análisis de resultados.</li> </ol> <p>Se compararon las respuestas dinámicas obtenidas en los 4 modelos realizados en OpenSees y SAP2000. Entre los modelos empotrados el mayor porcentaje de error fue del 2.73%, de esta forma se concluyó que estos modelos tienen el mismo comportamiento. Entre los modelos apoyados en neopreno el mayor porcentaje de error fue del 34%, esto fue debido a la diferencia en los métodos de modelación del aislador en los softwares: mientras que SAP2000 utiliza link/support, OpenSees Navigator utiliza ElastomericBearingPlasticity. (Rincón Villalobos &amp; Acosta Guzmán, 2016)</p>	
<p>Análisis de sistemas para la disipación de energías ejercidas por fuerzas dinámicas.</p>	<p>Quintero García, Pablo Alejandro; Sánchez Camacho, Juan Felipe.</p>	<p>Se presenta el análisis de diferentes mecanismos antisísmicos y su posterior modelado bajo un software especializado en estructuras, mediante una comparación en la respuesta del modelo diseñado con y sin mecanismos de disipación.</p> <p>Metodología:</p>	<p>2017</p>

		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Investigación sobre los sistemas de control dinámico sísmico, disipadores viscosos, disipadores viscosos elásticos, una comparación entre cerchas con y sin disipadores, los parámetros de un disipador, y la energía disipada por ciclo (EDC).</li> <li>2. Modelado de los atributos de la estructura.</li> <li>3. Modelado de un elemento Rubber Isolator mediante SAP2000.</li> <li>4. Análisis de resultados.</li> </ol> <p>Se encontró que el uso de un disipador visco elástico proporciona una reducción en las afecciones que pueda sufrir una estructura por sismos de magnitud media, pues el análisis de resultados arrojó una reducción del 20% para los valores de las características en los datos de control.</p> <p>También se vio que el uso de disipadores de tipo diagonal le agrega rigidez a la estructura, por lo que soporta mayor fuerza cortante en sus elementos. (Quintero García &amp; Sánchez Camacho, 2017)</p>	
<p>Análisis y aplicación del método estático no lineal en columnas reforzadas con disipación especial de energía.</p>	<p>Slebi Acevedo, Carlos José; Vargas Pardo, Daniel Fabián.</p>	<p>Determinación de la ductilidad en columnas reforzadas diseñadas con disipación especial de energía aplicando un análisis estático no lineal o también conocido como método Pushover, para brindar una mejor comprensión de manera experimental a este método, y determinar el comportamiento y daño del elemento en cuestión, de acuerdo con lo establecido por la NSR-10 para presentar el nivel de riesgo que</p>	<p>2014</p>

		<p>este pueda presentar ante fuerzas sísmicas.</p> <p>Metodología:</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. Fundamentación teórica y recopilación de la información.</li><li>2. Diseño de columna y aplicación de cálculos.</li><li>3. Análisis de resultados, conclusiones y recomendaciones.</li></ol> <p>Se llegó a la conclusión de que el refuerzo trasversal empleado en la columna no solo le otorgó a la columna resistencia al cortante, sino que además le otorga confinamiento al concreto brindándole propiedades dúctiles y aumentando su resistencia como está propuesto por la teoría de confinamiento.</p> <p>Por otra parte, se encontró que de todas las metodologías aplicadas la que tiene un mayor acercamiento a la modelada en el SAP2000 por Pushover, es la que considera el confinamiento del concreto, la razón de ello porque emplea todos los parámetros y características de la columna. (Slebi Acevedo &amp; Vargas Pardo, 2014)</p>	
--	--	---	--

## 5. MARCO TEÓRICO

### 5.1 Análisis no lineal

En un sistema que se somete a una fuerza estática aplicada externamente, va a producirse una fuerza interna resistiendo el desplazamiento y será igual y opuesta a la fuerza externa.

En la ingeniería estructural, es deseado determinar la relación entre la fuerza aplicada y el desplazamiento relativo asociado a la deformación en la estructura ocurrida durante un movimiento oscilatorio. Esta relación de fuerza-desplazamiento sería lineal cuando se tienen pequeñas deformaciones, pero se dejaría de serlo (convirtiéndose en no lineal) al presentarse mayores deformaciones. (Chopra, 2001)

Los movimientos oscilatorios de los que se hizo mención tienden a disminuir con el paso del tiempo hasta que desaparecen. La razón de esto es el amortiguamiento que tiene el sistema, que permite disipar la energía lo cual a su vez resulta en una disipación de los desplazamientos y disminución de las aceleraciones. Existen distintas causas asociadas a este amortiguamiento, las cuales se asocian a ciertos fenómenos como lo son la fricción que pueda ocurrir entre la masa de la estructura sobre la superficie de apoyo, la no linealidad del material del resorte, entre otros.

El permitir que la dinámica estructural pueda estudiar más allá de solo sistemas linealmente elásticos, amplía de gran manera su rango de aplicación; esto es porque en la vida real la mayor parte de los materiales estructurales muestran dentro del rango de esfuerzos que se usan en la práctica, en cierta medida, características inelásticas. (García Reyes, 1998)

Cuando se habla de un análisis lineal, se hace referencia al análisis que implica un sistema cuyas propiedades -rigidez, amortiguamiento e inercia- no dependen de las variables de respuesta de desplazamiento, velocidad o aceleración, o tiempo; siendo así, que estas propiedades del sistema son constantes en el tiempo. Debido a esto, cuando se usan métodos matriciales para realizar el análisis de sistemas de múltiples grados de libertad, los coeficientes multiplicando los vectores de desplazamiento, velocidad o aceleración son constantes.

A medida que el nivel de carga y respuesta aumentan, llega un punto en el que asumir que las propiedades para el sistema permanecen constantes deja de ser

válido. Esto puede verse en casos como aquellos en los que la propiedad de rigidez se vea modificada debido a condiciones de grandes esfuerzos creciendo lo suficiente como para provocar fluencia u otro tipo de comportamiento no lineal, o en situaciones en las que la rigidez cambie debido a cambios de la geometría del sistema que resulten de largas deformaciones o rotaciones a medida que el desplazamiento aumenta.

Con el propósito de tener una correcta consideración de las propiedades cambiantes durante un problema no lineal, se debe tomar un enfoque en el que la solución se desarrolla en pequeños pasos de incremento en los que se van ajustando las propiedades al comienzo de cada paso de acuerdo con las condiciones de deformación y esfuerzo en aquel momento. (Chen & Scawthorn, 2003)

En términos más sencillos, el análisis no lineal es el cual en el que se sostiene la relación no lineal entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones. Existen dos tipos de análisis no lineal: el análisis no lineal estático (Pushover), y el análisis no lineal dinámico (tiempo-historia). El origen del comportamiento no lineal puede deberse a distintas razones: no linealidad geométrica (grandes deformaciones), no linealidad del material (materiales elastoplásticos), y no linealidad de contacto (restricciones cinemáticas en el modelo). (Femto Engineering, 2017)

## **5.2 Análisis Pushover**

Un análisis no lineal estático (Pushover) puede ser muy útil, pues en contraste con un análisis lineal (sea estático o dinámico) permite que la estructura llegue a un comportamiento inelástico, lo cual hace el análisis mucho más completo; provee información acerca de la fuerza, la deformación y la ductilidad de la estructura, al igual que sobre la distribución de las demandas. Conocer las demandas nos permite poder identificar los miembros críticos de la estructura que probablemente puedan llegar a su estado límite durante un sismo, a lo cual se le debe dar gran atención durante la fase de detalle y diseño. Sin embargo, el método Pushover está basado en muchas asunciones, lo cual omite factores como las variaciones en patrones de carga, la influencia de modos de vibración más altos, y el efecto de resonancia. A pesar de estas deficiencias, este método brinda una estimación razonable de la capacidad global de deformación, especialmente para estructuras que responden acorde al primer modo. (Duggal, 2013)

Como se había mencionado, el análisis Pushover permite analizar el comportamiento inelástico del sistema, este provee una curva de carga contra deformación de la estructura que va desde su estado de descanso hasta la falla última de la estructura. La carga es representativa de la carga estática equivalente

de uno de los modos de la estructura y puede tomarse como el cortante de la base de la estructura. De forma similar, se puede representar la deflexión de cualquier nivel como la deflexión de la curva mencionada, y favorecedoramente seleccionada como la deflexión del nivel más alto.

El análisis Pushover involucra el uso de elementos conocidos como 'rótulas plásticas', que son objetos asignados a los elementos de la estructura, que simulan el comportamiento de la estructura cuando sobrepasa su límite elástico. El comportamiento elástico ocurre a lo largo de la longitud del elemento, luego la deformación más allá del límite elástico ocurre enteramente en las rótulas, que son modeladas en locaciones discretas. El comportamiento inelástico es obtenido a través de la integración de la deformación plástica y la curvatura plástica que ocurre dentro de la longitud de las rótulas definidas por el usuario, de acuerdo con metodologías de procedimientos no lineales, como por ejemplo FEMA-356. (Computers and Structures, Inc., 2014)

Existen dos formas en las que se puede plantear el análisis Pushover. Una forma es controlando las fuerzas, y la otra es controlando los desplazamientos. En la forma de fuerza controlada, se aplica la fuerza lateral total en incrementos a medida que suben los niveles. En cada uno de estos incrementos, se puede dar que la matriz de rigidez de la estructura tenga que ser cambiada, una vez que la estructura cambie de su estado elástico al inelástico. En la forma de desplazamiento controlado, de manera similar a la primera forma, los desplazamientos del nivel más alto de la estructura son incrementados, de forma que la fuerza horizontal necesaria empuje la estructura lateralmente de manera proporcional al modo de traslación horizontal fundamental de la estructura en la dirección de la carga lateral. Esta última forma de desplazamiento controlado es generalmente preferida por encima de la fuerza controlada debido a que de esta manera el análisis puede ser desarrollado hacia el nivel deseado de desplazamiento, que es la situación de diseño que se presenta en las normas sismo resistentes.

En el Pushover análisis, se aplica a la estructura un perfil de fuerza estática horizontal que usualmente es proporcional a los perfiles de fuerza de diseño especificado en los códigos. Entonces se toma este perfil de fuerza y se va incrementando en pequeños pasos y se analiza la estructura en cada uno de ellos. A medida que las cargas aumentan, la estructura llegará a la fluencia en algunos puntos. Dado que el análisis Pushover como se describió antes, debe hacerse paso a paso, y se pueden modificar las condiciones en cada uno de ellos, cada vez que una de estas fluencias se presente, las propiedades estructurales se modifican aproximadamente para reflejar esta condición de fluencia. El análisis continúa hasta que se llega a la falla última y la estructura finalmente colapsa, o

el edificio alcanza cierto nivel de desplazamiento lateral, siendo esto en los casos de análisis Pushover de la forma de desplazamiento controlado. (Datta, 2010)

En cuanto a la formulación de modelos analíticos, el uso de softwares es siempre la opción para tomar. Por ejemplo, la respuesta sísmica no lineal de largas/esbeltas columnas de concreto reforzadas de un puente provocada por cargas cíclicas de viento puede ser simulado por OpenSees, un programa de elementos finitos de licencia abierta, usando el método de elementos finitos (FEM) con la formulación de elementos finitos basados en fibras, así como con análisis no lineal cíclico Pushover. Este análisis es una poderosa herramienta que nos permite evaluar el comportamiento sísmico de una estructura en la zona inelástica y no lineal. (Ko & Phung, 2014)

El método Pushover es una variación moderna de un conocido método llamado análisis de 'colapso' que se basa en un análisis clásico plástico de estructuras. Sin embargo, a diferencia de este último método, en el que la fuerza última, que normalmente era para las fuerzas gravitacionales, era lo más importante, el análisis Pushover toma un enfoque distinto y su objeto es ahora determinar la fuerza lateral, así como las deformaciones locales de la estructura.

Es un concepto que desde su introducción en 1978 por Freeman en el 'método de espectro de capacidad' (CSM por sus siglas en inglés) ha ido tomando un auge en la comunidad de ingenieros. CSM hace uso de un análisis Pushover para poder establecer el cortante base contra el desplazamiento de control de nodos y lo convierte en un espectro de aceleración y desplazamientos que se grafica en el formato del espectro de respuesta aceleración-desplazamiento. (Kunnath, 2004)

La selección del patrón de carga lateral y la determinación de la ubicación del desplazamiento son los pasos principales en el análisis Pushover. Durante los últimos años se han venido desarrollado varias investigaciones con respecto a estos dos aspectos, porque el análisis tradicional incluye algunas aproximaciones, en especial cuando se trata de estructuras de edificios altos o con una condición de asimetría en los cuales su respuesta es dominada por varios modos. Para las estructuras asimétricas que se someten a actividades sísmicas, la respuesta torsional la cual está emparejada con vibraciones traslacionales impone demandas de desplazamiento más severas en los elementos localizados en las esquinas de la estructura. (Dae & Aghakouchak, 2012)

El análisis Pushover es un análisis estático, que ha surgido como una alternativa del análisis no lineal dinámico de estructuras, que, a pesar de ser el método de investigación de demanda sísmica más preciso, ha presentado inconvenientes y enfrentado varias limitaciones a lo largo del tiempo. Es por que el análisis

Pushover fue introducido, considerando la evaluación de los edificios basada en los desplazamientos. Este método ha sido una útil herramienta no solo en el campo de la ingeniería estructural como se había mencionado, sino también para la ingeniería sísmica, que puede proveer información sobre la localización de formaciones de juntas plásticas y el modo en que se redistribuyen las cargas, que no se puede obtener de un análisis lineal estático. En el Pushover, el objetivo asignado de desplazamiento está ideado para representar el máximo desplazamiento posible que es probable que se presente durante el sismo de diseño.

Con la intención de evaluar el desempeño de la estructura, el espectro de capacidad de la estructura es comparado con el espectro de la demanda sísmica (SDS). Si bien el Pushover es una alternativa simple para el análisis sísmico estructural más completo y preciso que vendría siendo el análisis no lineal dinámico, en el proceso del Pushover, la calidad de la distribución lateral de carga tiene un efecto significativo en la evaluación del comportamiento no lineal y la estimación de las necesidades de fuerza y desplazamiento de la estructura y de sus elementos estructurales. (Etedali & Irandegani, 2015)

### 5.3. FEMA 356

The Prestandard and Commentar for the Seismic Rehabilitation of Building – FEMA 356 (ASCE 2000) se usa para evaluar el desempeño sísmico esperado de estructuras existentes usando niveles de desempeño que son definidos cuantitativamente.

Los procedimientos no lineales de FEMA requieren la definición de la relación no lineal entre carga y deformación. La curva se muestra a continuación:

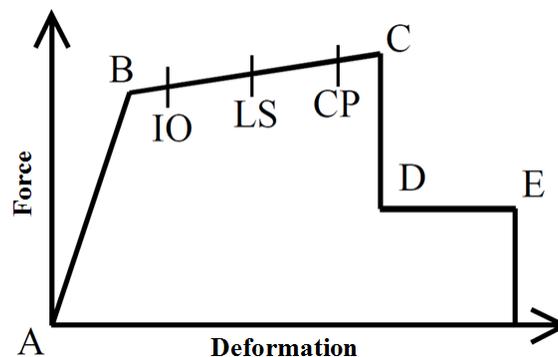


Figura 1. Típica relación de carga-deformación y niveles de desempeño objetivos

El punto A corresponde al estado inicial en el que no se está soportando ninguna carga. El punto B corresponde al límite elástico. La pendiente BC es usualmente tomada con un valor entre 0% y 10% de la pendiente inicial (AB). El punto C corresponde a la fuerza última. La línea CD corresponde a la falla inicial del elemento. El punto D representa la fuerza residual del elemento. El punto E equivale a la capacidad de deformación máxima que se logra con la fuerza residual.

Los cinco puntos (A, B, C, D y E) se usan para definir el comportamiento de rotación en las rótulas de los elementos de concreto reforzado de acuerdo con FEMA 356. Tres puntos más OI (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) y CP (Collapse Prevention), son usados para definir los criterios de aceptación (niveles de desempeño) de la rótula. (GIANNOPOULOS, 2009)

#### **5.4 Identificación de daño estructural a partir de cambios en frecuencias**

Los métodos de identificación de daño que se han venido usando hasta ahora en las estructuras usualmente presentan dificultades, pues estos métodos son visuales o requieren tener equipo experimental localizado en ciertas partes de la estructura, por lo cual existen ciertas limitaciones, como el requerimiento de conocer las proximidades del daño anticipadamente y que la parte de la estructura que se va a inspeccionar sea accesible. La necesidad por métodos de identificación de daño globales que puedan ser aplicados a estructuras más complejas a resultado en el desarrollo de métodos que examinen los cambios en la dinámica global de las propiedades de la estructura. (Cornwell, Farrar, Doebling, & Hoon, 1999)

Un método de identificación de daño basado en los cambios que presentan los modos y las frecuencias de vibración de la estructura puede probarse muy conveniente pues analiza globalmente la estructura. Esto permite elegir los puntos de medida para ajustarse bien a la situación de la prueba. Además, los medidores de frecuencia pueden ser adquiridos por un bajo precio, por lo que esta técnica para identificar daños estructurales puede probar ser económica. (Salawu, 1997)

El concepto básico en la identificación lineal de daño basado en vibraciones es que los parámetros modales globales (frecuencias naturales, modos de vibración, y amortiguamiento modal) dependen de las propiedades física de la estructura (masa, amortiguamiento, y rigidez). Por lo tanto, cambios in las propiedades físicas derivan en cambios de las propiedades modales y la respuesta medida de la estructura. Reciente investigación se ha enfocado en desarrollar métodos para medir y analizar estos cambios en las propiedades dinámicas globales con el fin

de detectar y localizar el daño a un nivel local. (Cornwell, Farrar, Doebling, & Hoon, 1999)

Pérdidas atípicas de la rigidez es inferida cuando las frecuencias naturales medidas son mucho más bajas de lo esperado. Frecuencias más altas de lo esperado indican soportes más rígidos de lo esperado. Sería necesario para una frecuencia natural cambiar alrededor de un 5% para que el daño sea detectado con seguridad. Sin embargo, cambios significativos en las frecuencias solamente no implican automáticamente la existencia de daño pues variaciones de frecuencia (mayores al 5%) debidas a cambios en las condiciones del ambiente han sido medidas tanto para puentes tanto de concreto como de acero en el lapso de un solo día.

En los nodos modales (puntos donde el desplazamiento modal es cero), el esfuerzo es mínimo para un particular modo de vibración. Por lo tanto, el menor cambio en un modo de frecuencia particular puede significar que el daño podría hallarse cerca al nodo modal. (Salawu, 1997)

La medición de las vibraciones de una estructura también puede simularse y obtener resultados que hagan predicciones sobre los cambios en las frecuencias naturales mediante el modelamiento de las estructuras y el uso de software que permitan su análisis. El primer reto es un modelamiento preciso de la estructura. Porque el método de detección de daños es basado en el modelo, un preciso modelo de una estructura de prueba es requerido para establecer la relación entre las frecuencias naturales de la estructura y su rigidez. El modelo debe ser basado en lo físico de manera que pueda simular los cambios reales en las frecuencias causados por un daño particular en la estructura. (He & Zhu, September 2011)

### **5.3 OpenSees**

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) es un software de código abierto enfocado en las aplicaciones de la simulación en el área de la ingeniería sísmica usando métodos de elementos finitos. Fue desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering Center (PEER) para la investigación y aplicación de la simulación en sistemas estructurales y geotécnicos.

