

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO NOLINEAL DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA
ESTRUCTURAL DE MUROS**

**GLORIA ISABEL MANTILLA DURÁN
JHON EDINSON PÁEZ QUINTERO**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAÑICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
BUCARAMANGA**

2008

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO NOLINEAL DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA
ESTRUCTURAL DE MUROS**

**GLORIA ISABEL MANTILLA DURÁN
JHON EDINSON PÁEZ QUINTERO**

**Tesis de grado en la modalidad de investigación para optar
al título de: Ingeniero Civil**

**Director:
GUSTAVO CHIO CHO
Ingeniero Civil, Ph.D**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECÁNICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
BUCARAMANGA**

2008

A Dios, A mis padres, Helio e Isabel, ejemplos de vida y sacrificio, a mi hermano y gran amigo en la distancia Helio José, y a todas aquellas personas que enriquecieron mi vida hasta este momento.

Gloria Isabel.

A Dios, a mis padres, Pedro y Milena, quienes son el motivo fundamental de mi vida, a mis hermanos, y a todas aquellas personas que de manera incondicional fueron apoyo para cumplir este sueño.

Jhon Edinson.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este proyecto manifiestan su más profundo agradecimiento al Profesor Gustavo Chio Cho, director del proyecto, por su continua supervisión y sus meritorios aportes y sugerencias. Gracias profesor por su valioso apoyo y por ayudarnos a hacer realidad tan anhelado sueño.

A Alexis Vega Argüello, profesor de la escuela de Ingeniería Civil, y a Ramón Álvarez, Ingeniero civil de la Universidad Industrial de Santander, por su colaboración en la adquisición de la información necesaria para realizar esta investigación.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN	20
1.1 INTRODUCCIÓN	20
1.2 VULNERABILIDAD	21
1.3 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD	22
1.3.1 Vulnerabilidad Estructural	22
1.3.2 Vulnerabilidad No Estructural	22
1.3.3 Vulnerabilidad Funcional	23
1.4 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	24
1.4.1 Clasificación de las metodologías de evaluación de vulnerabilidad	24
1.5 CARACTERIZACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	27
1.5.1 La acción sísmica	29
1.5.2 El daño sísmico	29
1.5.3 Estados o grados de daño	30
1.5.4 Indicadores o índices de daño	31
1.6 CUANTIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	34
1.6.1 Matrices de probabilidad de daño MPD	34
1.6.2 Funciones de probabilidad	35
1.6.3 Curvas de fragilidad	36

1.7 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	41
1.7.1 Métodos de análisis no lineal	42
1.8 CAPACIDAD Y DEMANDA	43
1.8.1 Curva de Capacidad (Pushover)	44
1.8.2 Método espectral de capacidad	46
1.8.3 Punto de comportamiento (Performance point).	46
2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	49
2.1 GENERALIDADES	49
2.2 DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES ANALIZADAS	49
2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO	61
2.3.1 Modelamiento	62
2.3.2 Análisis Pushover	63
2.3.3 Archivo de los Modelos	64
3. DESCRIPCIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS	65
3.1 OBTENCIÓN DE RESULTADOS	65
3.1.1 Punto de comportamiento	65
3.1.2 Rotulación	73
3.1.4 Comportamiento de los parámetros.	86
CONCLUSIONES	91
RECOMENDACIONES	95
BIBLIOGRAFIA	96
ANEXOS	99

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Forma General de la MPD propuesta en la ATC-13	35
Tabla 2. Ficha Técnica Modelo No.1	50
Tabla 3. Ficha Técnica Modelo No.2	52
Tabla 4. Ficha Técnica Modelo No.3	54
Tabla 5. Ficha Técnica Modelo No.4	56
Tabla 6. Ficha Técnica Modelo No.5	57
Tabla 7. Ficha Técnica Modelo No.6	60
Tabla 8. Información base para el modelamiento de las edificaciones	64
Tabla 9. Información digital del análisis pushover en Sap 2000	64
Tabla 10. Cortante basal y Desplazamiento en la cubierta correspondiente al punto de comportamiento de cada modelo.	65
Tabla 11. Estado de rotulación en el punto de comportamiento.	73
Tabla 12. Nivel de comportamiento estructural de los modelos	86
Tabla 13. Comportamiento de los parámetros de los modelos en dirección X	86
Tabla 14. Comportamiento de los parámetros de los modelos en dirección Y	87

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti	36
Figura 2. Modelo estructural sometido a un estado de carga lateral incremental	45
Figura 3. Curva de Capacidad	45
Figura 4. Espectro de Capacidad-Demanda	48
Figura 5. Edificio 1 en 3D	50
Figura 6. Configuración en planta Edificio 1	51
Figura 7. Edificio 2 en 3D	52
Figura 8. Configuración en planta Edificio 2	53
Figura 9. Edificio 3 en 3D	54
Figura 10. Configuración en planta Edificio 3	55
Figura 11. Edificio 4 en 3D	56
Figura 12. Configuración en planta Edificio 4	57
Figura 13. Edificio 5 en 3D	58
Figura 14. Configuración en planta Edificio 5	59
Figura 15. Edificio 6 en 3D	60
Figura 16. Configuración en planta Edificio 6	61
Figura 17. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 1 (Sismo en dirección X)	66