El software usa un paradigma de programación orientado a objetos, y sus comandos están soportados por el lenguaje Tcl, los cuales son usados para definir la geometría, aplicación de cargas, formulación y solución del problema. (Mazzoni, McKenna, Scott, Lenes, & al, 2006)

En cada análisis de elementos finitos, se requieren 4 tipos principales de objetos, que son el -ModelBuilder-, el -Domain-, el -Analysis- y el -Recorder-. A

continuación, se muestra un diagrama con los objetos que conforman el Dominio y el Análisis del modelo.

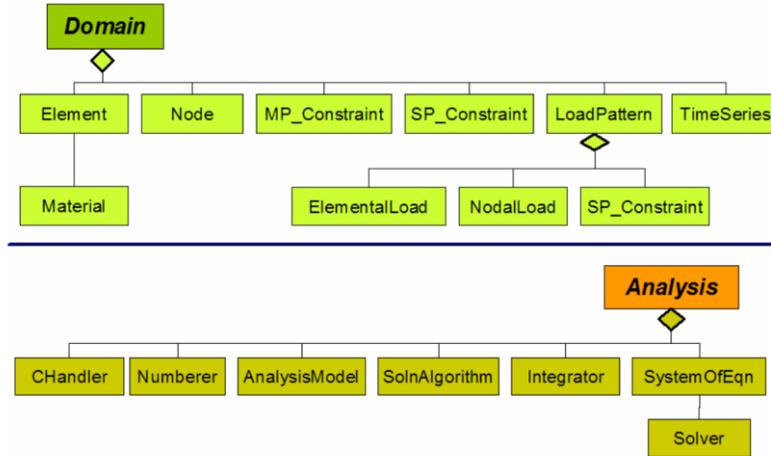


Figura 2. Conformación de las abstracciones del Dominio y el Análisis

## **6. METODOLOGÍA**

### **6.1 Definición de la edificación típica**

El primer paso en la elaboración del proyecto fue la búsqueda de planos estructurales de edificaciones residenciales de sistema aporticado en concreto reforzado, con el propósito de definir un diseño preliminar de la estructura que sería analizada.

Se encontró un estudio en el cual se aludía a modelos altamente representativos de edificios aporticanos de hormigón armado en la ciudad de Manizales desarrollados a partir de información estadística proporcionada por la OMPAD (Oficina Municipal de Prevención y Atención de Desastres). Se decidió adoptar uno de los modelos de edificaciones típicas a los que hace referencia en este estudio (véase Figura 3), para ser usado como diseño base para la modelación de la estructura en SAP2000. (Bonett Diaz, 2003)

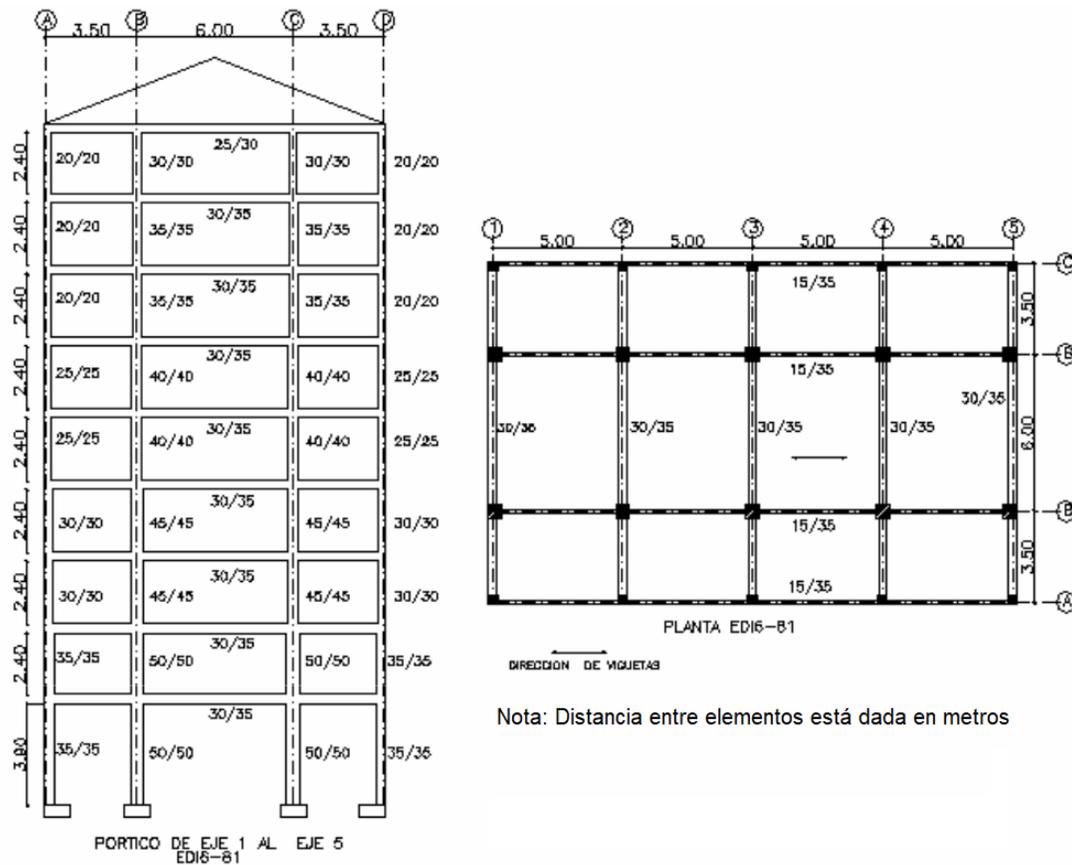


Figura 3. Distribución en planta y elevación de la edificación típica seleccionada (Bonett Diaz, 2003)

Se definió entonces la estructura preliminar con base al diseño mostrado en la Figura 3, y con las siguientes características:

- Sistema estructural: Aporticado
- Material: Concreto reforzado
- Tipo de ocupación o uso: Residencial
- Localización: Bucaramanga, Santander
- Sección de columnas (en cm): 50x50, 45x45, 35x35, 30x30, 25x25 y 20x20, distribuidas como se muestra en la Figura 4
- Sección de vigas (en cm): 30x35 y 15x35 distribuidas como se muestra en la Figura 5, y se incluyeron viguetas (simplemente apoyadas) de 12x30 en la dirección del pórtico más largo, con la distribución mostrada en la Figura 4.
- Tipo de fachadas y particiones: Livianas

## 6.2 Modelación de la estructura preliminar en SAP2000

De acuerdo con las características y dimensiones de la edificación definida previamente, se llevó a cabo la modelación de la estructura preliminar en SAP2000 (Figura 6, parte derecha).

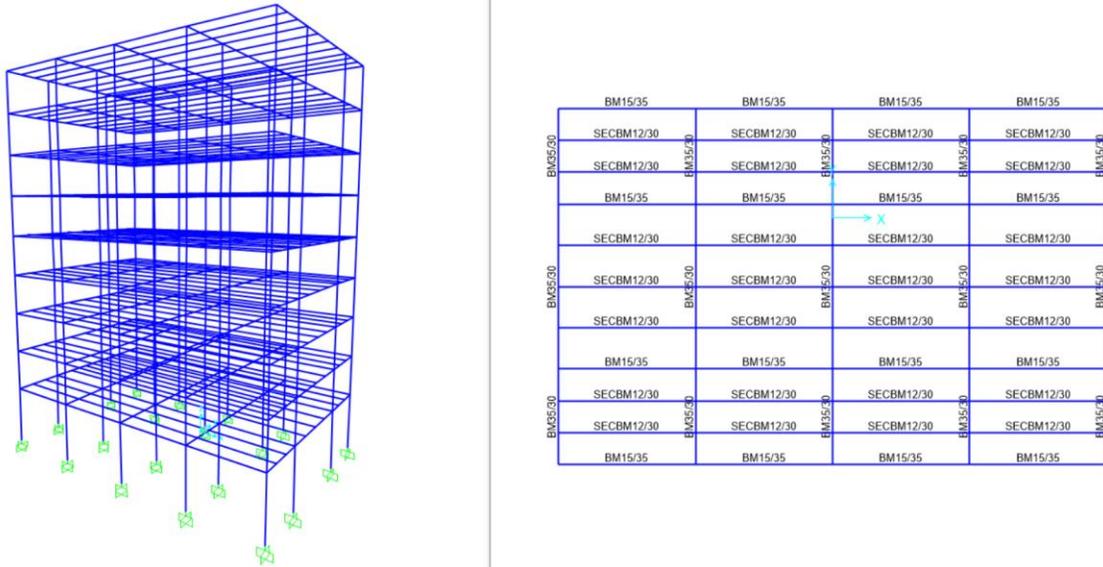


Figura 6. Modelo de la estructura en SAP2000

### 6.2.1 Materiales utilizados

- Concreto de 28 MPa tanto para columnas como para vigas.
- Barras de acero de refuerzo ASTM 615 Grade 60 tanto para columnas como para vigas, con un límite de fluencia aproximado de 420 MPa.

## 6.2.2 Determinación de los casos de carga

Los casos de carga usados para el modelo se determinaron en conformidad con la norma NSR-10, como se describe a continuación.

**6.2.2.1 Cargas muertas.** Los valores mínimos de cargas muertas de elementos no estructurales se establecen en el capítulo B.3 de la norma. De acuerdo con la Tabla 1, se determinó que para estructuras de ocupación residencial con fachadas y particiones livianas, corresponde una carga muerta uniformemente distribuida igual a 3.4 kN/m<sup>2</sup>. Adicionalmente, se suma la carga correspondiente al espesor de la placa superior de la losa, que se calculó partiendo de la densidad del concreto (2400 kg/m<sup>3</sup>), que ejerce un peso de aproximadamente 24 kN/m<sup>3</sup> y se multiplicó por el espesor de la placa, el cual se asumió como 0.05 m, para obtener una carga de 1.2 kN/m<sup>2</sup> carga. De los cálculos anteriores se tiene que el valor de la carga muerta total es igual a 4.6 kN/m<sup>2</sup>.

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

Tabla 1. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

**6.2.2.2 Cargas vivas.** Los valores de cargas vivas se encuentran estipulados en el capítulo B.4 de la norma. En la Tabla 2 se muestran los valores mínimos de cargas vivas uniformemente distribuidas, de acuerdo con la cual se escogió una carga viva equivalente a 1.8 kN/m<sup>2</sup>.

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
<b>Reunión</b>	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
<b>Oficinas</b>	Escenarios	7.5	750
	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
<b>Educativos</b>	Restaurantes	5.0	500
	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
<b>Fábricas</b>	Estanterías	7.0	700
	Industrias livianas	5.0	500
<b>Institucional</b>	Industrias pesadas	10.0	1000
	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
<b>Comercio</b>	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
<b>Residencial</b>	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
<b>Almacenamiento</b>	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
<b>Garajes</b>	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
<b>Coliseos y Estadios</b>	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Tabla 2. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

**6.2.2.3 Cargas sísmicas.** En el caso de la carga sísmica, para definir el espectro de diseño se siguió lo establecido en el Capítulo A.2 de la norma.

De acuerdo con la Tabla 3, para la ciudad de Bucaramanga los valores correspondientes para los coeficientes de aceleración y velocidad horizontal pico efectivas son respectivamente  $A_a = 0.25$  y  $A_v = 0.25$ .

Ciudad	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Tabla 3. Valores de  $A_a$  y  $A_v$  para las ciudades capitales de departamento (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Para el tipo de suelo, se escogió la clasificación D basándose en varios estudios de suelo realizados en distintos lugares de Bucaramanga y su zona metropolitana, en los cuales se especificaba el mismo tipo de suelo. (Del Toro R., 2013)

De acuerdo con la Tabla 4, se determinó que el valor del coeficiente  $F_a$  es igual a 1.3. De forma similar con la Tabla 5, se estableció que el valor del coeficiente  $F_v$  es 1.9.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
<b>D</b>	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
<b>E</b>	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
<b>F</b>	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 4. Valores del coeficiente  $F_a$  (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>C</b>	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<b>D</b>	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
<b>E</b>	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
<b>F</b>	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 5. Valores del coeficiente  $F_v$  (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Para el tipo de estructura que se escogió, por tratarse de una edificación residencial, el grupo de uso correspondiente es 'Grupo I – Estructuras de ocupación normal –'. Con base en lo anterior, y con lo propuesto en la Tabla 6, se adoptó un valor del coeficiente de importancia "I" igual a 1.

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
<b>IV</b>	1.50
<b>III</b>	1.25
<b>II</b>	1.10
<b>I</b>	1.00

Tabla 6. Valores del coeficiente de importancia, I (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Con los datos obtenidos anteriormente, se definió la función del espectro de respuesta para poder generar los casos de carga sísmica correspondientes en SAP2000, como se observa en la 5.

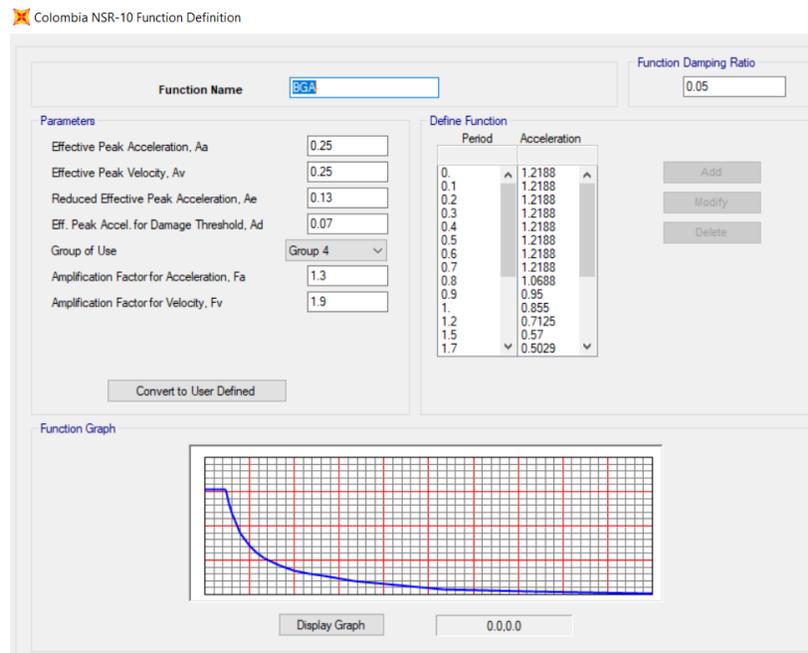


Figura 7. Definición del espectro de respuesta en SAP2000

### 6.2.3 Combinaciones de carga

En el capítulo B.2 de la norma NSR-10 se encuentran definidas las combinaciones de carga mayoradas usadas con el método de la resistencia. Estas combinaciones que fueron aplicadas en el modelo de análisis de SAP2000, se presentan en la Figura 8.

<b>1.4(D + F)</b>	<b>(B.2.4-1)</b>
<b>1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L<sub>r</sub> ó G ó L<sub>e</sub>)</b>	<b>(B.2.4-2)</b>
<b>1.2D + 1.6(L<sub>r</sub> ó G ó L<sub>e</sub>) + (L ó 0.8W)</b>	<b>(B.2.4-3)</b>
<b>1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L<sub>r</sub> ó G ó L<sub>e</sub>)</b>	<b>(B.2.4-4)</b>
<b>1.2D + 1.0E + 1.0L</b>	<b>(B.2.4-5)</b>
<b>0.9D + 1.6W + 1.6H</b>	<b>(B.2.4-6)</b>
<b>0.9D + 1.0E + 1.6H</b>	<b>(B.2.4-7)</b>

Figura 8. Combinaciones básicas de carga (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Para los casos (B.2.4-5) y (B.2.4-7) en los cuales se incluyen el patrón de carga sísmica, las componentes de la dirección de X y Y del espectro de respuesta se dividieron por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R, el cual se calculó como se muestra a continuación:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

donde  $R_0$  es coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, y  $\phi_p$ ,  $\phi_a$  &  $\phi_r$  son coeficientes de reducción causados por irregularidades en las características geométricas de la edificación.

El coeficiente  $\phi_p$  corresponde a las irregularidades en planta, y se calculó mediante la verificación de la irregularidad torsional en cada piso. Como se observa en la Figura 9, se cumplió el criterio en cada nivel, por lo se tomó el coeficiente  $\phi_p$  como 1.

	A	B	C	D	E	F	G																																																		
1																																																									
2	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nivel</th> <th><math>\Delta_1</math></th> <th><math>\Delta_2</math></th> <th><math>1.2 \cdot (\Delta_1 + \Delta_2)/2</math></th> <th>Criterio</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.63%</td> <td>0.63%</td> <td>0.00751</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.03%</td> <td>1.03%</td> <td>0.01441</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.14%</td> <td>1.14%</td> <td>0.01596</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.11%</td> <td>1.11%</td> <td>0.01547</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.08%</td> <td>1.08%</td> <td>0.01516</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>0.94%</td> <td>0.94%</td> <td>0.01315</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>0.85%</td> <td>0.85%</td> <td>0.01193</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>0.60%</td> <td>0.60%</td> <td>0.00844</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>0.36%</td> <td>0.36%</td> <td>0.00509</td> <td>Cumple</td> </tr> </tbody> </table>							Nivel	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$1.2 \cdot (\Delta_1 + \Delta_2)/2$	Criterio	1	0.63%	0.63%	0.00751	Cumple	2	1.03%	1.03%	0.01441	Cumple	3	1.14%	1.14%	0.01596	Cumple	4	1.11%	1.11%	0.01547	Cumple	5	1.08%	1.08%	0.01516	Cumple	6	0.94%	0.94%	0.01315	Cumple	7	0.85%	0.85%	0.01193	Cumple	8	0.60%	0.60%	0.00844	Cumple	9	0.36%	0.36%	0.00509	Cumple
Nivel	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$1.2 \cdot (\Delta_1 + \Delta_2)/2$	Criterio																																																					
1	0.63%	0.63%	0.00751	Cumple																																																					
2	1.03%	1.03%	0.01441	Cumple																																																					
3	1.14%	1.14%	0.01596	Cumple																																																					
4	1.11%	1.11%	0.01547	Cumple																																																					
5	1.08%	1.08%	0.01516	Cumple																																																					
6	0.94%	0.94%	0.01315	Cumple																																																					
7	0.85%	0.85%	0.01193	Cumple																																																					
8	0.60%	0.60%	0.00844	Cumple																																																					
9	0.36%	0.36%	0.00509	Cumple																																																					
3																																																									
4																																																									
5																																																									
6																																																									
7																																																									
8																																																									
9																																																									
10																																																									
11																																																									
12																																																									
13	No presenta irregularidad torsional si: $\Delta_1 < 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$																																																								
14																																																									

Figura 9. Evaluación de las irregularidades en planta

El coeficiente  $\phi_a$  corresponde a las irregularidades en planta y se calculó verificando las derivas, de manera que se cumpliera el criterio que permite hacer excepciones de las irregularidades en altura. En la Figura 10 se muestra que se cumplió con el requisito para todos los niveles requeridos (la NSR-10 exige verificar los dos pisos superiores de la edificación), por lo cual se asignó un valor de 1.0 al coeficiente  $\phi_a$ .

	A	B	C	D	E	F	G
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							

Nivel	U1 (m)	$\Delta_n$	$1.3 \cdot (\Delta_{piso\ n+1} / \Delta_{piso\ n})$	Criterio
1	0.025047	0.63%	2.1	Cumple
2	0.053867	1.03%	1.4	Cumple
3	0.085792	1.14%	1.3	Cumple
4	0.116741	1.11%	1.3	Cumple
5	0.147062	1.08%	1.1	Cumple
6	0.173356	0.94%	1.2	Cumple
7	0.197222	0.85%	1.0	Cumple
8	0.21411	0.60%		
9	0.224288	0.36%		

Criterio: Si la deriva de cualquier piso es menor que 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura.