Figura 18. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 1 (Sismo en dirección Y)	66
Figura 19. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 2 (Sismo en dirección X)	67
Figura 20. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 2 (Sismo en dirección Y)	67
Figura 21. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 3 (Sismo en dirección X)	68
Figura 22. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 3 (Sismo en dirección Y)	69
Figura 23. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 4 (Sismo en dirección X)	70
Figura 24. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 4 (Sismo en dirección Y)	71
Figura 25. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 5 (Sismo en dirección X)	71
Figura 26. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 5 (Sismo en dirección Y)	72
Figura 27. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 6 (Sismo en dirección X)	72
Figura 28. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 6 (Sismo en dirección Y)	73
Figura 29. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 1	74
Figura 30. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 1	75
Figura 31. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 2	76
Figura 32. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 2	77

Figura 33. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 3	78
Figura 34. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 3	79
Figura 35. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 4	80
Figura 36. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 4	81
Figura 37. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 5	82
Figura 38. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 5	83
Figura 39. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 6	84
Figura 40. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 6	85
Figura 41. Comportamiento del desplazamiento de cubierta vs. Periodo de las edificaciones (Sismo X)	87
Figura 42. Comportamiento del Cortante Basal vs. Periodo de las edificaciones (Sismo X)	88
Figura 43. Comportamiento del desplazamiento de cubierta vs. Periodo de las edificaciones (Sismo Y)	88
Figura 44. Comportamiento del Cortante Basal vs. Periodo de las edificaciones (Sismo Y)	89
Figura 45. Comportamiento del estado de rotulación vs. periodo de las edificaciones (Sismo X)	89
Figura 46. Comportamiento del estado de rotulación vs. periodo de las edificaciones (Sismo X)	90

LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo A. Modelamiento estructural de una edificación utilizando elementos tipo Frames y Shells	100
Anexo B. Niveles de Comportamiento	116
Anexo C. Información Base y Modelos en Sap 2000	122

RESUMEN

TÍTULO:

COMPORTAMIENTO SÍSMICO NOLINEAL DE LOS EDIFICIOS CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS*

AUTORES:

GLORIA ISABEL MANTILLA DURÁN
JHON EDINSON PÁEZ QUINTERO**

PALABRAS CLAVE:

Comportamiento Sísmico, Análisis Sísmico No Lineal, Pushover.

DESCRIPCION:

La ingeniería como uno de los factores determinantes en el desarrollo de un país ha impulsado energicamente la exploración y utilización de nuevas tecnologías que permitan desarrollar proyectos más ambiciosos, no solamente en la parte estética sino en la parte arquitectónica y estructural, mediante la implementación de sistemas estructurales, como lo son los muros de carga, los cuales permiten la obtención de edificios más eficientes en el papel de vivienda con tiempos de ejecución más cortos y beneficios financieros más interesantes para los inversionistas. El incremento en la construcción de edificaciones con el sistema anteriormente mencionado en la ciudad de Bucaramanga, ciudad catalogada como zona de alto riesgo sísmico, plantea la necesidad de desarrollar un análisis de tipo estructural a esta clase de edificaciones que genere unos resultados de comportamiento sísmico.

Para llevar a cabo lo planteado se parte de 6 edificaciones representativas del sistema estructural de muros, entre 10 y 19 pisos, construidos en la ciudad de Bucaramanga, las cuales serán modeladas y sometidas al análisis sísmico no lineal Pushover a través del software SAP 2000, con lo cual se determinará su posible nivel de comportamiento según las metodologías expuestas en el ATC-40 y en el FEMA 273.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ciencias Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Gustavo Chio Cho.

ABSTRACT

TITLE:

NONLINEAR SEISMIC BEHAVIOR OF SHEAR WALLS BUILDINGS*

AUTHORS:

GLORIA ISABEL MANTILLA DURÁN
JHON EDINSON PÁEZ QUINTERO**

KEY WORDS:

Seismic Behavior, Nonlinear Seismic Analysis, Pushover.

DESCRIPTION:

Engineering as one of the main factors in the development of a country, has impelled the exploration and use of new technologies that allow to develop more ambitious projects, not only in the esthetic part but also in the architectonic and structural parts, through the implementation of structural systems like shear walls which allow to obtain more efficient buildings in the role of housing with shorter time of execution and more interesting profits for the investors. The increment in the construction of edifications with the structural system above mentioned in Bucaramanga, that is considered as a city with high seismic risk, raises the need to develop an structural analysis type that generate results of seismic behavior of this kind of buildings.

To develop what was mentioned before, 6 representative shear wall edifications, 10-19-story of height, built in the city of Bucaramanga will be used. Those structures will be modeled and a nonlinear pushover analysis will be made using the software sap 2000. This will allow to determine the possible performance level according to the ATC40 and FEMA 273 methodologies.