Figura 10. Evaluación de irregularidades en altura

El coeficiente  $\phi_r$  se debe a la ausencia de redundancia de la estructura. Dado que todos los pisos de la edificación son regulares en planta (como fue verificado anteriormente) y tienen al menos dos vanos compuestos por elementos que son parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales, se asignó un valor de 1.0

De acuerdo con la la Tabla 7. y a los coeficientes calculados anteriormente, se asignó  $R = R_0 = 7$ .

C. SISTEMA DE PÓRTECO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor $R_0$ (Nota 2)	Valor $\Omega_0$ (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
<b>1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)</b>									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite

Tabla 7. Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Habiendo determinado el valor de del coeficiente de disipación de energía  $R = 7.0$ , se introdujeron en SAP2000 las combinaciones de carga correspondientes, y a partir de estas se definió la envolvente (Véase Figura 11).

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
B.2.4-1 (1)	Combination	1.
B.2.4-1 (1)	Combination	1.
B.2.4-2 (2)	Combination	1.
B.2.4-3 (3)	Combination	1.
B.2.4-4 (4)	Combination	1.
B.2.4-5.1 (R5)	Combination	1.
B.2.4-5.2 (R6)	Combination	1.
B.2.4-5.3 (R7)	Combination	1.
B.2.4-5.4 (R8)	Combination	1.

Figura 11. Definición de la envolvente de carga en SAP2000

### 6.3 Análisis sísmico y evaluación de la integridad estructural del modelo en SAP2000

Luego de completar la modelación de la estructura preliminar, y de definir los casos y combinaciones de carga en SAP2000, se procedió a realizar el análisis de espectro de respuesta para los casos de carga sísmica.

Una vez concluido el análisis, se hizo una evaluación de la integridad de la estructura. Para esto se tomaron los resultados de desplazamiento horizontal en los nodos de control designados y se calcularon las derivas, para verificar que no superaban los valores máximos estipulados por la NSR-10 (véase Tabla 8).

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\% \left( \Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\% \left( \Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Tabla 8. Derivas máximas (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Como se puede observar en la Tabla 9, los resultados obtenidos muestran que hay plantas del edificio en los cuales las derivas son mayores al 1.0%.

Nivel	U1 (m)	Deriva X	U2 (m)	Deriva Y
1	0.0250	0.63%	0.0248	0.62%
2	0.0539	1.03%	0.0486	0.85%
3	0.0858	1.14%	0.0744	0.92%
4	0.1167	1.11%	0.0988	0.87%
5	0.1471	1.08%	0.1241	0.90%
6	0.1734	0.94%	0.1462	0.79%
7	0.1972	0.85%	0.1682	0.78%
8	0.2141	0.60%	0.1842	0.57%
9	0.2243	0.36%	0.1955	0.40%

Tabla 9. Derivas en la dirección del diseño preliminar

Debido a lo anterior, debió hacerse una serie de modificaciones a los elementos de la estructura, realizando análisis sísmicos y verificando las derivas respectivamente a medida que se probaba con distintas configuraciones de secciones en vigas y columnas. Finalmente se llegó a los siguientes resultados:

Nivel	U1 (m)	Deriva X	U2 (m)	Deriva Y
1	0.0142	0.35%	0.0145	0.36%
2	0.0360	0.78%	0.0354	0.75%
3	0.0633	0.98%	0.0604	0.89%
4	0.0933	1.07%	0.0866	0.94%
5	0.1240	1.10%	0.1124	0.92%
6	0.1539	1.07%	0.1363	0.85%
7	0.1818	1.00%	0.1577	0.77%
8	0.2076	0.92%	0.1766	0.68%
9	0.2315	0.85%	0.1938	0.61%

Tabla 10. Derivas en la dirección "x" para el segundo diseño

En la Tabla 10 se muestra que el valor de la deriva en seis de los nueve niveles de la estructura se encuentra por debajo del 1%, como es requerido, y para los tres niveles restantes se obtuvieron derivas apenas por arriba del valor requerido. Por lo anterior, y considerando que después de varios análisis con distintas configuraciones de vigas y columnas, no se logró reducir lo suficiente los valores de las derivas en algunos pisos, se decidió usar la configuración correspondiente a estos resultados para comenzar el diseño por resistencia a momento de las vigas y posteriormente verificar que cada nivel cumpla con el requisito de deriva máxima permitida.

A continuación, se procede a realizar los análisis lineales estáticos con las combinaciones de carga señaladas en el título B de la NSR-10 incluyendo los casos de carga viva y carga muerta que se presentaron anteriormente. Con estos análisis se obtendrán los valores de los momentos máximos, a partir de los cuales se completará el diseño definitivo de las vigas y columnas de la edificación.

La nueva configuración los elementos que conforman la estructura luego de las modificaciones anteriores se presentan a continuación:

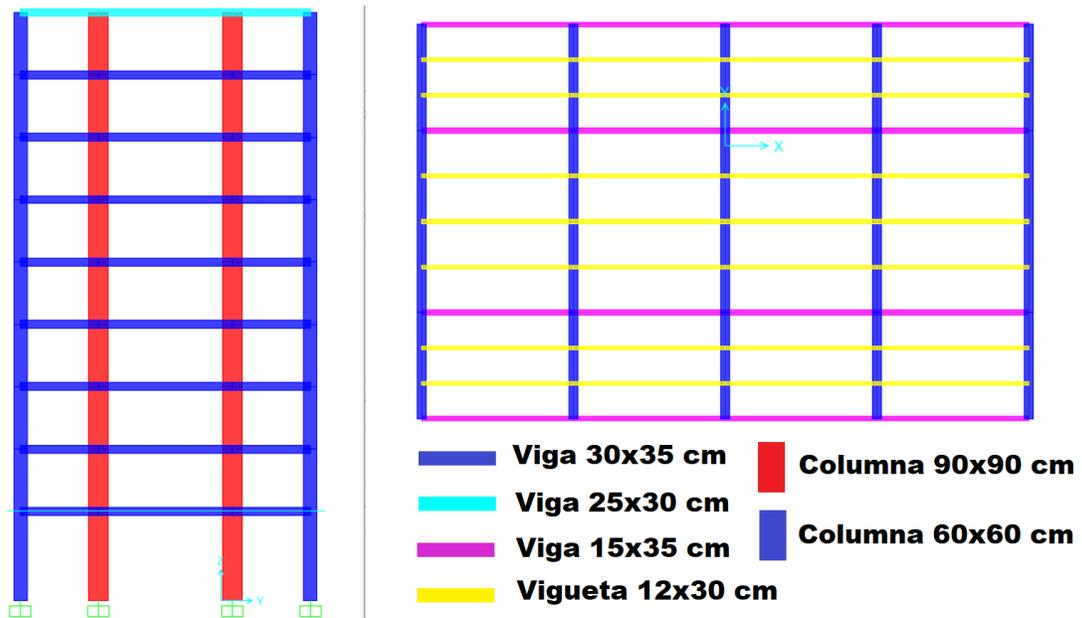


Figura 12. Configuración de la estructura luego de la revisión de las derivas

## 6.4 Análisis lineal

Se procedió a realizar el análisis lineal a la estructura para obtener los valores máximos de los momentos que resistieron las vigas. Se decidió diseñar 5 tipos de viga representativas de acuerdo con los resultados obtenidos del análisis. Dichos tipos de viga están distribuidos como se muestra en la Figura 13.

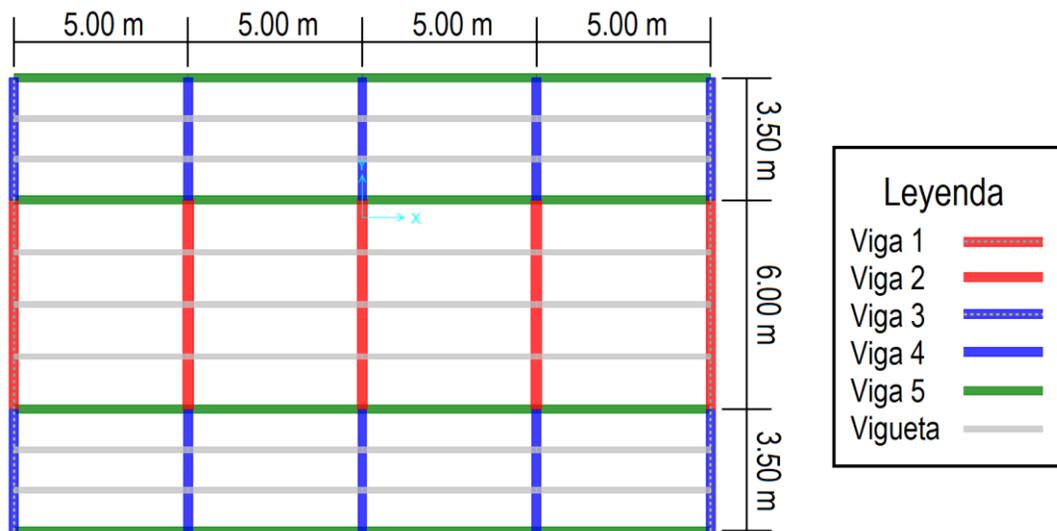


Figura 13. Distribución de los tipos de viga

De acuerdo con la distribución escogida para el diseño de las vigas, se verificaron los momentos máximos de los distintos grupos vigas que son representadas por un determinado tipo. En la Figura 14 se muestra el momento máximo encontrado entre todas las vigas tipo 2 que conforman la estructura, controlado por la envolvente de carga.

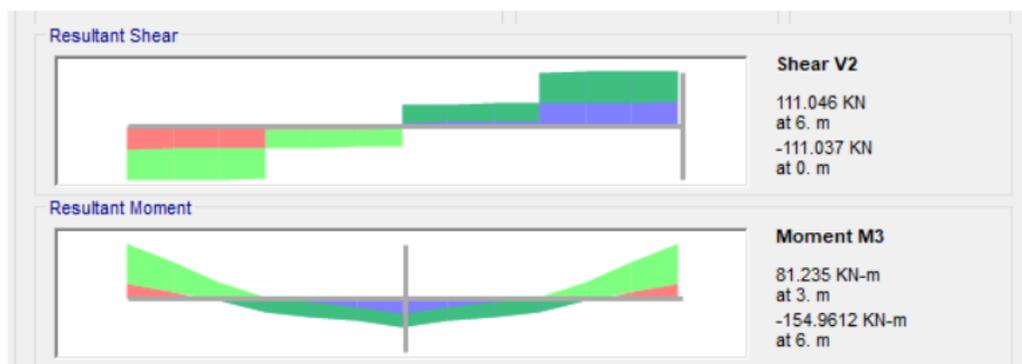


Figura 14. Valores máximos del momento y cortante para viga tipo 2

Todos los momentos máximos encontrados a partir de la revisión de los resultados del análisis lineal para cada tipo de viga se muestran a continuación:

Viga	Momento máximo positivo	Momento máximo negativo
1	43 kN-m	102 kN-m
2	82 kN-m	155 kN-m
3	41 kN-m	78 kN-m
4	37 kN-m	92 kN-m
5	20 kN-m	50 kN-m
Vigueta	43 kN-m	0

Tabla 11. Valores máximos de los momentos positivos y negativos para cada tipo de viga

#### 6.4.1 Diseño de vigas

Con los resultados obtenidos (mostrados en la Tabla 11), se procedió a hacer el diseño por resistencia a momento para redimensionar la sección y seleccionar la cuantía requeridas. A continuación se muestra el diagrama de momento de la envolvente de carga, y las secciones que se diseñaron, distribuidas a lo largo del eje de uno de los pórticos centrales de la estructura como ejemplo:

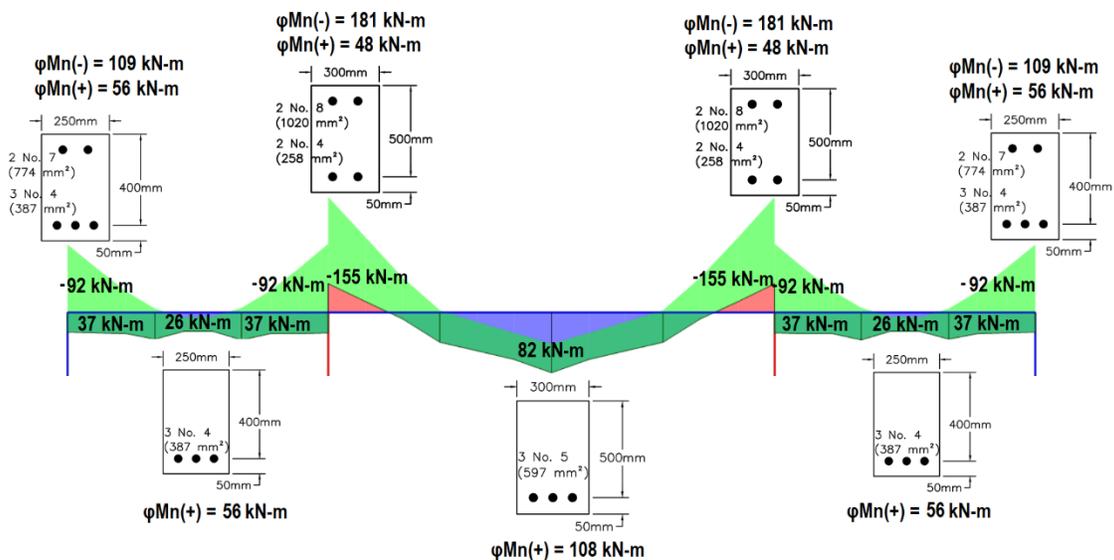


Figura 15. Esquema de secciones a lo largo de uno de los pórticos principales

En la Tabla 12 se muestra de forma resumida los datos del diseño para cada sección:

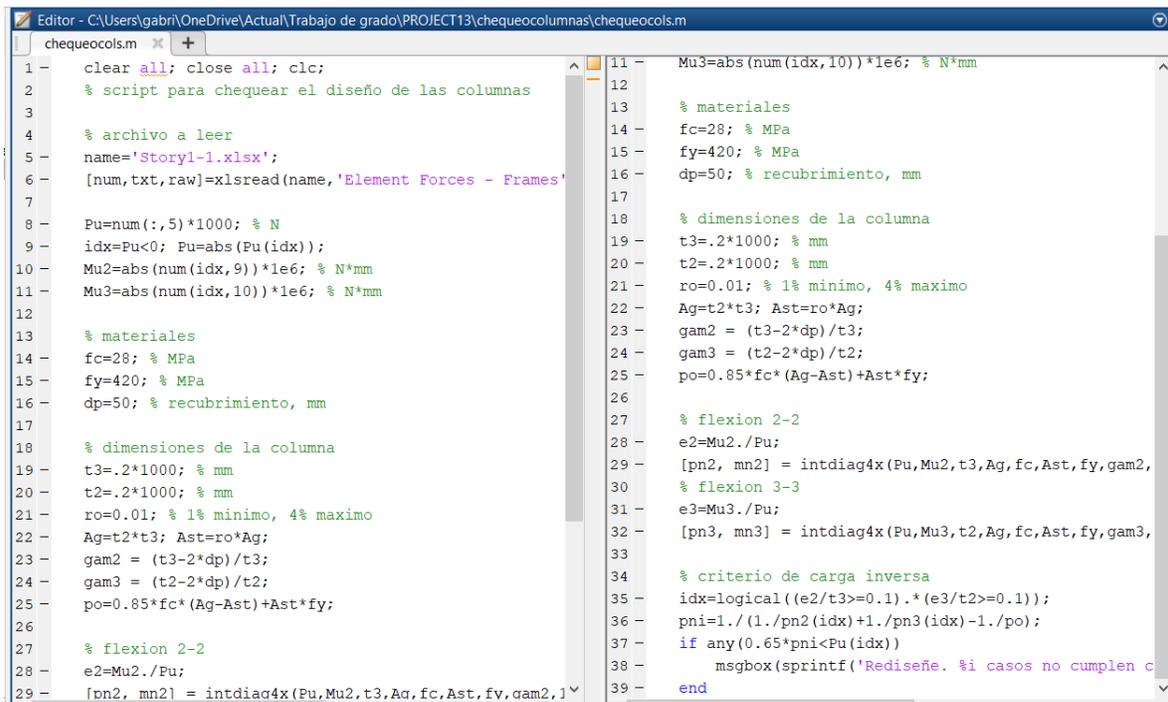
<b>Viga</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>Vigueta</b>
Altura h (mm)		500	550	400	450	400	300
Base b (mm)		250	300	250	250	250	150
Altura útil d (mm)		450	500	350	400	350	270
<b>Mu (-)</b>	Cuantía $\rho$	0.0069	0.0068	0.0088	0.0077	0.0065	-
	Área acero $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	774	1020	774	774	568	-
	Varillas de refuerzo	2 No. 7	2 No. 8	2 No. 7	2 No. 7	2 No. 6	-
	Momento máx (kN-m)	102	155	78	92	50	-
	$\phi M_n$ (kN-m)	124	181	94	109	71	-
<b>Mu (+)</b>	Cuantía $\rho$	0.0034	0.004	0.0045	0.0039	0.0029	0.0147
	Área acero $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	387	597	398	387	258	597
	Varillas de refuerzo	3 No. 4	3 No. 5	2 No. 5	3 No. 4	2 No. 4	3 No. 5
	Momento máx (kN-m)	43	82	41	37	20	43
	$\phi M_n$ (kN-m)	64	108	51	56	33	53

Tabla 12. Datos del diseño de cada tipo de viga

Durante el diseño de cada viga, se tuvo en cuenta el valor de la altura mínima recomendada  $l/16$  (referencia NSR-10 Tabla C.9.5(a)), cumpliendo con que las alturas determinadas por el diseño de resistencia a momento son mayores a las mínimas requeridos.

## 6.4.2 Diseño de las columnas

Para el diseño de sección de las columnas, se hizo uso de un archivo de Matlab creado por el docente Gustavo Ospina el cual fue diseñado con dicho propósito. El script de Matlab permitió chequear una determinada columna de la edificación por capacidad axial a compresión del elemento, también hizo un chequeo de la flexión biaxial mediante el método de la carga inversa y por último generaba un diagrama de interacción para ser verificado por el estudiante.



```
Editor - C:\Users\gabr\OneDrive\Actual\Trabajo de grado\PROJECT13\chequeocolumnas\chequeocols.m
chequeocols.m
1 - clear all; close all; clc;
2 - % script para chequear el diseño de las columnas
3
4 - % archivo a leer
5 - name='Story1-1.xlsx';
6 - [num,txt,row]=xlsread(name,'Element Forces - Frames'
7
8 - Pu=num(:,5)*1000; % N
9 - idx=Pu<0; Pu=abs(Pu(idx));
10 - Mu2=abs(num(idx,9))*1e6; % N*mm
11 - Mu3=abs(num(idx,10))*1e6; % N*mm
12
13 - % materiales
14 - fc=28; % MPa
15 - fy=420; % MPa
16 - dp=50; % recubrimiento, mm
17
18 - % dimensiones de la columna
19 - t3=.2*1000; % mm
20 - t2=.2*1000; % mm
21 - ro=0.01; % 1% minimo, 4% maximo
22 - Ag=t2*t3; Ast=ro*Ag;
23 - gam2 = (t3-2*dp)/t3;
24 - gam3 = (t2-2*dp)/t2;
25 - po=0.85*fc*(Ag-Ast)+Ast*fy;
26
27 - % flexion 2-2
28 - e2=Mu2./Pu;
29 - [pn2, mn2] = intdiag4x(Pu,Mu2,t3,Ag,fc,Ast,fy,gam2,
30 - % flexion 3-3
31 - e3=Mu3./Pu;
32 - [pn3, mn3] = intdiag4x(Pu,Mu3,t2,Ag,fc,Ast,fy,gam3,
33
34 - % criterio de carga inversa
35 - idx=logical((e2/t3>=0.1).*(e3/t2>=0.1));
36 - pni=1./(1./pn2(idx)+1./pn3(idx)-1./po);
37 - if any(0.65*pni<Pu(idx))
38 -     msgbox(sprintf('Rediseñe. %i casos no cumplen c
39 - end
```

Figura 16. Script de Matlab usado para el diseño de las columnas

Se optó por diseñar dos tipos de columnas, una para usarse en las líneas exteriores de la configuración de la estructura, y otra para usarse en las dos líneas centrales, como se observa en la a continuación:

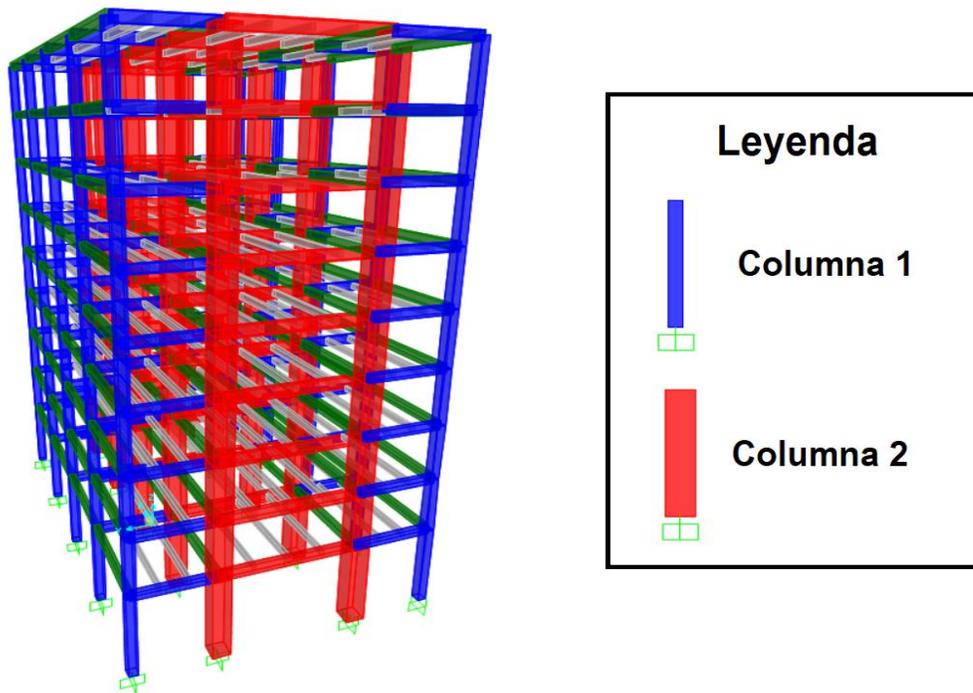


Figura 17. Distribución de los tipos de columna

La decisión de reducir el número de tipos de columna a solamente dos se sostuvo en la idea de favorecer el proceso de diseño que fue iterativo, en el cual se efectuó una serie de análisis con distintas secciones para los dos tipos de columna hasta encontrar una combinación óptima en la cual se obtuviese buenos resultados en cuanto a la integridad estructural (sin mencionar que el uso de secciones constantes para la edificación permitió un control más eficiente de las derivas de cada nivel) sin aumentar demasiado las dimensiones de los elementos lo cual se traduciría en un aumento innecesario del peso propio de la edificación, lo cual no habría sido conveniente.

La cuantía seleccionada para el diseño de la sección de las columnas fue  $\rho=0.01$ , el cual es el valor mínimo establecido por la NSR-10.

Se hizo una revisión de la rigidez en las conexiones de la estructura para verificar el criterio de columna fuerte y viga débil, y se encontró que dos de los nodos correspondientes a columnas del primer piso no cumplían con el criterio, por lo cual se decidió aumentar la sección de las columnas involucradas (lo menos

posible para no modificar las condiciones del modelo) hasta cumplir con el criterio de diseño:

$$\frac{12EI_c}{L_c^3} > 1.2 \frac{12EI_v}{L_v^3}$$

Donde

E: Módulo de elasticidad del material  
Ic: Inercia de la sección de la columna  
Lc: Longitud de la columna  
Iv: Inercia de la sección de la viga  
Lv: Longitud de la viga

En la Figura 17 se puede observar con más la nueva distribución de los 3 tipos de viga que fueron seleccionados.

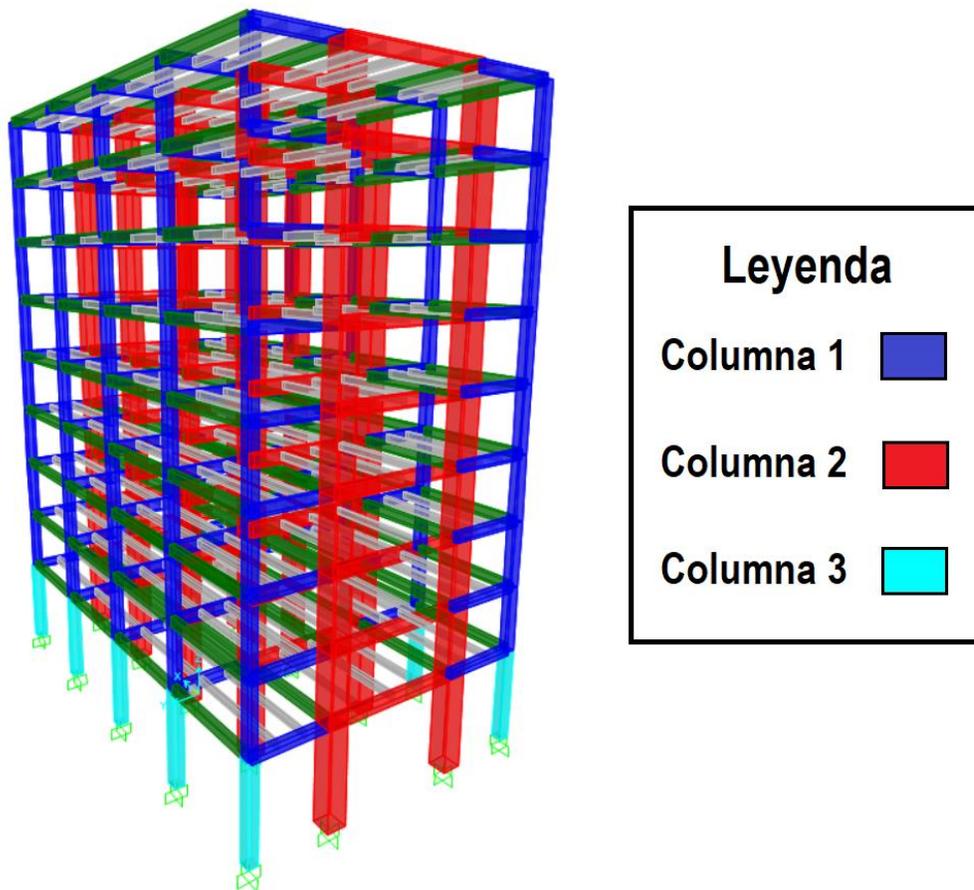


Figura 18. Distribución de columnas luego de agregar sección nueva

Las secciones escogidas para cada columna son:

Columna 1: 40x40 cm

Columna 2: 80x80 cm

Columna 3: 45x45 cm

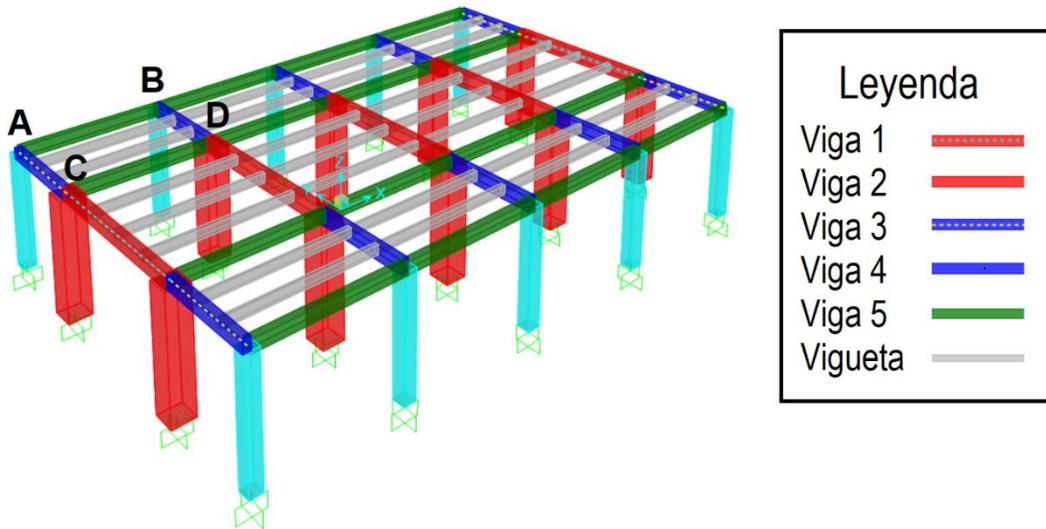


Figura 19. Conexiones típicas consideradas para el criterio de rigidez

A continuación, se muestran los resultados del chequeo de la rigidez para cada conexión típica de las columnas del primer nivel (Figura 19), que al ser más largas que el resto son las más críticas, además de las conexiones con las columnas del segundo nivel, que son representativas del resto de los niveles.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1												
2												
3												
4	Unidades básicas: N, mm, C											
5	Elemento	Inercia [mm <sup>4</sup> ]										
6	Col 1 40x40	2.13E+09										
7	Col 2 80x80	3.41E+10										
8	Col 3 45x45	3.42E+09										
9	Viga 1 25x50	2.60E+09										
10	Viga 2 30x55	4.16E+09										
11	Viga 3 25x40	1.33E+09										
12	Viga 4 25x45	1.90E+09										
13	Viga 5 25x40	1.33E+09										
14	(Criterio > 1.2)											
15												

		$\frac{I_c}{L_c^3}$	$\sum_{eje\ x} \frac{I_v}{L_v^3}$	$\sum_{eje\ y} \frac{I_v}{L_v^3}$	
Columnas L = 4 m	Columna				
	Vigas X				
	Criterio				
	Vigas Y				
Columnas L = 2.8 m	Columna				
	Vigas X				
	Criterio				
	Vigas Y				

Figura 20. Chequeo de criterio columna fuerte y viga débil

Luego de revisar el cumplimiento del criterio columna fuerte y viga débil, se verificó el criterio de resistencia por carga axial en cada tipo de columna. A continuación, se muestra los diagramas de interacción obtenidos para cada una, a partir de los datos de carga axial soportados según el análisis de SAP2000:

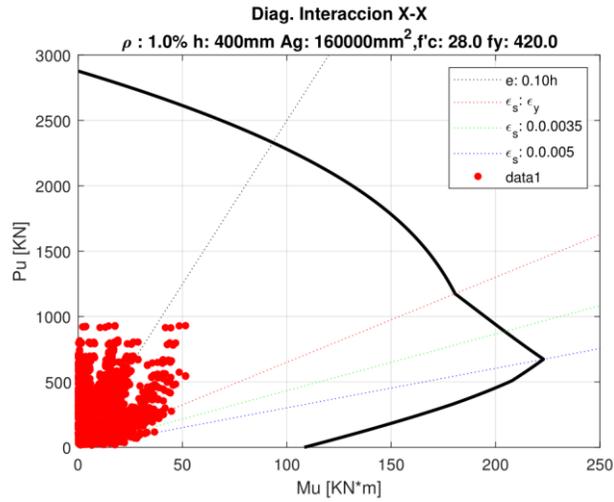


Figura 21. Diagrama de interacción de la columna tipo 1 en dirección “x”

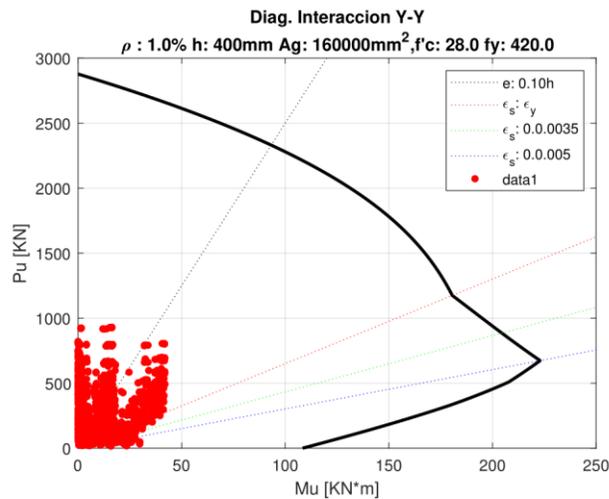


Figura 22. Diagrama de interacción de la columna tipo 1 en dirección “y”

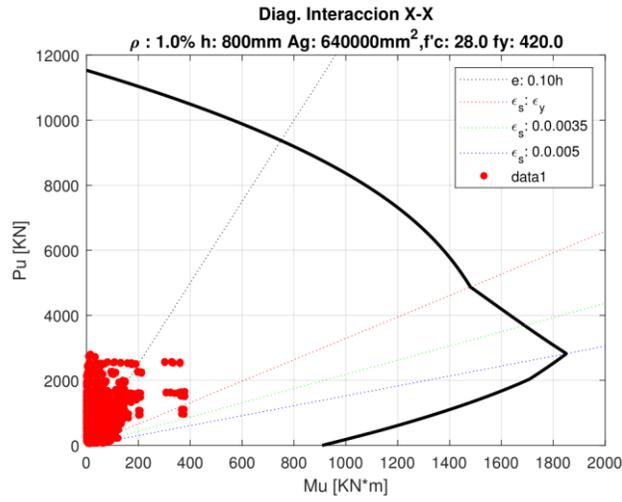


Figura 23. Diagrama de interacción de la columna tipo 2 en dirección “x”

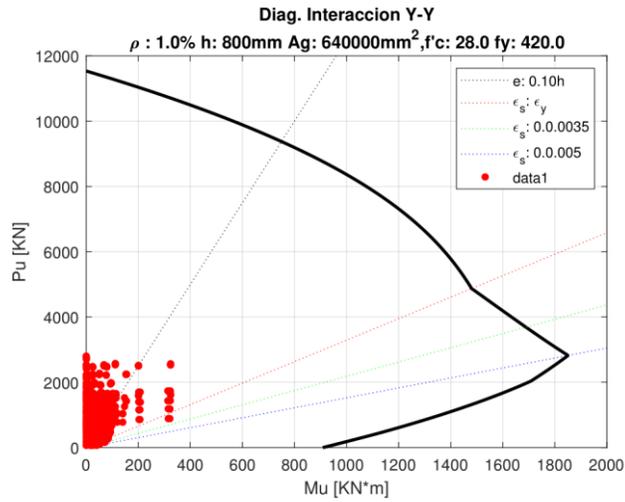


Figura 24. Diagrama de interacción de la columna tipo 1 en dirección “y”

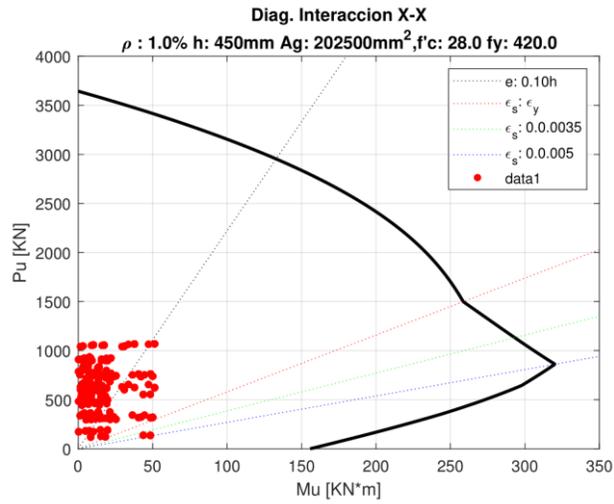


Figura 25. Diagrama de interacción de la columna tipo 3 en dirección “x”

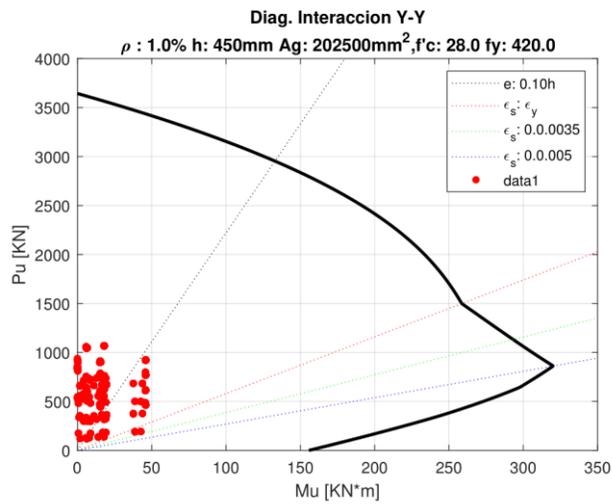


Figura 26. Diagrama de interacción de la columna tipo 3 en dirección “y”

Finalmente se hizo un chequeo de la flexión biaxial en cada columna, como se puede observar en las Figura 27, Figura 28 y Figura 29.