* Undergraduate Thesis

** Physic-Mecanic Sciences Faculty, Department of Civil Engineering, Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCIÓN

La gran incertidumbre frente a la ocurrencia de un terremoto en la ciudad de Bucaramanga a razón de la presencia de un gran sistema de fallas en la zona, hace necesaria la determinación de la posible afectación estructural de las edificaciones a causa de los movimientos telúricos con el fin de mitigar las pérdidas humanas asociadas al colapso de las edificaciones mediante el establecimiento de medidas de prevención, organización y atención de emergencias.

La Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander, en cumplimiento de uno de sus pilares misionales tiene como línea de investigación el estudio de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones y el planteamiento de metodologías que sirvan de soporte para los estudios de riesgo sísmico de la ciudad, lo cual se ha podido reflejar en los siguientes trabajos de investigación:

- Análisis sísmico inelástico y cálculo de índices de daño en una edificación de mediana altura utilizando diferentes metodologías. Mora, Mauricio; Villalba, Jesús Daniel. Tesis de Grado.
- Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de Simulación. Gómez, Iván; Rodríguez, Eder. Tesis de Grado.
- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de hormigón reforzado entre 3 y 8 pisos en la zona 2 de la ciudad de Bucaramanga. Lozano, Jesús; Alsina, Jorge. Tesis de Grado.

Con el fin de dar continuidad a la caracterización del comportamiento estructural de las edificaciones de la ciudad ante un evento sísmico y dar amplitud a la línea de investigación anteriormente mencionada, se desarrolla el presente proyecto de investigación, el cual, basado en las investigaciones anteriores, enfoca su objetivo principal en la evaluación del comportamiento no lineal de edificios con sistema estructural de muros; sistema que aunque presenta gran acogida en la zona, carece de estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico.

La ejecución del proyecto se inicia con la comprensión de los aspectos relativos a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, por lo cual en el primer capítulo se realiza una breve descripción de las diversas metodologías existentes para su evaluación y cuantificación y se ahonda en el estudio de la metodología de Análisis Pushover descritas en los documentos ATC 40 y FEMA 273, metodología base de la investigación; con lo cual se da cumplimiento al primer objetivo del trabajo.

De manera conjunta con la actividad anterior, se obtienen los planos estructurales y arquitectónicos de 6 edificios representativos del sistema estructural de muros, construidos en el área metropolitana de Bucaramanga después de 1998, los cuales brindan la información pertinente para llevar a cabo, a través de la implementación del software de análisis y diseño SAP 2000 y la aplicación de los conceptos adquiridos en las áreas de estructuras y dinámica, el montaje, idealización y ejecución del método de análisis estático no lineal Pushover de cada una de las edificaciones. La descripción tanto de las edificaciones como del procedimiento anteriormente mencionado se encuentran plasmados en el segundo capítulo, alcanzando así los objetivos intermedios tanto académicos como investigativos propuestos en este trabajo.

Finalmente se procede a la lectura y análisis de resultados que permiten determinar el comportamiento estructural frente a la demanda sísmica de cada

edificación y se establecen comparaciones entre los indicadores de diseño de las estructuras con lo cual se cumple la totalidad de los objetivos propuestos.

1. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La actividad sísmica en Colombia se ha observado de manera constante en el tiempo, tanto en los relatos históricos de terremotos importantes como el de Tumaco en 1906, como en la sismicidad instrumental reportada por las diferentes redes sismológicas.

La recurrencia de la actividad sísmica en Colombia tiene distintos orígenes según su ocurrencia; sismicidad asociada a la zona de subducción a lo largo del océano Pacífico y sismicidad superficial producto de los procesos de deformación actual de la corteza, enmarcada geográficamente dentro de la Zona Andina, contigua a los principales sistemas de fallas como lo son el sistema de Fallas de Cauca, Romeral, del Valle Superior y Medio Magdalena.

En el caso concreto de Bucaramanga, la ciudad es considerada como una zona de alta amenaza sísmica. Según estudios de microzonificación, en esta área confluyen las fallas Bucaramanga- Santa Marta y el sistema de fallas del Suárez. Además, la geodinámica de la corteza del área está asociada al denominado Nido Sísmico de Bucaramanga, zona ubicada a unos 140 kilómetros de profundidad de la Mesa de los Santos, lugar en el cual chocan la placa tectónica de Nazca, la Placa Continental de Suramérica y la Placa del Caribe.

Desde este punto de vista, el área metropolitana de Bucaramanga se encuentra expuesta a un riesgo sísmico potencial el cual debe ser determinado para poder definir estrategias de control y atención de emergencias en la ciudad, y es precisamente en este punto en el que se hace importante determinar la

predisposición de las estructuras a ser afectadas por la ocurrencia de los sismos, es decir, su vulnerabilidad frente a la amenaza sísmica de la zona. Es por tanto necesario realizar estudios de análisis de vulnerabilidad que permitan definir la afectación funcional de las estructuras ante sismos de diferente nivel para poder no solo prever sino prevenir las consecuencias negativas de un desastre.