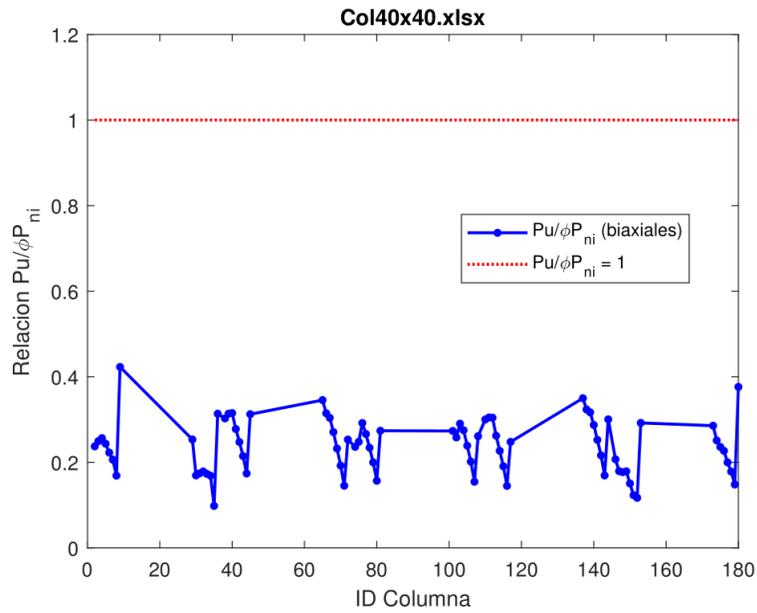


Figura 27. Verificación de la flexión biaxial en la columna 1

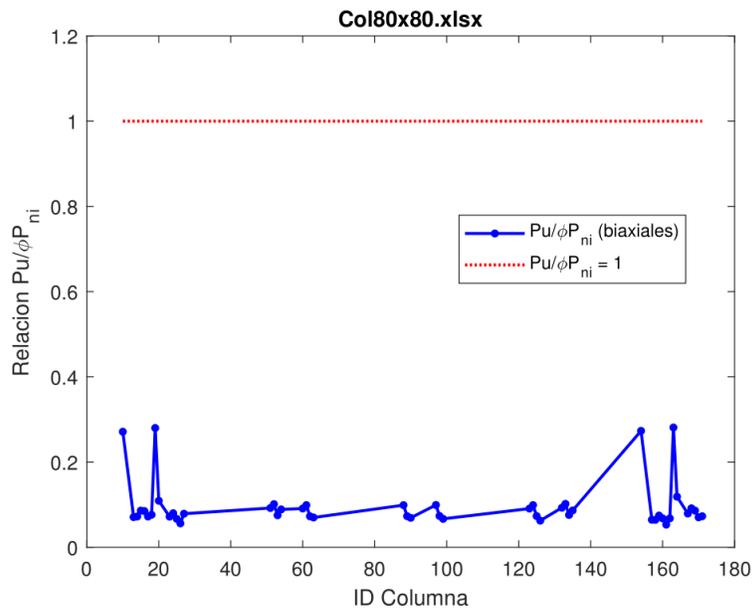


Figura 28. Verificación de la flexión biaxial en la columna 2

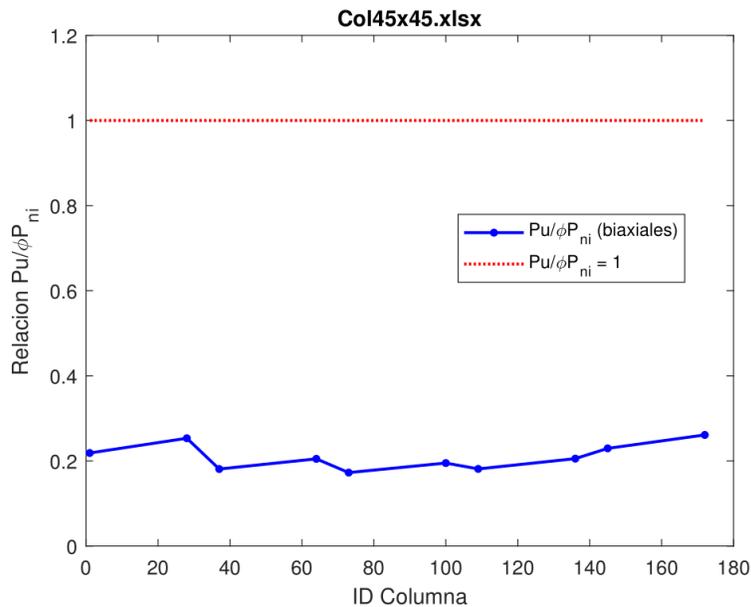


Figura 29. Verificación de la flexión biaxial en la columna 3

### 6.4.3 Modificación de cuantías de acero en vigas y diseños definitivos de los elementos estructurales

Debido a los cambios en las secciones de las columnas que se dio de forma posterior al diseño de las vigas, se hizo un análisis lineal de la nueva configuración de la estructura, para poder revisar las posibles variaciones que podrían presentarse en los valores máximos de los momentos sufridos por estos elementos.

En efecto, al realizar el análisis se encontró que los valores máximos de los momentos a los que se sometieron las vigas habían aumentado. Sin embargo, las secciones de estos elementos que fueron definidas anteriormente no requieren ser modificadas, pues la integridad estructural de la edificación puede asegurarse con un aumento de la cuantía de acero en correspondencia con los nuevos resultados.

En la Tabla 13 se presentan los resultados del análisis lineal practicado en SAP2000 a la estructura con las secciones definitivas del diseño.

Viga	Momento máximo positivo	Momento máximo negativo
1	51 kN-m	142 kN-m
2	86 kN-m	235 kN-m
3	42 kN-m	83 kN-m
4	45 kN-m	121 kN-m
5	36 kN-m	80 kN-m
Vigueta	44 kN-m	0

Tabla 13. Nuevos valores máximos de los momentos positivos y negativos para cada tipo de viga

Con los nuevos valores máximos de momento para cada tipo de viga, se recalcularon las cuantías de acero y su distribución para cada viga, como se muestra a continuación:

Viga		1	2	3	4	5	Vigueta
Altura h (mm)		500	550	400	450	400	300
Base b (mm)		250	300	250	250	250	150
Altura útil d (mm)		450	500	350	400	350	270
Mu (-)	Cuantía $\rho$	0.0091	0.0102	0.0088	0.0102	0.0088	-
	Área acero As (mm <sup>2</sup> )	1020	1530	774	1020	774	-
	Varillas de refuerzo	2 No. 8	3 No. 8	2 No. 7	2 No. 8	2 No. 7	-
	Momento máx (kN-m)	142	235	83	121	80	-
	$\phi M_n$ (kN-m)	160	263	94	140	94	-
Mu (+)	Cuantía $\rho$	0.0034	0.0038	0.0045	0.004	0.0045	0.0147
	Área acero As (mm <sup>2</sup> )	387	568	398	398	398	597
	Varillas de refuerzo	3 No. 4	2 No. 6	2 No. 5	2 No. 5	2 No. 5	3 No. 5
	Momento máx (kN-m)	51	86	42	45	36	44
	$\phi M_n$ (kN-m)	64	104	51	58	51	53

Tabla 14. Datos del diseño definitivo de cada tipo de viga

Las secciones definidas para los dos tipos de columnas se muestran a continuación:

Columna	Altura h (mm)	Base b (mm)	Recubrimiento d' (mm)	Cuantía $\rho$	Área acero As (mm <sup>2</sup> )	Varillas de refuerzo
1	400	400	50	0.012	1990	10 No. 5
2	800	800	50	0.010	6450	10 No. 9
3	450	450	50	0.011	2272	8 No. 6

Tabla 15. Datos del diseño definitivo de cada tipo de columna

Para concluir con el diseño de la estructura se hizo una revisión de las derivas de cada nivel. En la Tabla 16 se muestran los resultados obtenidos en los casos de carga sísmica para las dos direcciones (X & Y respectivamente) obtenidos en SAP2000 al analizar la configuración final de la edificación.

Nivel	U1 (m)	Deriva X	U2 (m)	Deriva Y
1	0.0165	0.41%	0.0171	0.43%
2	0.0389	0.80%	0.0384	0.76%
3	0.0643	0.91%	0.0616	0.83%
4	0.0899	0.91%	0.0842	0.81%
5	0.1138	0.85%	0.1051	0.74%
6	0.1349	0.75%	0.1232	0.65%
7	0.1524	0.63%	0.1381	0.53%
8	0.1664	0.50%	0.1495	0.41%
9	0.1775	0.39%	0.1581	0.31%

Tabla 16. Derivas en las direcciones "x" & "y" del diseño definitivo de la estructura

Adicionalmente se presentan los tres primeros modos de vibración de la estructura, y un resumen de las propiedades modales correspondientes a estos modos.

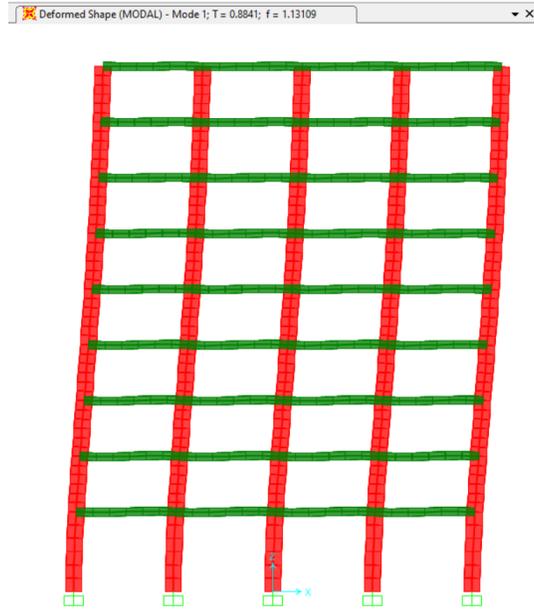


Figura 30. Primer modo de vibración

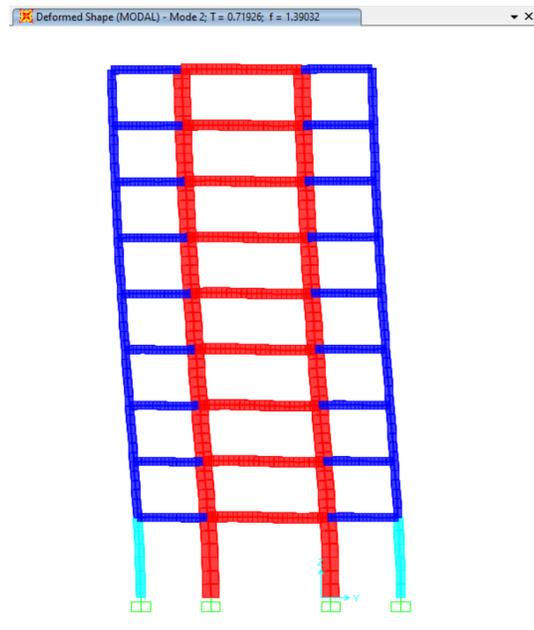


Figura 31. Segundo modo de vibración

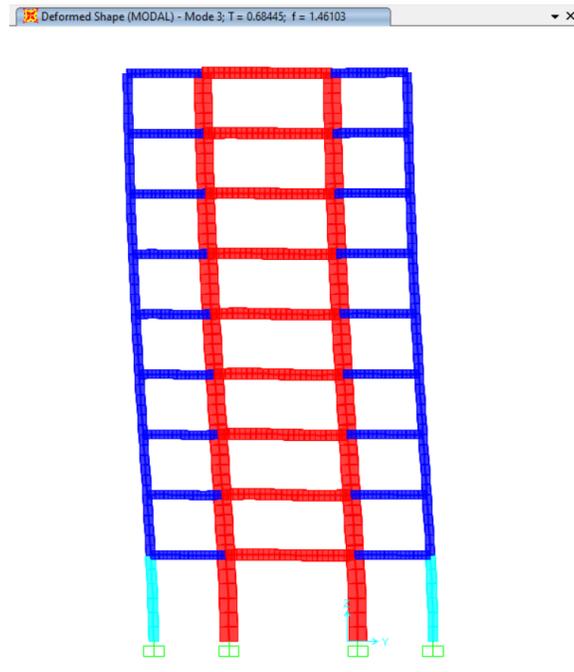


Figura 32. Tercer modo de vibración

El resumen de las propiedades modales asociadas a los modos de vibración mostrados en las Figuras 30, 31 y 32 se muestra a continuación:

Modo de vibración	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	0.884104	1.1310891	7.1068423	50.507207
2	0.71926	1.3903178	8.7356243	76.311132
3	0.684449	1.4610294	9.1799185	84.270903

Tabla 17. Propiedades modales del edificio para modos de vibración 1, 2 y 3.

## 6.5 Análisis no lineal

Para el modelo de análisis correspondiente a OpenSees, se decidió crear un pórtico bidimensional que fuera representativo de la estructura tridimensional que se diseñó anteriormente. Esto se hizo debido a que el modelo se tornaba demasiado complejo con la estructura completa, y al tratarse de un análisis iterativo, entre más complejo sea el modelo, más difícil sería de correr el análisis exitosamente. Por eso se optó por reducir el modelo a uno de los pórticos principales con mayor carga vertical para realizar el análisis no lineal.

En la Figura 1Figura 33 se indica el pórtico de la estructura que fue seleccionado para conformar el modelo de análisis de OpenSees, el cual corresponde al pórtico principal central de la edificación.

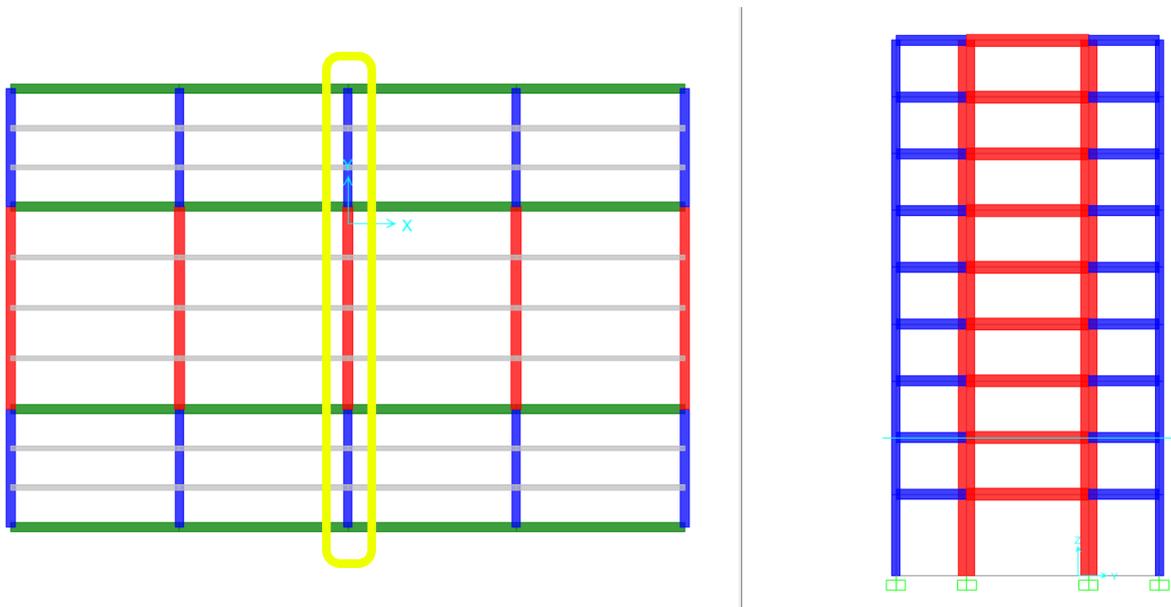


Figura 33. Pórtico seleccionado como estructura representativa

Con el propósito de examinar el comportamiento del pórtico de forma individual mientras es sometido a grandes esfuerzos en distintos tipos de análisis, se definió en SAP2000 el modelo estructural que se muestra en la Figura 18 en la parte izquierda se puede apreciar una vista 3D del pórtico, mientras que la parte derecha de la figura se muestra las secciones de los elementos que lo conforman.

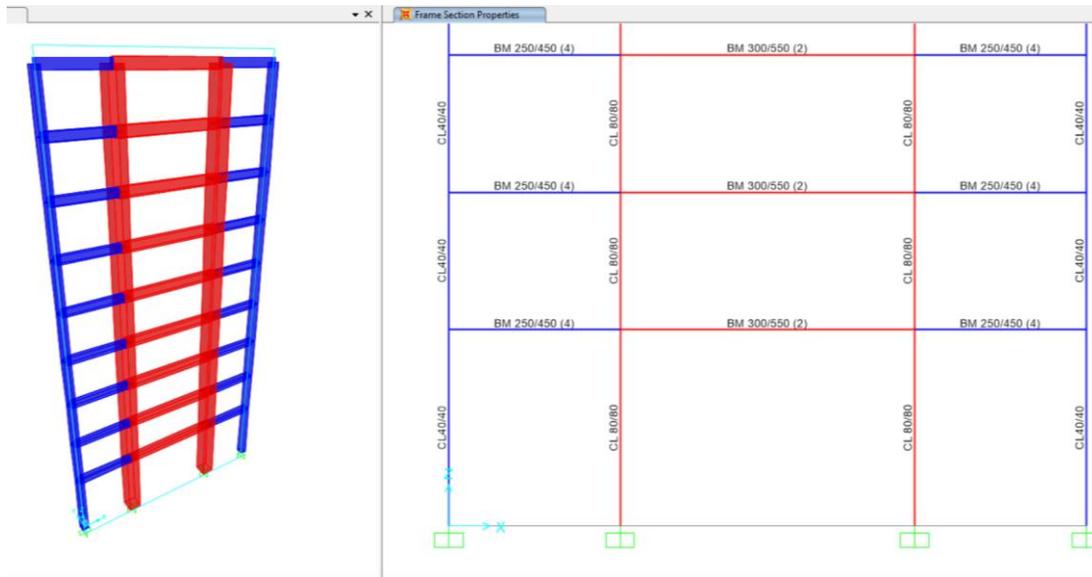


Figura 34. Pórtico representativo generado en SAP2000

Se realizó un análisis Pushover al pórtico en SAP2000, usando la metodología FEMA 356. El análisis fue controlado por el desplazamiento en un nodo de control seleccionado de forma arbitraria (véase Figura 35).

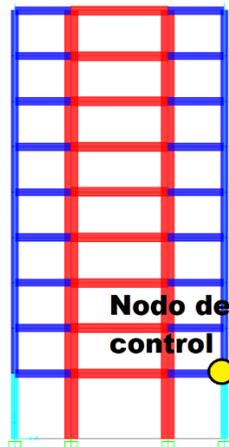


Figura 35. Nodo de control para análisis Pushover

El caso de carga Pushover se definió con las opciones por defecto de SAP2000, y se asignó el caso de la carga muerta como punto de partida de las cargas Pushover.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case (DEAD)

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear  
 Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Other Parameters:  
Load Application: Displ Control  
Results Saved: Multiple States  
Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Figura 36. Caso de carga Pushover

Las rótulas plásticas en vigas se definieron en SAP2000 por defecto, siguiendo los parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales, en columnas de concreto reforzado que establece la metodología FEMA356, como se muestra a continuación:

Conditions	Modeling parameters <sup>3</sup>			Acceptance criteria <sup>3</sup>						
	Plastic rotation angle, radians	Residual strength ratio		Plastic rotation angle, radians						
				Performance level						
	a	b	c	IO	Component type		LS	CP	LS	CP
					Primary	Secondary				

i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup>

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Tabla 18. Parámetros y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado.

De acuerdo con el diseño de la estructura, SAP2000 asigno los parámetros de modelación a = 0.025, b = 0.05 y c = 0.2 por defecto. Y de igual forma se definieron los niveles de desempeño (del componente primario) de acuerdo con los valores correspondientes mostrados la Tabla 18. Parámetros y criterios de aceptación para rótulas plásticas en vigas de concreto reforzado..

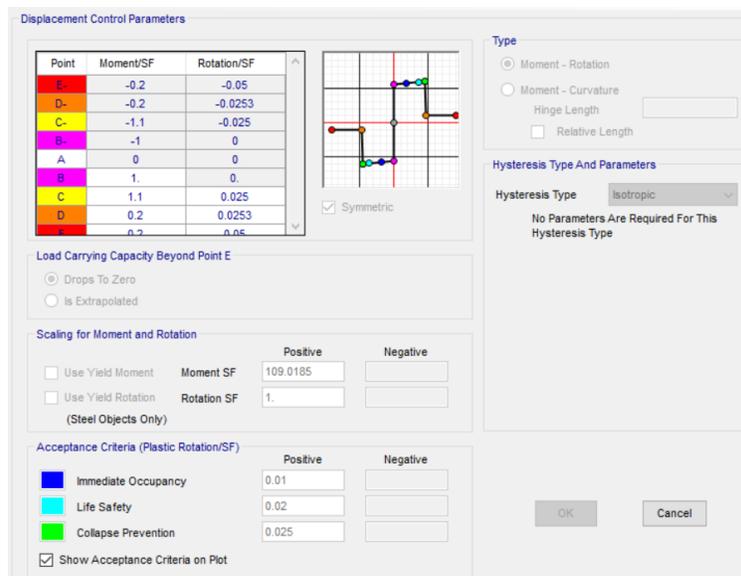


Figura 37. Parámetros de rótulas plásticas en vigas usados en el modelo

Las rótulas plásticas en columnas también fueron definidas en SAP2000 por defecto, siguiendo los parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales, en vigas de concreto reforzado que establece la metodología FEMA356, como se muestra a continuación:

Conditions	Modeling parameters <sup>4</sup>			Acceptance criteria <sup>4</sup>				
	Plastic rotation angle, radians	Residual strength ratio		Plastic rotation angle, radians				
				Performance level				
	a	b	c	IO	Component type			
					Primary		Secondary	
				LS	CP	LS	CP	

i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup>

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse Reinforcement <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
$\leq 0.1$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.1$	C	$\geq 6$	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
$\geq 0.4$	C	$\leq 3$	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
$\geq 0.4$	C	$\geq 6$	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
$\geq 0.4$	NC	$\leq 3$	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
$\geq 0.4$	NC	$\geq 6$	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Tabla 19. Parámetros y criterios de aceptación para rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado.