En el presente capítulo centramos la atención en los aspectos relativos a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica partiendo desde un marco conceptual simplificado que nos dirija a la descripción breve de las metodologías utilizadas para la evaluación y la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica, tanto en términos relativos (clases de vulnerabilidad e índices de vulnerabilidad), como en términos absolutos (matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad) enfatizándonos finalmente en la metodología de análisis Pushover.

1.2 VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad es definida como la posibilidad que tiene una estructura de sufrir daños en el caso de ser sometida a la acción de un sismo.

“Es una característica propia de cada estructura que depende del diseño, construcción, calidad de los materiales, edad y altura de la misma; y es totalmente independiente de la peligrosidad del lugar en el que se encuentra localizada. Es decir que una estructura puede ser vulnerable y no estar en riesgo si se encuentra ubicada en una zona de baja peligrosidad sísmica”¹.

¹ ISARD-Información Sísmica Automática Regional de Daños [www.isard.brgm.fr](http://isard.brgm.fr)
http://isard.brgm.fr/encyclopedique.php3?lang=es&id_rubrique=11

1.3 ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

Se han determinado tres clases de vulnerabilidad: vulnerabilidad funcional, vulnerabilidad no estructural y vulnerabilidad estructural.

La importancia relativa que toma cada una de ellas en una estructura depende de las características de uso de la edificación. Por ejemplo, para nuestro particular, el uso de las edificaciones a analizar es para vivienda donde la filosofía de diseño sísmico tiene como fin, prevenir la pérdida de vidas humanas asociadas al colapso de las edificaciones por lo cual la evaluación de la vulnerabilidad estructural se considera determinante y gobierna la toma de decisiones.

1.3.1 Vulnerabilidad Estructural. La vulnerabilidad estructural es la susceptibilidad que tienen los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo cual es denominado *daño sísmico estructural*. Este tipo de daño comprende el deterioro físico de elementos que forman parte del sistema resistente o estructural de la edificación, y es el que merece la atención prioritaria en esta investigación.

1.3.2 Vulnerabilidad No Estructural. La vulnerabilidad no estructural es la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales, clasificados en componentes arquitectónicos (puertas, ventanas, plafones, etc.) y componentes electromecánicos (ductos, conexiones, instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas, equipos, etc..) de sufrir daño debido a un sismo, lo cual es denominado *daño sísmico no estructural* (Cardona,1999).

Conviene mencionar que aunque la vulnerabilidad no estructural no es el fin de esta investigación, es importante no subestimar la importancia de estos elementos no estructurales, los cuales pueden incidir o propiciar la ocurrencia de fallas estructurales o pueden modificar de manera significativa la respuesta dinámica esperada en el diseño. Tal es el caso de escaleras, elementos de mampostería ,

revestimientos de gran peso entre otros, que pueden alterar las propiedades dinámicas de la edificación, introduciendo excentricidades y otros efectos torsionales indeseables. En otras palabras, la interacción entre los componentes no estructurales y los estructurales puede ser determinante, prueba de ello es el llamado efecto de “columna corta” que ha generado graves daños, por lo cual se debe poner en manifiesto la importancia de un apropiado sentido común y la sensibilidad del profesional involucrado en el diseño de las edificaciones.

1.3.3 Vulnerabilidad Funcional. La vulnerabilidad funcional describe la predisposición que tiene una edificación de ver afectado su funcionamiento como consecuencia del incremento de la demanda de sus servicios.

Esta clase de vulnerabilidad cobra gran importancia en las edificaciones esenciales de una ciudad, como es el caso de los hospitales, en donde su naturaleza prestadora de servicios exige que ante una crisis sísmica, sus instalaciones o dependencias se mantengan en funcionamiento para atender las emergencias generadas por el evento. En ese momento el evento originará un incremento abrupto de la demanda de los servicios respecto a los niveles de demanda existente en condiciones ordinarias, que las edificaciones deben estar en capacidad de atender independientemente de los daños físicos tanto estructurales como no estructurales.

El colapso funcional se producirá cuando la edificación, a pesar de no haber sufrido ningún daño en su estructura física, se vea incapacitada para brindar los servicios inmediatos de atención de la emergencia sísmica y la posterior recuperación de la comunidad afectada (Guevara, 2000).

1.4 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

Existe gran variedad de metodologías y técnicas propuestas por diferentes autores para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Estas técnicas de evaluación dependen principalmente de factores como:

- Información disponible
- Características de los elementos a estudiar
- Metodología de evaluación a emplear
- Resultado Esperado
- Destinatario de la información

Estos condicionantes, han generado el desarrollo de diversos esquemas de clasificación con el fin de canalizar o sistematizar las diferentes metodologías propuestas, cuyo objetivo general es el de predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre posible.