De acuerdo con el diseño de la estructura, SAP2000 asigno los parámetros de modelación  $a = 0.02$ ,  $b = 0.03$  y  $c = 0.2$  por defecto. Y de igual forma se definieron los niveles de desempeño (del componente primario) de acuerdo con los valores correspondientes mostrados la Tabla 19. Parámetros y criterios de aceptación para rótulas plásticas en columnas de concreto reforzado. Tabla 19.

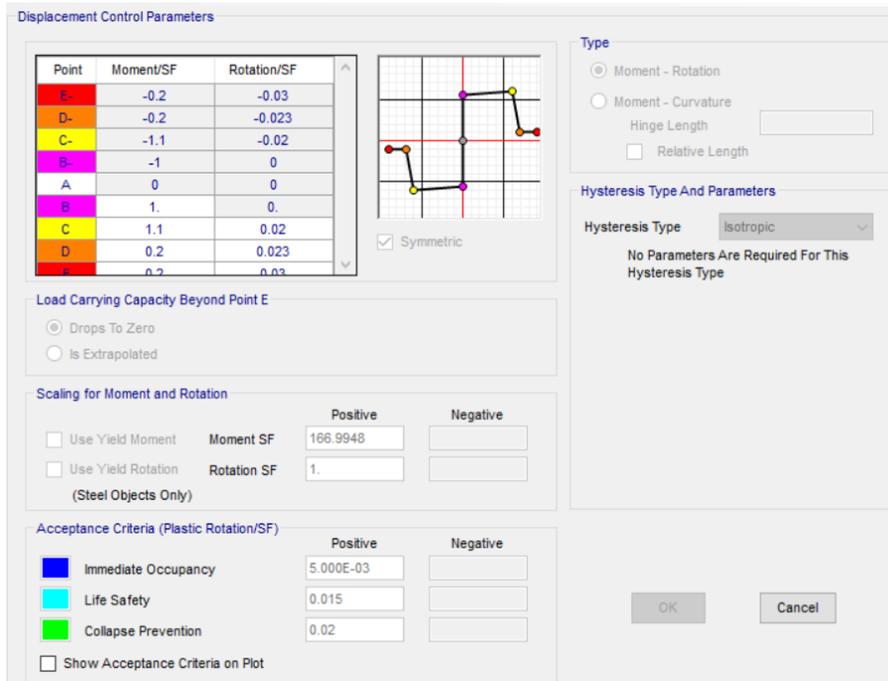


Figura 38. Parámetros de rótulas plásticas en columnas usados en el modelo

El análisis permitió identificar el valor de una determinada deformación en el nodo de control, correspondiente a cada uno de los cambios entre los diferentes niveles de daño que sufrió la estructura.

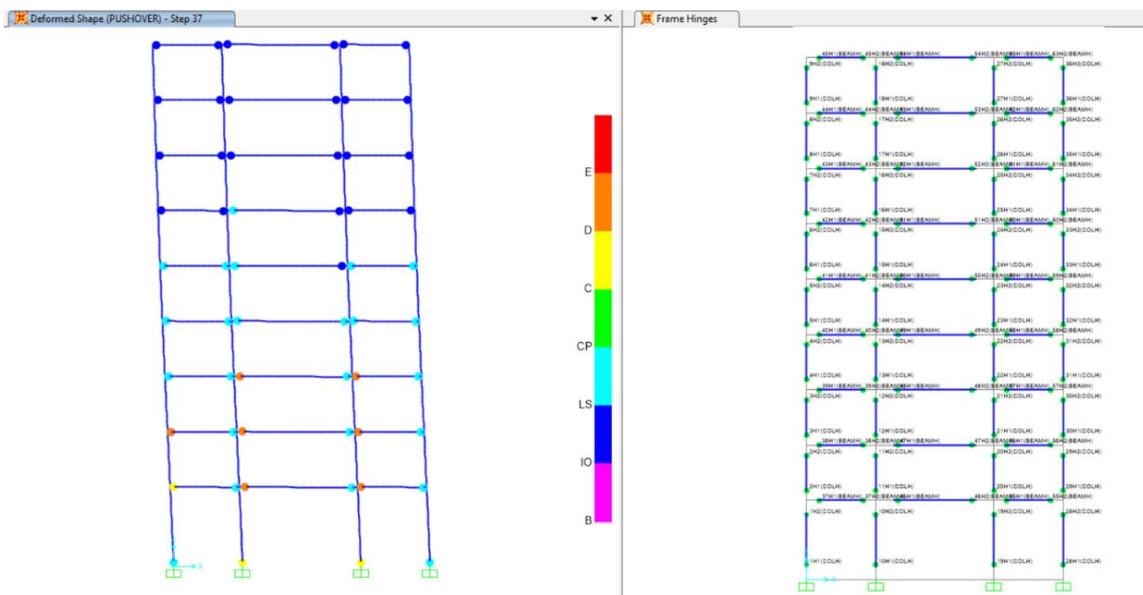


Figura 39 . Estructura deformada bajo cargas del análisis Pushover

De acuerdo con las deformaciones obtenidas, se determinaría la magnitud del escalamiento del sismo sintético posteriormente, durante los análisis dinámicos en OpenSees, para asociar los resultados sobre los cambios porcentuales en frecuencias de vibración en el pórtico, con los diferentes niveles de daño establecidos en el análisis Pushover.

## 6.6 Modelo de análisis OpenSees

Para construir el script del modelo de análisis de OpenSees se utilizó el editor de texto Notepad++.

### 6.6.1 ModelBuilder

**6.6.1.1 Nodos.** El primer paso en la construcción del ModelBuilder fue crear el pórtico. Para esto se definieron los nodos que determinaban cada elemento de la estructura junto con sus respectivas coordenadas X,Y,Z (el pórtico se desarrolló en el plano XZ ). Se incluyó un nodo intermedio para cada viga con el propósito de efectuar un análisis más detallado del comportamiento de la sección cuando esta se encuentre sometida a esfuerzos de flexión (en total se definieron 67 nodos). Los primeros cuatro nodos se fijaron en todos sus grados de libertad pues corresponden a los empotramientos del pórtico. Para los demás nodos se asignaron restricciones de movimiento en los grados de libertad 2, 4 y 6; limitando la elongación axial en la dirección “y” y la torsión en las direcciones “x” & “z”.

```
9 # Generacion de nodos-----
10 node 1 0.0 0.0 0.0
11 node 2 3.5 0.0 0.0
12 node 3 9.5 0.0 0.0
13 node 4 13.0 0.0 0.0
14 node 5 0.0 0.0 4.0
15 node 6 1.75 0.0 4.0
16 node 7 3.5 0.0 4.0
17 node 8 6.5 0.0 4.0
18 node 9 9.5 0.0 4.0
19 node 10 11.25 0.0 4.0
20 node 11 13.0 0.0 4.0
21 node 12 0.0 0.0 6.8
22 node 13 1.75 0.0 6.8
```

Figura 40. Generación de nodos

```
78 # Generacion de nodos empotrados
79 fix 1 1 1 1 1 1
80 fix 2 1 1 1 1 1
81 fix 3 1 1 1 1 1
82 fix 4 1 1 1 1 1
83 fix 5 0 1 0 1 0 1
84 fix 6 0 1 0 1 0 1
85 fix 7 0 1 0 1 0 1
86 fix 8 0 1 0 1 0 1
87 fix 9 0 1 0 1 0 1
88 fix 10 0 1 0 1 0 1
89 fix 11 0 1 0 1 0 1
90 fix 12 0 1 0 1 0 1
91 fix 13 0 1 0 1 0 1
```

Figura 41. Generación de nodos empotrados

**6.6.1.2 Masas.** A continuación, se generaron las masas de la edificación. Para definir los valores correspondientes a cada nodo, se utilizó el modelo del pórtico creado en SAP2000, el cual permitió obtener una tabla con las especificaciones de la masa para cada nodo de la estructura. Estos valores de masa provienen de la carga muerta del pórtico mencionado.

Assembled Joint Masses

Joint Text	MassSource	U1 Kg	U2 Kg	U3 Kg
1	MSSSRC1	768.89	768.89	768.89
2	MSSSRC1	3075.55	3075.55	3075.55
3	MSSSRC1	3075.55	3075.55	3075.55
4	MSSSRC1	768.89	768.89	768.89
5	MSSSRC1	1543.63	1543.63	1543.63
6	MSSSRC1	473.05	473.05	473.05
7	MSSSRC1	6059.63	6059.63	6059.63
8	MSSSRC1	1189.37	1189.37	1189.37

Figura 42. Datos de las masas del modelo en SAP2000

```

149 # Generacion de masas (kg)
150 mass 1 768.89 768.89 768.89
151 mass 2 3075.55 3075.55 3075.55
152 mass 3 3075.55 3075.55 3075.55
153 mass 4 768.89 768.89 768.89
154 mass 5 1543.63 1543.63 1543.63
155 mass 6 473.05 473.05 473.05
156 mass 7 6059.63 6059.63 6059.63
157 mass 8 1189.37 1189.37 1189.37
158 mass 9 6059.63 6059.63 6059.63
159 mass 10 473.05 473.05 473.05
160 mass 11 1543.63 1543.63 1543.63
161 mass 12 1312.96 1312.96 1312.96
162 mass 13 473.05 473.05 473.05
163 mass 14 5136.97 5136.97 5136.97

```

Figura 43. Generación de las masas

**6.6.1.3 Materiales.** Se definieron 3 tipos de materiales para ser utilizados en el modelo. Los valores de la resistencia a la compresión para el concreto y del límite de fluencia para el acero que se especificaron anteriormente se mantienen igual, siendo 28 MPa y 420 MPa respectivamente.

- Concreto no confinado (Recubrimiento de la sección): Se empleó el modelo de concreto de Chang & Mander's de 1994.

```

7 # Concreto no confinado
8 #uniaxialMaterial "CoverConcrete": $matTag $fc $ec $Ec $ft $et $xp $xn $r
9 set fco 28.0; # unidad: MPa
10 set ecoc [expr -1.0/28.0*pow($fco,0.25)];
11 set Ec [expr 8200.0*pow($fco,0.375)];
12 set ft [expr 0.62*pow($fco,0.5)];
13 set et [expr 2.0*$ft/$Ec];
14 set xp 2.000;
15 set xn 2.300;
16 set r [expr $fco/5.2-1.9];
17 # uniaxialMaterial "CoverConcrete": $matTag $fc $ec $Ec $ft $et $xp $xn $r
18 uniaxialMaterial Concrete07 1 [expr -$MPa*$fco] $ecoc [expr $MPa*$Ec] [expr $MPa*$ft] $et $xp $xn $r

```

Figura 44. Definición del concreto no confinado

- Concreto confinado (Núcleo de la sección): Al igual que sucedió con el concreto no confinado, acá se empleó el modelo de concreto de Chang & Mander de 1994.

```

21 # Concreto confinado (nucleo)
22 set fcc [expr $fco*1.3];
23 set ecc [expr $ecoc*2.5];
24 set Ecc [expr $Ec*1.1];
25 set n [expr $Ec*$ecc/$fcc]
26 set rc [expr $n/($n-1)]
27 set xnc 30.0;
28 # uniaxialMaterial "CoverConcrete": $matTag $fc $ec $Ec $ft $et $xp $xn $r
29 uniaxialMaterial Concrete07 2 [expr -$MPa*$fcc] $ecc [expr $MPa*$Ecc] [expr $MPa*$ft] $et $xp $xnc $r

```

Figura 45. Definición del concreto confinado

- Acero de refuerzo (Barras longitudinales): Para el del refuerzo se empleó el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto con endurecimiento isotrópico a las deformaciones.

```

33 # Acero barras
34 set Fy 420.0
35 set E 200000.0;
36 set esy 0.150000;
37 set Bf 0.001;
38 set R0 15.000;
39 set cR1 0.925;
40 set cR2 0.150;
41 # Material "Reinforcement": matTag Fy E b R0 cR1 cR2 <a1 a2 a3 a4> <sig0> #
42 uniaxialMaterial Steel102 3 $Fy $E $Bf $R0 $cR1 $cR2

```

Figura 46. Definición del acero de refuerzo

**6.6.1.4 Secciones y elementos estructurales.** Se definieron las cuatro secciones (dos tipos de viga y dos tipos de columna) junto con los 90 elementos que configuran la estructura del pórtico.

Primero se especificaron los valores de las propiedades de inercia y del área correspondiente al acero de refuerzo para cada una de las secciones. En la Figura 47 se muestra el script correspondiente a la columna tipo 2 (parte de arriba) y a la viga tipo 2 (parte de abajo).

```
31  ##Column 80x80
32  ### Para las columnas se usó el 1% de cuantía
33  set AC2 0.64; # Area transversal
34  set IyC2 0.0341; # Momento de inercia eje fuerte,
35  set IzC2 0.0341; # Momento de inercia eje débil,
36  set ItC2 0.0577; # Momento polar de inercia,
37
38  ## Beam 300x550
39  ### Reinforcement: top: 1530 mm2 (#25x3 Cuantía=0.0102)
40  ### ...Bottom: 568 mm2 (#19x2 Cuantía=0.0038)
41  set AB1 0.165; # Area transversal
42  set IyB1 4.159e-3; # Momento de inercia eje fuerte,
43  set IzB1 1.238e-3; # Momento de inercia eje débil,
44  set ItB1 3.262e-3; # Momento polar de inercia,
45
```

Figura 47. Definición de las secciones



Los dos elementos no lineales del pórtico corresponden a las dos columnas centrales del primer nivel. Con el propósito de crear estos elementos primero se construyó una sección especial llamada sección de fibra. Para esto se definieron las coordenadas de cuadrantes dentro de la sección, los cuales la discretizaron en fibras pequeñas para un análisis más detallado del comportamiento no lineal de las columnas.

```
# -x-x-x-x-x-x-x-x-x-x Definir sección columna No lineal 80x80 x-x-x-x-x-x-x-x-x-x-
#Propiedades geométricas de la sección
set HCol2 0.80; #Altura de la columna 2
set BCol2 0.80; #Base de la columna 2
set coverCol 0.05; #Recubrimiento de las columnas
set AsRebar2 645e-6; #Area de cada barra de refuerzo para la Columna 80x80
set numIntgrPts 5;
# SECCION DE FIBRA propiedades -----
set Col2SecTag 5;
set nc2 2
set cc2 {{2 7} {3 9}};
set y2 [expr $BCol2/2.0]; #Distancia desde el eje z hasta el borde exterior de la seccion de concreto
set z2 [expr $HCol2/2.0]; #Distancia desde el eje y hasta el borde exterior de la seccion de concreto
section Fiber $Col2SecTag {
  # Fibras del nucleo de concreto
  patch quad 2 70 70 [expr $coverCol-$y2] [expr $coverCol-$z2] [expr $y2-$coverCol] [expr $coverCol-$z2]
  [expr $y2-$coverCol] [expr $z2-$coverCol] [expr $coverCol-$y2] [expr $z2-$coverCol]

  # Fibras del concreto no confinado: Recubrimiento (arriba, abajo, derecha, izquierda)
  patch rect 1 80 5 [expr -$y2] [expr $z2-$coverCol] $y2 $z2
  patch rect 1 80 5 [expr -$y2] [expr -$z2] $y2 [expr $coverCol-$z2]
  patch rect 1 5 70 [expr $y2-$coverCol] [expr $coverCol-$z2] $y2 [expr $z2-$coverCol]
  patch rect 1 5 70 [expr -$y2] [expr $coverCol-$z2] [expr $coverCol-$y2] [expr $z2-$coverCol]

  # Fibras del acero de refuerzo (izquierda, centro, derecha)
  layer straight 3 4 $AsRebar2 [expr $coverCol-$y2] [expr $z2-$coverCol] [expr $coverCol-$y2] [expr $coverCol-$z2]
  layer straight 3 2 $AsRebar2 0.0 [expr $z2-$coverCol] 0.0 [expr $coverCol-$z2]
  layer straight 3 4 $AsRebar2 [expr $y2-$coverCol] [expr $z2-$coverCol] [expr $y2-$coverCol] [expr $coverCol-$z2]
}
```

Figura 49. Definición de las secciones de fibra

Luego de haber definido la sección de fibra, se crearon los elementos no lineales que constituyeron las dos columnas mencionadas anteriormente, concluyendo así la generación de la estructura del pórtico para el análisis en OpenSees.

```
puts "Seccion Columna 2 OK"
for {set i 0} {$i < $nc2} {incr i} {
  set elecounter [expr $elecounter+1];
  set ni [lindex $cc2 $i 0];
  set nj [lindex $cc2 $i 1];

  puts "Ensamblando elemento no-lineal #$elecounter"

  #element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-mass $massDens>
  element nonlinearBeamColumn $elecounter $ni $nj $numIntgrPts $Col2SecTag $transfTag -mass +0.0
}
```

Figura 50. Definición de los elementos no lineales

**6.6.1.5 Series de tiempo y patrones de carga.** Se asignó una serie de tiempo tipo lineal para regir la ejecución del análisis estático y se definieron los patrones de cargas uniformemente distribuidas aplicadas a las vigas de la estructura. Para tomar los efectos gravitacionales, OpenSees inicialmente se ejecuta bajo un análisis estático donde las únicas cargas son las cargas muertas.

```

3 #eleLoad -range $eleTag1 $eleTag2 -type -beamUniform $Wy $Wz <$Wx>
4 set wD 23000.0; # Newton
5 set wL 900.0; # Newton
6 set CS [expr -1.0*($wD+0.25*$wL)];
7
8 set tshtag 1;
9 timeSeries Linear $tshtag -factor +1.0
10
11 set patternTag 1;
12 pattern Plain $patternTag $tshtag {
13     # eleLoad -ele $eleTag1 <$eleTag2 ...> -type -beamUniform $Wy $Wz <$Wx>
14     eleLoad -range 37 90 -type -beamUniform 0.0 $CS
15 }

```

Figura 51. Serie de tiempo definida para el análisis estático

## 6.6.2 Recorders

Se definieron los nodos y los elementos para registrar los resultados del análisis y mantener un control de la ejecución del modelo.

```

#Crear recorders de nodos de una fila vertical exterior del edificio
recorder Node -file nodesdisp.out -time -node 4 11 18 25 32 39 46 53 60 67 -dof 1 disp

#Crear recorders para mirar las deformaciones de la fibra más extrema del concreto y
#...de las fibras del refuerzo de acero
#recorder Element -file fiberdisp.out -time -ele 35 36 section 5 fiber 0.35 0.35 stressStrain
recorder Element -file ele89esf.out -time -ele 89 section 5 fiber 0.35 0.35 1 stresses
recorder Element -file ele89def.out -time -ele 89 section 5 fiber 0.35 0.35 1 strains
recorder Element -file ele89-top-ss.out -time -ele 89 section 5 fiber 0.0 0.40 stressStrain;
recorder Element -file ele89-middle-ss.out -time -ele 89 section 5 fiber 0.0 0.0 stressStrain;
recorder Node -file node07.out -time -node 7 -dof 5 disp

```

Figura 52. Generación de recorders

## 6.6.3 Sismo

Se diseñó un sismo sintético a partir de un archivo de aceleraciones sacado del catálogo de sismicidad reportado por el Servicio Geológico Colombiano, registrado durante el sismo de magnitud  $M_L=6.3$  ocurrido en el municipio de Córdoba (Quindío) el 25 de enero de 1999.

Mediante un script de Matlab, se escaló el sismo original a distintas magnitudes, multiplicando su amplitud por una determinada constante. Adicionalmente se hizo un muestreo de los datos de aceleraciones resultantes para hacer una modificación del intervalo de tiempo  $dt$ , ajustando la envolvente del sismo sintético

al espectro de diseño de la NSR-10. En la Figura 53 se puede observar una comparación entre el sismo original y el sismo sintético, de sus respectivos registros de aceleración y espectros de respuesta sísmica.

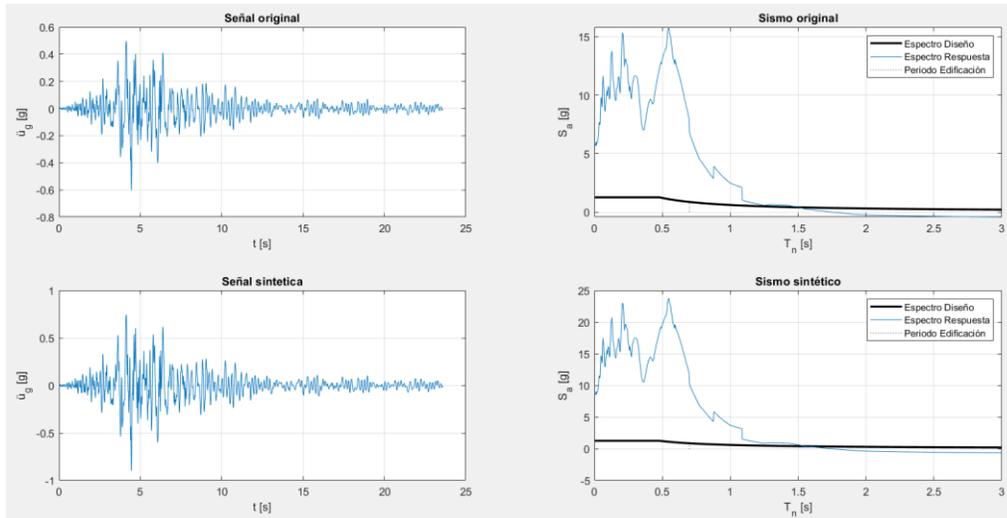


Figura 53. Registros de aceleración y espectros de respuesta sísmica

#### 6.6.4 Parámetros de análisis

Primero se construyó el script para la ejecución del análisis modal de la estructura.

```

2 set numModes 3
3 for { set k 1 } { $k <= $numModes } { incr k } {
4 recorder Node -file [format "$modalfolder/mode%i.txt" $k] -nodeRange 1 67 -dof 1 2 3 "eigen $k"
5 }
6 set lambda [eigen $numModes];
7 set omega {}
8 set f {}
9 set T {}
10 set pi 3.141593
11 foreach lam $lambda {
12 lappend omega [expr sqrt($lam)]
13 lappend f [expr sqrt($lam)/(2*$pi)]
14 lappend T [expr (2*$pi)/sqrt($lam)]
15 }
16 set period "$modalfolder/Periods.txt"
17 set Periods [open $period "w"]
18 foreach t $T {
19 puts $Periods "$t"
20 }
21 close $Periods
22 record

```

Figura 54. Análisis modal en OpenSees

Para el análisis modal se establecieron dos situaciones en las cuales debe ser ejecutado. La primera situación se refiere a la estructura en su estado inicial, cuando no ha sufrido ningún tipo de daño asociado a las cargas sísmicas. La segunda situación es cuando la estructura se encuentra en su estado final, habiendo sido sometida a los esfuerzos generados por el análisis dinámico.

Después de preparar el análisis modal, se procedió a establecer los parámetros del análisis dinámico.

Se definió un nodo de control en el pórtico (véase Figura 55Figura 35) para poder verificar su desplazamiento luego de cada análisis ejecutado, correspondientes a los diferentes escalamientos del sismo sintético, escogiéndose el mismo nodo usado para el control de los desplazamientos durante el análisis Pushover. Se especificó un amortiguamiento del 5% para la estructura, que es el valor mínimo establecido por la NSR-10.

Se asignó una serie de tiempo tipo "Path" vinculada a un patrón de carga de excitación uniforme el cuál fue generado a partir de los datos de aceleración del sismo sintético.

```
13 # Displacement Control (Dynamic load) analysis
14 # -----
15 # Transient analysis parameters
16 set TmaxAnalysis [expr $np*$dt];
17 set DtAnalysis $dt ;
18 puts "analysis parameters ok"
19 set pat2tag 2;
20 set ts2tag 2;
21 # timeSeries Path $tag -dt $dt -filePath $filePath <-factor $cFactor>
22 set eqf 1.0; # el sismo se introduce en m/s^2
23 timeSeries Path $ts2tag -dt $dt -filePath $acccdata -factor $eqf
24 # pattern UniformExcitation $patternTag $dir -accel $tsTag <-vel0 $vel0>
25 pattern UniformExcitation $pat2tag 1 -accel $ts2tag;
```

Figura 55. Patrón de tiempo para el análisis dinámico

El análisis dinámico de OpenSees funciona como un análisis numérico que resuelve la ecuación de movimiento

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (1)$$

de la siguiente forma

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = -\ddot{u}_g \quad (2)$$

por lo cual, los demás parámetros que fueron definidos corresponden a una serie algoritmos (Newton Algorithm, Newton with Line Search Algorithm, Modified Newton Algorithm; Krylov-Newton Algorithm; BFGS Algorithm; Broyden Algorithm) numéricos cuya función es lograr la convergencia de la solución de la ecuación (2), y así dar conclusión a la ejecución del análisis.

## 7. Resultados y discusión

### 7.1 Análisis Pushover SAP2000

Los resultados de los desplazamientos ocurridos en el nodo de control de la estructura durante el análisis Pushover se muestran a continuación:

Estado de daño	B	IO	LS	CP	C	D	E
Desplazamiento nodo de control	1.5 mm	29.5 mm	61.9 mm	77.9 mm	77.9 mm	77.9 mm	-

Tabla 20. Desplazamientos de acuerdo con el nivel de daño

En la Tabla 20 se muestra el resultado Pushover de SAP2000, donde a partir del desplazamiento controlado de uno de los nodos se lleva a la estructura a través de las diferentes etapas de daño definidas por la metodología FEMA356.

En las Figuras 56, 57 y 58 se muestran los pasos del análisis en los que la estructura alcanzó los estados límite correspondientes a cada uno de los niveles de desempeño estructural IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) y CP (Collapse Prevention). Estos niveles son estados no lineales de las rótulas del análisis Pushover, que están definidos dentro su rango de ductilidad (B-C). Se observa que los niveles más bajos de la estructura son los más propensos a fallar a partir de las rótulas formadas en los elementos de estos pisos alcanzando primero el nivel de desempeño más alto de la edificación en cada uno de los pasos mostrados.

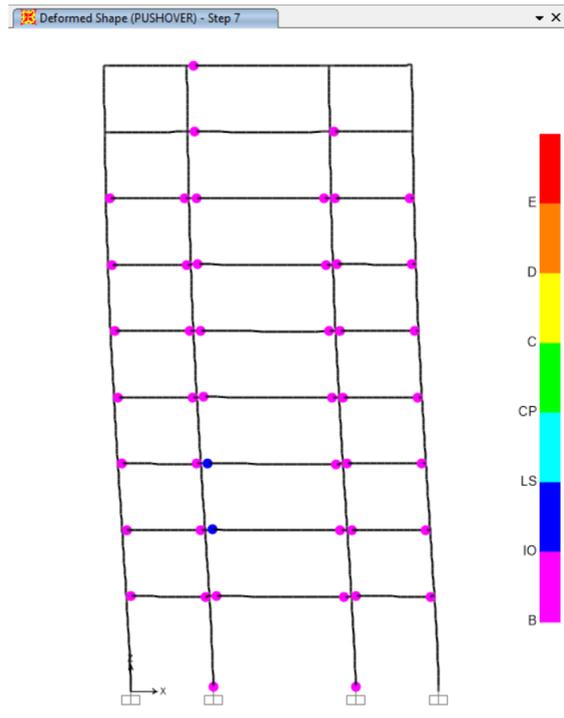


Figura 56. Paso 10 Análisis Pushover (Immediate Occupancy)

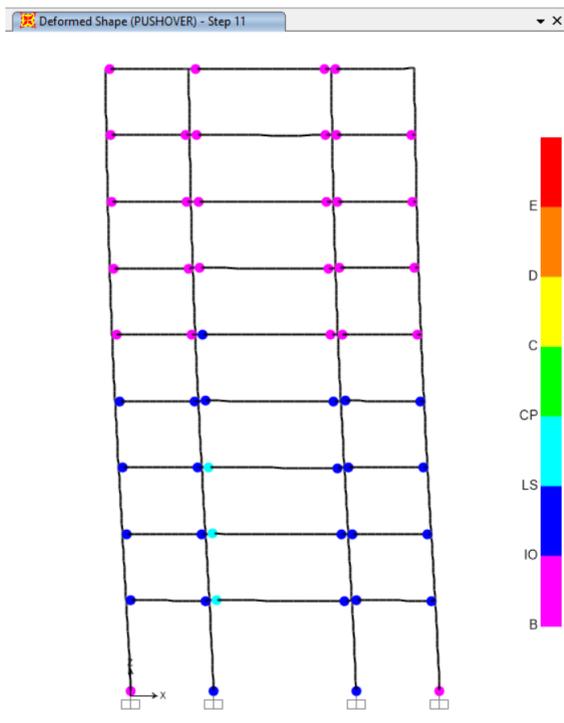


Figura 57. Paso 11 Análisis Pushover (Life Safety)

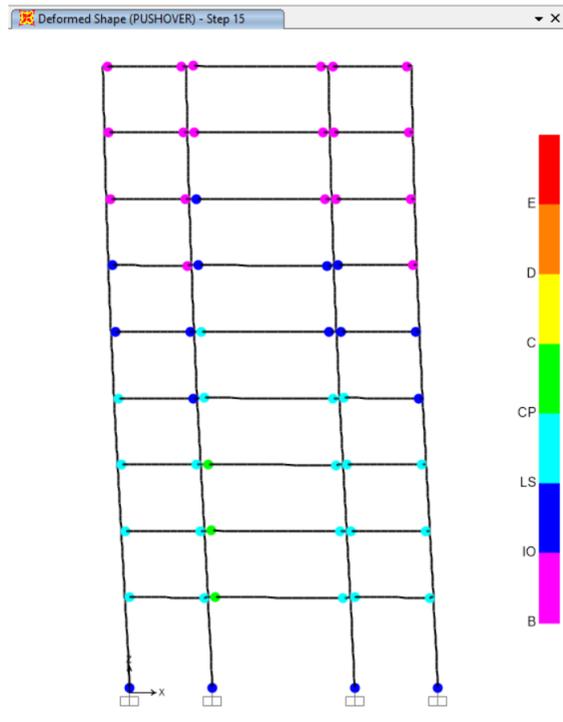


Figura 58. Paso 15 Análisis Pushover (Collapse Prevention)

También se obtuvo la curva de capacidad Pushover, que muestra los desplazamientos del techo de la estructura contra las reacciones de la base (véase Figura 59). En la curva se exhibe el comportamiento lineal de la estructura durante el primer tramo del análisis, donde se presentó un rápido incremento de la fuerza cortante frente a ínfimo desplazamiento. Luego la curva alcanza un punto donde la pendiente comienza a disminuir gradualmente con el incremento del desplazamiento lateral del pórtico. Acá la estructura ha alcanzado el esfuerzo de fluencia y comienza a sufrir deformaciones plásticas hasta alcanzar el punto máximo en la curva de capacidad, después ocurre una caída repentina de la curva, este punto máximo corresponde a la falla del edificio. Al final, la curva vuelve a aumentar por un tramo corto, esto corresponde a la capacidad de deformación máxima que se genera a causa de la fuerza residual en los elementos.



Figura 59. Curva Pushover

## 7.2 Análisis dinámico y modal en OpenSees

El modelo de análisis de OpenSees permitió obtener los cambios en frecuencias de vibración sufridos por la estructura debido a los esfuerzos generados por las cargas dinámicas. En las Figuras 60, 61, 62 y 63 se muestran los resultados del análisis modal, donde calculan las frecuencias de vibración y periodos de la estructura en cada uno de los estados de daño final y se compara con el estado inicial de la estructura, además se hace una superposición de las formas modales de ambos estados para cada caso por medio de la función MAC. (Allemang, 2003)

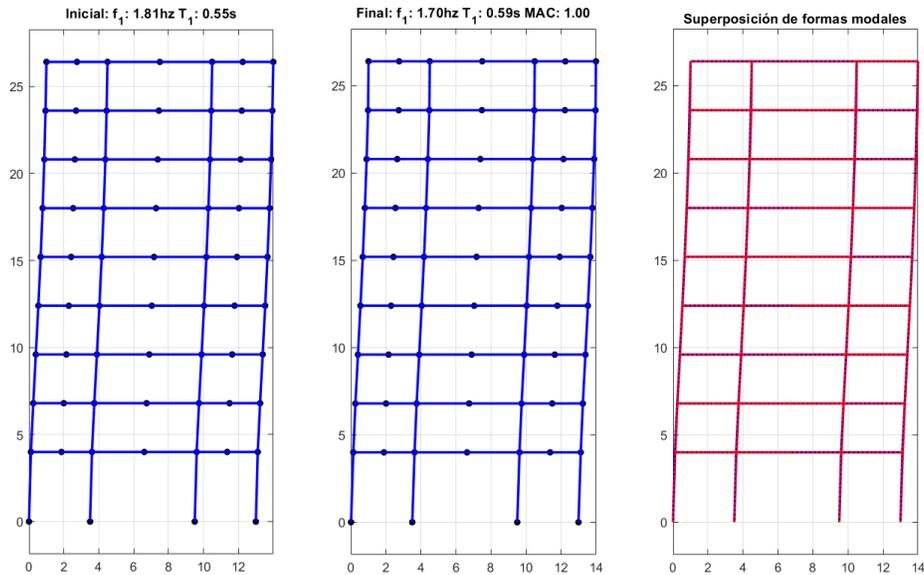


Figura 60. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x0.1)

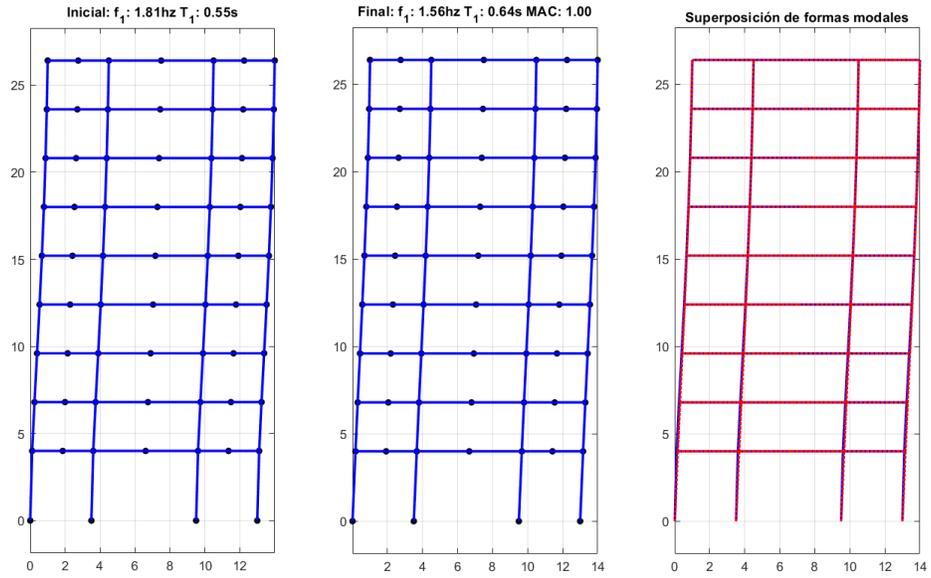


Figura 61. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x0.8)

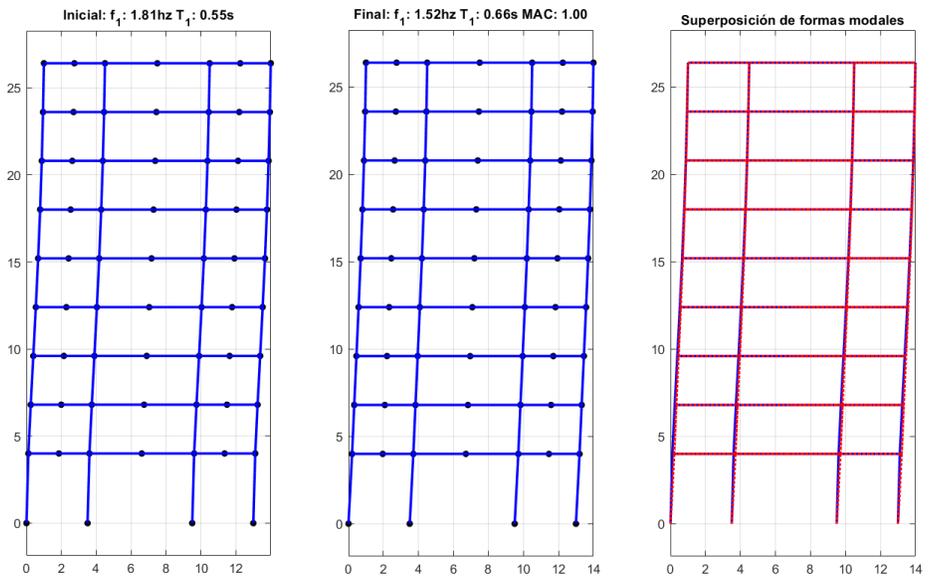


Figura 62. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x1.4)

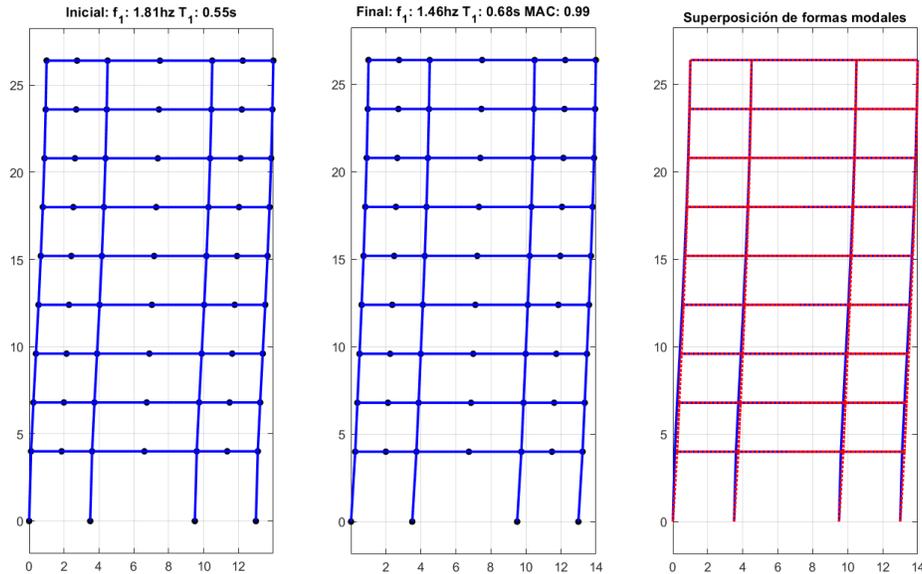


Figura 63. Resultado del análisis modal para el primer caso de escalamiento del sismo sintético (magnitud x1.8)

En la Tabla 21 se encuentran organizados los resultados del análisis modal con los resultados del análisis dinámico, además de los cambios porcentuales calculados para cada caso sísmico. Estos valores fueron asociados con cada estado de daño FEMA 356 de acuerdo con los desplazamientos obtenidos del análisis Pushover mostrados en la Tabla 20, como un criterio propuesto para la evaluación de posible daño estructural causado por cargas sísmicas. Por otra parte, los datos muestran un incremento continuo en los cambios de la frecuencia de vibración que ocurre con el aumento progresivo del daño sufrido por la estructura, esto es un útil indicativo del comportamiento de las propiedades modales de una estructura durante un evento sísmico.