1.4.1 Clasificación de las metodologías de evaluación de vulnerabilidad. Se han establecido clasificaciones de las metodologías de evaluación de vulnerabilidad en base a diferentes criterios tales como: el tipo de resultado y la fuente de información.

❖ **En función del tipo de resultado.** Esta clasificación, una de las más reconocidas y completas, fue propuesta por Corsanero y Petrini (1990). En esta clasificación, las técnicas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica son divididas en cuatro grandes grupos: Técnicas Directas, Técnicas Indirectas, Técnicas Convencionales e Híbridas.

Técnicas Directas. Éstas técnicas permiten predecir directamente y en una sola etapa el daño causado por un sismo. Se destacan en este grupo los llamados métodos tipológicos o estadísticos y los métodos mecánicos.

- *Métodos Tipológicos o Estadísticos.* Esta técnica se basa en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los datos de entrada. Es de aclarar que estos métodos no pueden ser aplicados a edificaciones individuales, puesto que se trata de una técnica probabilística.
- *Métodos Mecánicos.* Estos métodos son también conocidos como de vulnerabilidad calculada o teórica, en los cuales se desarrollan técnicas de análisis estructural y de laboratorio que logran simular de manera matemática o mecánica los efectos generados por un sismo en la estructura determinando los principales parámetros que gobiernan el comportamiento dinámico de las mismas como por ejemplo, deriva de piso, ductilidad, etc.

Los procedimientos de análisis más utilizados en esta técnica son: Análisis lineal (Estático y Dinámico) y Análisis no Lineal (Estático y Dinámico)

Técnicas Indirectas. En el desarrollo de esta técnica, como primer paso se determina un índice de vulnerabilidad para luego relacionar el daño de la estructura con la intensidad sísmica².

Técnicas Convencionales. Esta técnica se desarrolla introduciendo un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño y es ampliamente utilizada para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones ubicadas en áreas de igual sismicidad.

² GÓMEZ, Ivan y RODRÍGUEZ, Eder. Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de Simulación, Tesis de Grado. p. 56.

Técnicas Híbridas. Este tipo de técnicas combina elementos de los métodos anteriormente mencionados con juicios de los expertos.

❖ **En función de la fuente de información.** Esta clasificación fue propuesta por Dolce (1994) quien las agrupa en función de la fuente de información que prevalece en tres tipos: métodos analíticos o teóricos, métodos empíricos y métodos experimentales.

Métodos analíticos o teóricos. Estos métodos utilizan como base modelos mecánicos de respuesta estructural cuyos datos de entrada son las características mecánicas de las estructuras con el fin de evaluar la resistencia estimada de las estructuras a los movimientos sísmicos.

Métodos Empíricos. Poseen un alto grado de subjetividad, se encuentran basados principalmente en el conocimiento del comportamiento sísmico de tipologías de edificaciones y la caracterización de las falencias sísmicas de la estructura. Se usan cuando no se cuenta con información detallada del diseño estructural o cuando no se necesitan unos resultados de gran precisión y/o para evaluaciones preliminares.³ Los métodos empíricos a su vez han sido divididos en Métodos de Inspección y puntaje y Métodos de Caracterización o categorización.

- *Métodos de Inspección y puntaje.* Estos métodos permiten identificar y caracterizar las deficiencias sísmicas potenciales de una edificación, atribuyendo valores numéricos (tantos o puntos) a cada componente significativo de la misma, que ponderado en función de su importancia relativa, conduce a la determinación de un **índice de vulnerabilidad**. Un ejemplo de

³ Ibíd. p. 57.

esta metodología es el desarrollado por el *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoto (GNDT, 1990)*.

- *Métodos de Caracterización o categorización*. Este método consiste en clasificar las edificaciones según su tipología en **clases de vulnerabilidad** teniendo como base la experiencia sobre el desempeño sísmico que han tenido estructuras similares ante terremotos de gran importancia.

Métodos experimentales. Como bien su nombre lo indica, en estos métodos se recurren a ensayos dinámicos, generalmente “in situ”, para determinar las propiedades de las estructuras y/o sus componentes. Aunque los resultados no son determinantes pueden orientar el criterio sobre el estado de la edificación y los posibles efectos que han producido sismos pasados sobre la estructura⁴.

1.5 CARACTERIZACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley de causa y efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986). La naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de afectación o daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza que existe. En este sentido la caracterización de la vulnerabilidad sísmica de una estructura está estrechamente ligada a los probables daños inducidos como consecuencia de un movimiento sísmico que dependen fundamentalmente de tres factores: la severidad del movimiento, las características de la estructura y su vulnerabilidad sísmica. (Barbat, 1998).

Según lo especificado anteriormente, el concepto de vulnerabilidad es utilizado tanto para describir aspectos estructurales como también aspectos no

⁴ SAFINA MELONE, Salvador. Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico. Capítulo 5. Barcelona: 2002. p. 45-48.

estructurales y funcionales, por lo cual es necesario clarificar el tipo de afectación o daño que se considerará en la evaluación de la vulnerabilidad.