Estado de daño asociado	B	IO	LS	CP	C
Escalamiento sismo sint.	0.1	0.8	1.4	1.8	1.8
Desp. nodo de control (mm)	1.5	26.1	58.8	76.9	76.9
Frecuencia de vibración (Hz)	1.7	1.56	1.52	1.46	1.46
Cambio porcentual	6.08%	13.81%	16.02%	19.34%	19.34%
Frec. Vibración de la estructura es su estado inicial= 1.81 Hz					

Tabla 21. Cambios en frecuencias de vibración ocasionados por cargas sísmicas

A continuación, se presentan los resultados detallados de los análisis dinámicos, concernientes a estados de daño IO, LS, y C.

En la Figura 64 se muestran los desplazamientos en el nodo de control a lo largo del tiempo del análisis dinámico para los diferentes escalamientos del sismo sintético. Se puede observar que a medida que aumentaban las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la estructura, luego de alcanzar el valor máximo de la curva, los desplazamientos en el nodo adquieren un comportamiento más suave y constante en la forma como van decreciendo los picos de la gráfica, indicando un aumento de la ductilidad de los elementos estructurales.

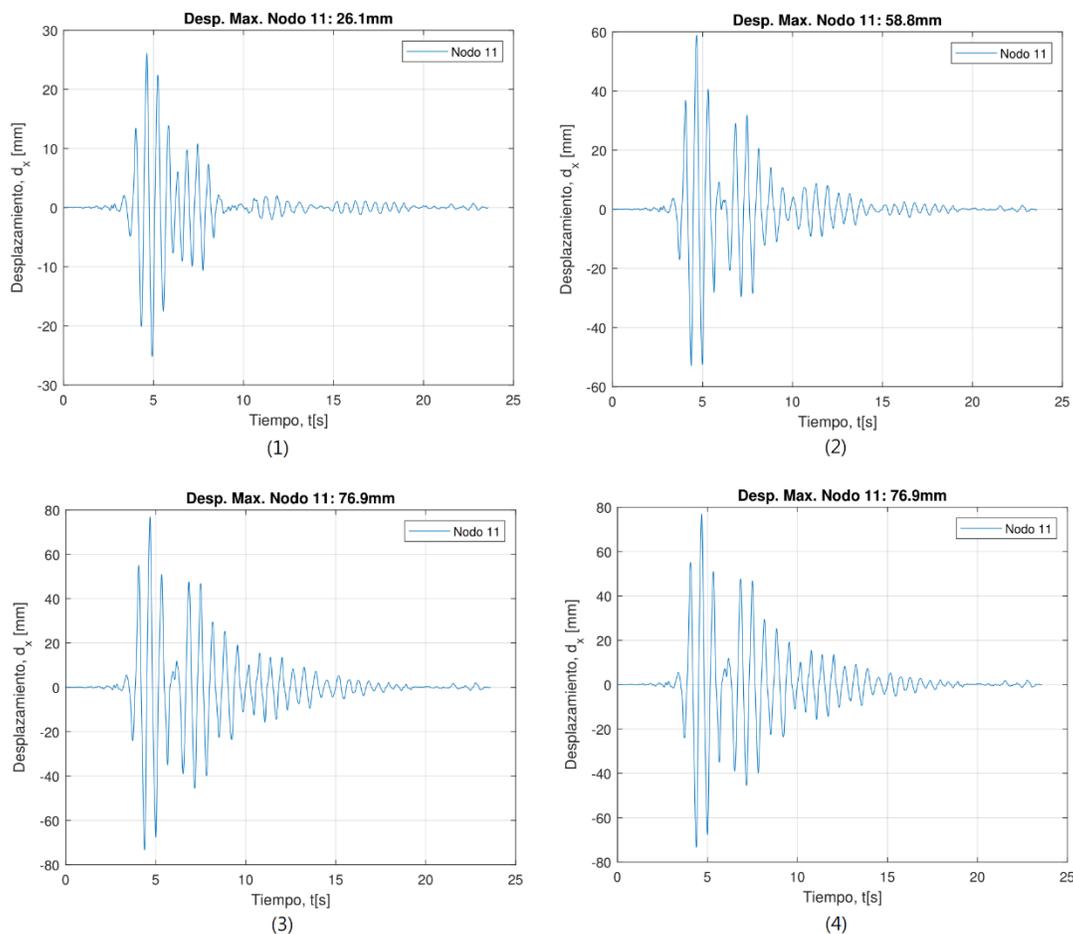


Figura 64. Gráficas de desplazamientos en el nodo de control correspondientes a los estados de daño: IO (1), LS (2), CP (3) y C (4)

En las gráficas 65, 66, 67 y 68 se pueden apreciar con detalle el comportamiento de las fibras de concreto definidas para los elementos no lineales de la estructura (columnas centrales del primer piso), durante la aplicación de las cargas

dinámicas. La curva de histéresis ofrece un ofrece una noción acerca del comportamiento cíclico que presentan las deformaciones unitarias sufridas por la fibra más alejada en la sección de concreto. Las diferentes gráficas de las deformaciones unitarias en cada uno de los casos de carga sísmica permiten observar el aumento progresivo de la curva, a medida que va aumentando el estado de daño de la estructura. En cuanto a las gráficas de esfuerzo a la compresión, se puede apreciar un aumento progresivo en los esfuerzos soportados por la fibra más alejada de la sección, hasta alcanzar finalmente su resistencia máxima de 28 MPa en los estados de daño más avanzados.

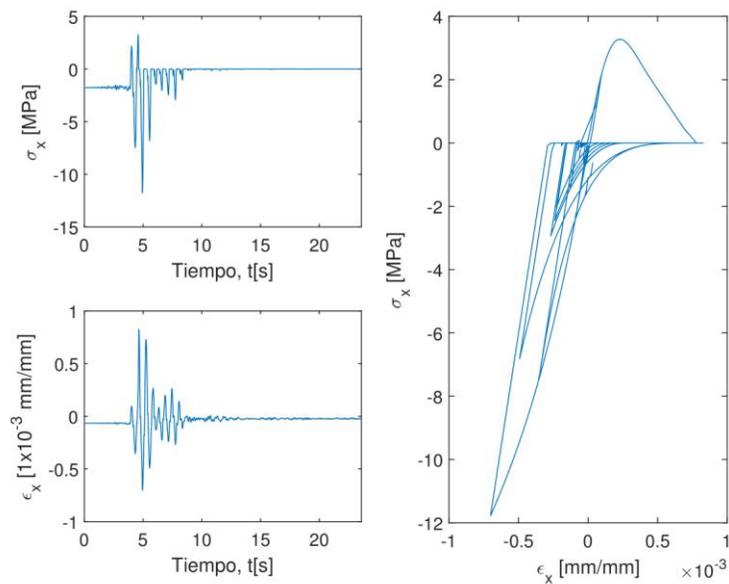


Figura 65. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado IO: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto

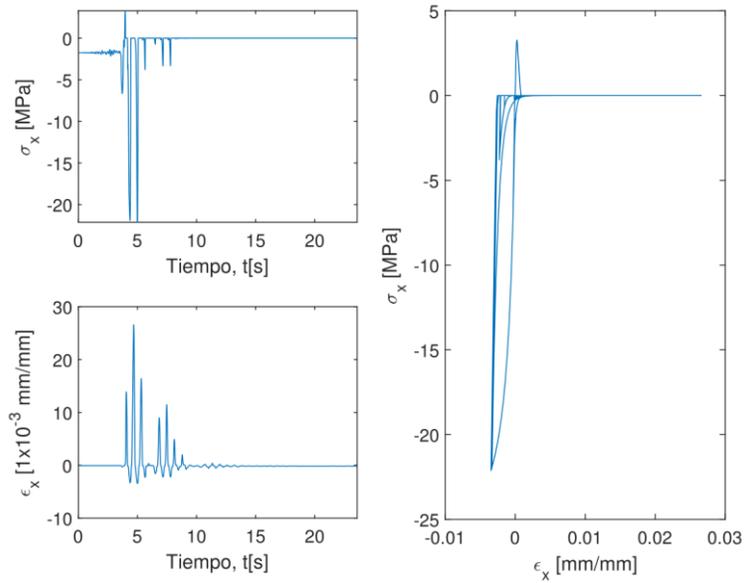


Figura 66. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado LS: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto

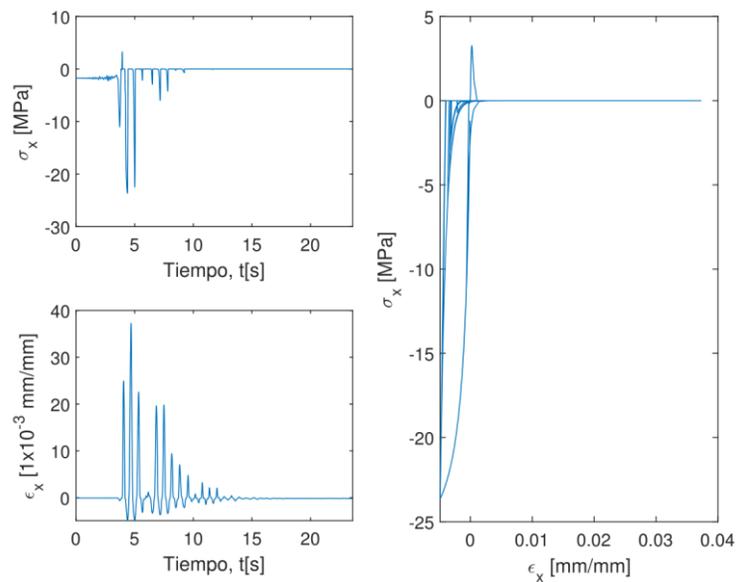


Figura 67. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado CP: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto

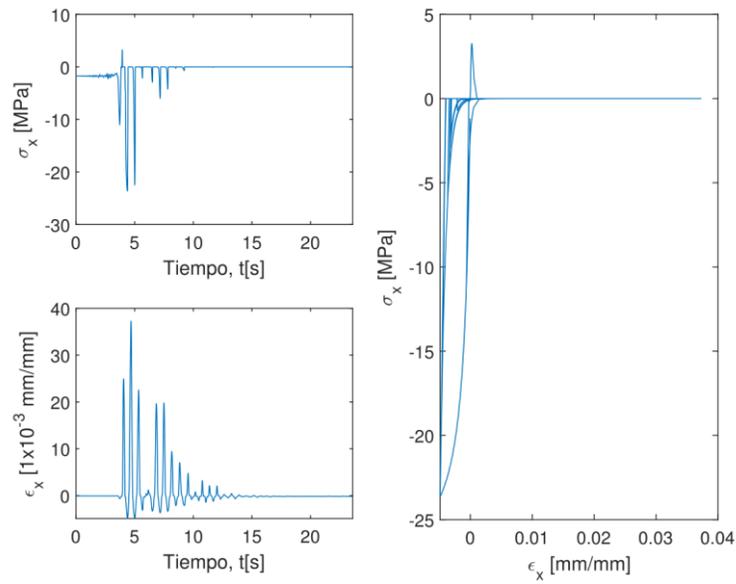


Figura 68. Comportamiento de las fibras en los elementos no lineales del pórtico para estado C: gráfica de esfuerzo a la compresión (parte izquierda superior), gráfica de deformación unitaria (parte izquierda inferior) y curva de histéresis (parte derecha) de la fibra más alejada de la sección de concreto

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Esta investigación sirve como pauta en la identificación de los estados de daño propuestos por la metodología FEMA 356, a partir de los cambios porcentuales ocurridos en las frecuencias de vibración de una estructura aporticada de concreto reforzado, y permite establecer un antecedente investigativo que pueda ser complementado en el futuro por otros estudios relacionados con el tema. Con los resultados obtenidos, se espera poder contribuir en la implementación futura de una metodología confiable para identificar el de daño estructural mediante el monitoreo constante de las propiedades dinámicas en edificaciones con características similares. Es importante mencionar, que se presentaron ciertas deficiencias en la diferenciación de los niveles de desempeño, pues los análisis modales mostraron cambios de frecuencias de vibración muy similares para entre un nivel y otro. Por eso se recomienda ser prudente al momento de usar los valores obtenidos acá como un criterio al momento de hacer un diagnóstico de daño con la metodología mencionada.

Se hizo uso de la función MAC (Modal Assurance Criterion) para tratar de obtener una comparación entre las formas modales de estados iniciales y estados finales del daño sísmico, pero no se obtuvieron resultados muy satisfactorios. Esto puede atribuirse a que la función MAC hace una comparación usando todos los niveles de la estructura, pero los cambios en la forma modal fueron más predominantes en los 3 o 4 primeros niveles, generando que la comparación general de la estructura que hace el MAC se vea influenciada por la gran similitud de las formas modales presentadas para los demás pisos de la edificación.

El análisis dinámico de OpenSees presentó limitaciones con respecto al uso de registros sísmicos demasiado extensos pues hacían más complejo el análisis y se hacía necesario probar cambios en los parámetros de análisis hasta obtener una convergencia del análisis, ocurriendo en muchos casos que no se pudo alcanzar la solución debido al uso de registros de aceleración con demasiados datos para ajustarse a la naturaleza del modelo.

A pesar de que se obtuvo un buen análisis dinámico con resultados bastante detallados del comportamiento no lineal en la sección de ciertos elementos, para la obtención de resultados más precisos acerca comportamiento de elementos no lineales durante la aplicación de cargas dinámicas, se recomienda definir fibras un mayor número de fibras a lo largo de la sección de concreto, permitiendo una discretización más detallada de la sección.

En cuanto al comportamiento de las fibras, en las figuras 65, 66, 67 y 68 se muestra como en la histéresis del elemento se alcanza a superar los niveles

elásticos del material, y las deformaciones unitarias aumentan muy por arriba de la deformación de agrietamiento del concreto (0.003), superando la deformación última de diseño y generando una pérdida de sección, lo cuál produce una pérdida de la rigidez de la estructura y produciendo los cambios en las frecuencias de vibración observados.

## REFERENCIAS

- Allemang, R. J. (2003). The Modal Assurance Criterion – Twenty Years of Use and Abuse. *Sound and Vibration*.
- American Society of Civil Engineers . (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13)*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE*. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Bonett Diaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Barcelona: Tesis doctoral, UPC, Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica.
- Chen, W.-F., & Scawthorn, C. (2003). *Earthquake Engineering Handbook*. London: CRC Press.
- Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of Structures*. 2nd edición. New Jersey: Prentice Hall, 2da Edición.
- Computers and Structures, Inc. (2014). *wiki.csiamerica.com/display/kb/Hinge*. Obtenido de csiamerica.com: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Hinge>
- Cornwell, P. J., Farrar, C. R., Doebling, S. W., & Hoon, S. (1999). ENVIRONMENTAL VARIABILITY OF MODAL PROPERTIES. *Experimental Techniques*, 23(6), 45-48.
- Daee, B., & Aghakouchak, A. (2012). Assessment of Nonlinear Static Procedures for Determination of Target Displacement in Asymmetric Buildings. *A. Advances in Structural Engineering*, 15(8), 1265-1278.
- Datta, T. (2010). *Seismic analysis of structures*. Singapore: John Wiley & Sons.
- Del Toro R., W. (Septiembre de 2013). Obtenido de Fontur.com.co: <https://www.fontur.com.co/showfile/0/5681>
- Duggal, S. (2013). *Earthquake-resistant design of structures*. 2nd edición. New Delhi: Oxford University Press.
- Etedali, S., & Irandegani, M. A. (2015). 1599. A proposed lateral load pattern for pushover. *Journal of Vibroengineering*, 17(3), 1363-1371.

- Femto Engineering. (2017). *femto.eu/stories/linear-non-linear-analysis-explained*. Obtenido de femto.eu: <https://www.femto.eu/stories/linear-non-linear-analysis-explained/>
- García Reyes, L. E. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- GIANNOPOULOS, I. P. (2009). Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8.
- He, K., & Zhu, W. (September 2011). A vibration-based structural damage detection method and its applications to engineering structures. *International Journal of Smart and Nano Materials*, 2(3), 194-218.
- Ko, Y.-F., & Phung, C. (2014). Nonlinear Static Cyclic Pushover Analysis for Flexural Failure of Reinforced Concrete Bridge Columns with Combined Damage Mechanisms. *Acta Mechanica*, 225(2), 477-492.
- Kunnath, S. K. (2004). Identification of Modal Combinations for Nonlinear Static Analysis of Building Structures. *Computer-Aided Civil & Infrastructure Engineering*, 19(4), 246-259.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Lenses, G. L., & al, e. (2006). <https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>. Obtenido de <https://opensees.berkeley.edu/>.
- Pombo Rico, M. Á. (2016). *Comparación del análisis y diseño de un edificio metálico mediante los softwares CYPE y SAP2000*. Universidad Pontificia Bolivariana, Santander. Bucaramanga, Santander: Trabajo de grado, Universidad Pontificia Bolivariana.
- Quintero García, P. A., & Sánchez Camacho, J. F. (2017). *Análisis de sistemas para la disipación de energías ejercidas por fuerzas dinámicas*. Bucaramanga, Santander: Trabajo de grado, Universidad Pontificia Bolivariana.
- Rincón Solano, F. A. (2015). *Modelación y análisis de deformaciones en una cercha de estructura metálica*. Bucaramanga, Santander: Trabajo de grado, Universidad Pontificia Bolivariana.
- Rincón Villalobos, C. A., & Acosta Guzmán, N. (2016). *Análisis del comportamiento de una estructura sobre apoyos elastoméricos, modelada en OpenSees y SAP2000*. Bucaramanga, Santander: Trabajo de grado, Universidad Pontificia Bolivariana.

- Salawu, O. S. (1997). Detection of structural damage through changes in frequency: a review. *Engineering structures*, 19(9), 718-723.
- Slebi Acevedo, C. J., & Vargas Pardo, D. F. (2014). *Análisis y aplicación del método estático no lineal en columnas reforzadas con disipación especial de energía*. Bucaramanga, Santander: Trabajo de grado, Universidad Pontificia Bolivariana.
- Tao, D., Ma, Q., & Li, S. (2018). Seismic Damage Detection of Moment Resisting Frame Structures Using Time-Frequency Features. *Hindawi*.
- Wang, S.-Q., & Li, H.-J. (2012). Assessment of structural damage using natural frequency changes. *Acta Mechanica Sinica*.