Los diferentes métodos propuestos para estimar la vulnerabilidad sísmica confluyen en pretender hacer una descripción global del daño que experimentaría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo determinado.

El resultado a obtener de un estudio de vulnerabilidad sísmica está condicionado a la forma en que se realice la descripción del daño y el movimiento sísmico. La relación entre estos parámetros suele formularse discretamente, mediante matrices, o de manera continua, a través de funciones o curvas, que tienen un carácter regional, por lo que es necesario propiciar el desarrollo de funciones propias que reflejen los aspectos constructivos y culturales representativos de cada zona. Estas relaciones pueden obtenerse analíticamente mediante simulaciones de respuesta sísmica de estructuras con una misma tipología, definiendo así la **vulnerabilidad calculada**, o bien, empíricamente mediante tratamientos estadísticos de daños observados en las edificaciones a causa de sismos, definiendo así la **vulnerabilidad observada**.

Para una correcta evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones individuales se hace necesario determinar de manera detallada la susceptibilidad de la edificación de sufrir un determinado nivel de daño para un movimiento especificado, lo cual generalmente se realiza comparando la capacidad resistente de la edificación con la demanda en donde, La demanda es la representación de la acción sísmica y la capacidad es la representación de la posibilidad que tiene la estructura de resistir la demanda sísmica manteniendo un desempeño compatible con el nivel de respuesta esperado; es decir una medida de los daños esperados. De manera que, la **acción sísmica** y el **daño sísmico**, constituyen los elementos fundamentales para la caracterización de la vulnerabilidad sísmica.

1.5.1 La acción sísmica. La acción sísmica constituye uno de los elementos fundamentales para una correcta caracterización de la vulnerabilidad sísmica, por tal razón se debe definir y caracterizar de manera apropiada. El establecimiento fiable de la acción sísmica de diseño debe ser capaz de representar adecuadamente el movimiento esperado en un determinado emplazamiento, de manera que proporcione una respuesta crítica de la estructura con los mayores daños potenciales (Singh, 1995).

Para caracterizar la severidad del movimiento sísmico generalmente se emplean parámetros simples como la intensidad macrosísmica, la aceleración del terreno, la aceleración pico, entre otros. Estos parámetros proporcionan una limitada información del evento, que conduce a una importante dispersión de los efectos producidos por diferentes sismos caracterizados por el mismo valor del parámetro considerado. (Benedetti et al., 1988).

El método más popular utilizado para los análisis de respuesta dinámica de estructuras es el referente a los **espectros de respuesta**, los cuales son obtenidos de la integración paramétrica de la ecuación de movimiento de un sistema elástico o inelástico de un grado de libertad. Su principal limitante es que no tienen en cuenta la duración del movimiento lo cual es importante para la estimación del daño potencial.

1.5.2 El daño sísmico. El daño sísmico representa el deterioro físico de los diferentes elementos o el impacto económico asociado. Dentro de este marco, es común referirse a **daño físico y daño económico**.⁵ El **daño físico** que puede sufrir una edificación generalmente se clasifica como: daño estructural y daño no estructural.

⁵ YÉPEZ MOYA, Fabricio. Memoria de tesis doctoral metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación. Barcelona: 1996. p. 15

- **Daño estructural.** El daño estructural depende del comportamiento de los elementos que conforman el sistema resistente (vigas, muros, columnas, etc.), y se ve relacionado con las características de los materiales que los componen, su configuración, el tipo de sistema resistente y las características de la acción.

Se cuantifica mediante índices de daño correspondientes a cada uno de los elementos estructurales, cuya ponderación sobre parte o la totalidad de la estructura, permite la definición de los llamados índices de daño globales.

- **Daño no estructural.** El daño no estructural está asociado a los elementos arquitectónicos, a los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios y al contenido de la edificación.

La cuantificación de los daños físicos que pueden sufrir las edificaciones como resultado de la acción de un sismo depende de la manera concreta como se describan los daños y dan origen a diferentes escalas de medición. Existen diversas escalas de medidas cuantitativas y cualitativas del daño que intentan describir el estado global de la estructura después de la ocurrencia de un sismo.

1.5.3 Estados o grados de daño. La definición de los diferentes estados de daño de la edificación constituyen una primera alternativa para la descripción del nivel de daño. Para tal efecto, se utilizan definiciones cualitativas que sirven como indicadores del grado de daño global de la edificación. Estos estados de daño constituyen una medida discreta del nivel de deterioro que puede sufrir la edificación.

En la actualidad encontramos una diversidad de escalas de estados de daño que intentan describir la naturaleza y extensión del daño sufrido por la edificación, entre las cuales se destacan las propuestas por Park, Ang y Wen (1987), Petrovski

y Bouwkamp (1989), Bracci et al (1989) y Stone Taylor (1993) entre otros. Sin embargo, se ha encontrado que la mayoría de los trabajos han utilizado cinco estados de daño básicos a saberse: ***sin daño, ligero, moderado, severo y colapso***. La ampliación de las clasificaciones anteriormente nombradas pueden encontrarse en⁶:

1.5.4 Indicadores o índices de Daño. Los indicadores o índices de daño sísmico buscan cuantificar la degradación de los elementos estructurales que conforman el sistema resistente a cargas laterales y verticales.

Para poder definir los índices de daño se debe realizar un modelo representativo de las propiedades de los materiales (acero, hormigón, etc.), la tipología estructural (muros, pórticos, etc...) y las características de las acciones aplicadas.

Existen dos procedimientos básicos que pueden utilizarse en el cálculo de indicadores e índices de daño. El primer procedimiento se basa en la relación de la demanda versus capacidad (no acumulativo), donde la demanda es determinada por la acción sísmica y la capacidad por la capacidad de soporte de la estructura; mientras que el segundo procedimiento está basado en la degradación de alguna propiedad estructural (acumulativo) en la cual se considera el proceso acumulativo de toda la historia de carga.

Los índices de daño han sido clasificados en ***índices locales e índices globales*** en donde los primeros son pensados para elementos particulares mientras que los segundos han sido pensados para la estructura completa.

⁶ MORA Mauricio, VILLALBA Jesús. Análisis sísmico inelástico y cálculo de Índices de daño en una edificación de mediana altura utilizando diferentes metodologías. Tesis de grado. 2005

Puesto que el interés de la investigación es la determinación de la vulnerabilidad a gran escala se realiza solo la descripción de los índices de daño globales.

- **Índices de daño globales.** La determinación de un índice de daño global se puede realizar a partir de **índices de daño local** a través de toda la estructura, **parámetros modales** y/o **capacidad resistente**.

Cuando se recurre a los índices de daño locales para determinar un índice de daño global se hace uso de funciones de ponderación y se calcula el daño global como un promedio ponderado del daño local de los distintos elementos. Para la ponderación se emplean relaciones que permitan proporcionar mayor peso a las zonas más dañadas para lo cual se emplean entre otras, funciones de peso proporcionales a la energía disipada en el elemento. Una de las funciones de ponderación más utilizadas es la regla de ponderación de Park y Ang⁷, en donde se emplean factores de peso basados en la energía histerética disipada en los componentes de un nivel.

Por otra parte, La determinación de un índice de daño global a partir de parámetros modales permite hacer una estimación directa del daño global, sin la utilización de los índices de daño locales. Esta determinación podría estar basada únicamente en frecuencias/periodos naturales, lo cual brinda información del estado total de daño de la estructura, o podría involucrar el uso de formas modales para localizar el daño. Entre los índices determinados a través de esta metodología se destacan los índices de ablandamiento, entre los cuales los más utilizados han sido los propuestos por DiPasquale et al⁸ que relacionan los cambios de los primeros modos de vibración de la estructura con el nivel de daño ocurrido.

Otra forma de encontrar un índice de daño global sin utilizar índices locales de daño es a través de la construcción de la curva de capacidad de la estructura.

⁷ Damage-limiting aseismic design of buildings. Park, Y.J., Ang, A.H. Wen Y.K 1987.

⁸ Relation between Global Damage Indices and Local Stiffness Degradation. DiPasquale, E., Ju, J., Cakmak, A 1990.

Esta curva relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el extremo superior de dicha estructura, lo cual es conocido como **Análisis Pushover**. A través de la curva de capacidad determinamos el punto de fluencia, el cual corresponde al punto en el cual la estructura ingresa en el rango no lineal (**y**), y el punto de falla de la estructura (**u**).

Roufaiel y Meyer ⁹ proponen el siguiente modelo para calcular el índice de daño global:

$$D_{global} = \frac{d_R - d_Y}{d_u - d_Y}$$

Donde d_R corresponde al desplazamiento lateral máximo en la parte superior de la estructura, d_Y al desplazamiento de fluencia, es decir el desplazamiento en el instante en el que el primer elemento de la estructura entra en el rango inelástico el cual determinado a partir del análisis no lineal y d_u corresponderá al desplazamiento de la parte superior de la estructura para la cual se asume la falla. El criterio establecido por Roufaiel y Meyer (1987) para la determinación del punto de falla es tomar $d_u = 0.06H$, donde H es la altura de la estructura.

Un índice similar es el propuesto por Hasselman (1980) en el cual se utiliza el cortante basal en la estructura de la siguiente manera:

$$D_{global} = \frac{V_m - V_Y}{V_u - V_Y}$$

Donde V_m es el cortante basal máximo en la respuesta dinámica.

⁹ Analytical Modelling of Hysteresis Behavior of R/C. Roufaiel, M., Meyer, C. 1987.

Los índices anteriores se encuentran normalizados entre los valores de 0 y 1 para representar los estados de sin daño y colapso respectivamente.

1.6 CUANTIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Existe gran variedad de estrategias, relativas y absolutas, utilizadas para cuantificar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Entre las técnicas relativas se destacan las basadas en la definición de **clases de vulnerabilidad e índices de vulnerabilidad**; Las cuales permiten calificar de manera relativa la mayor o menor predisposición de una estructura a sufrir daño; mientras que las técnicas absolutas, entre las cuales se destacan las basadas en la definición de **Matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad**, si permiten estimar de manera directa los daños físicos esperados para los diferentes niveles de la acción sísmica.

1.6.1 Matrices de probabilidad de daño MPD. Las matrices de probabilidad de daño, como su nombre lo indica, expresan en forma discreta una probabilidad de obtener un determinado nivel de daño, para cada tipo de estructura sujeta a un sismo con un determinado nivel de severidad. Es decir, expresan la probabilidad condicional $P [D= j \{i\}]$ de obtener un nivel de daño en una determinada tipología igual a j , dado un terremoto de tamaño i . Se destacan las matrices de probabilidad de daño MPD propuestas por el ATC (ATC-13, 1985), las cuales están fundamentadas en la experiencia y juicio de expertos de gran trayectoria y contiene un total de 91 tipos de instalaciones en las cuales se incluyen edificaciones, puentes, túneles, etc. En esta propuesta la acción sísmica es descrita a través de la Intensidad de Mercalli Modificada (MM) para los grados comprendidos entre VI y XII. A manera de ejemplo mostramos a continuación la forma general de la matriz de probabilidad de daño para una instalación clasificada como tipo 89, correspondiente a una edificación alta, de hormigón armado, a base de pórticos, si capacidad dúctil.

Tabla 1. Forma General de la MPD propuesta en la ATC-13

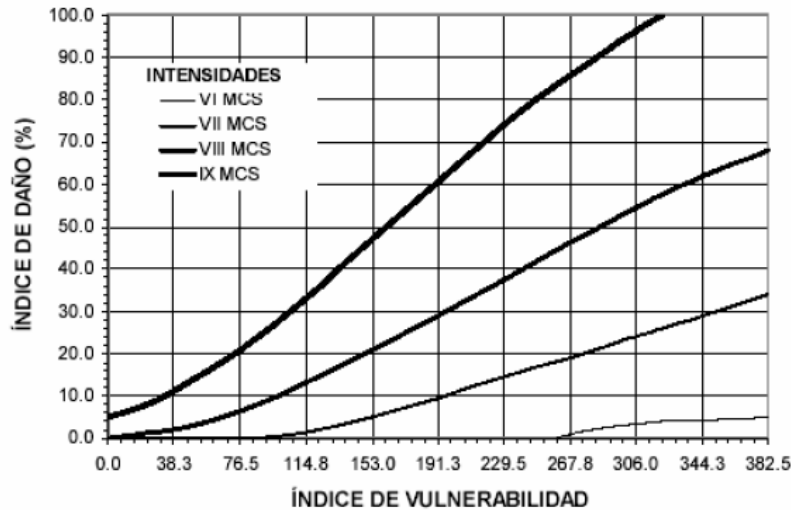
ESTADO DE DAÑO	RANGO FACTOR DE DAÑO (%)	FACTOR CENTRAL DE DAÑO (%)	PROBABILIDAD DE DAÑO EN PORCENTAJE IMM Y EL ESTADO DE DAÑO							
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1-Sin daño	0	0	0.1							
2-Mínimo	0-1	0.5	27	2.2						
3-Ligero	1-10	5	72.9	89.3	32.2	3.0				
4-Moderado	10-30	20		8.5	66.9	68.1	19.9	3.9	0.1	
5-Pesado	30-60	45			0.9	28.9	74.2	57.8	12.4	
6-Mayor	60-100	80					5.9	38.3	84.3	
7-Destrucción	100	100							3.2	

Fuente. GÓMEZ, Ivan y RODRÍGUEZ, Eder. Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de Simulación, Tesis de Grado. p. 67.

1.6.2 Funciones de probabilidad. Las funciones de probabilidad son definidas como relaciones de tipo gráfico o matemático que expresan de forma continua la relación entre el daño que puede sufrir un tipo de edificación específico al ser sometida a un sismo de una intensidad determinada. Estas relaciones pueden obtenerse a partir de un ajuste numérico de un conjunto de observaciones de daños para diferentes tipologías estructurales, lo cual es denominado **vulnerabilidad observada**, o a través de un proceso de simulación numérica, lo cual es denominado **vulnerabilidad calculada**.

Una de sus principales variantes lo constituyen las funciones de vulnerabilidad expresadas en términos del índice de vulnerabilidad, en donde, la calificación de la vulnerabilidad de la estructura se hace a través de la correlación del índice de vulnerabilidad y el índice de daño. Entre éstas destacan las funciones propuestas por Angeletti et al (1988) y las funciones de vulnerabilidad observadas obtenida a partir del levantamiento de daños en estructuras en la región de Almería, España, correspondientes a la intensidad VII MSK, las cuales han servido de base en la calibración de funciones de vulnerabilidad deducidas para otras intensidades usando técnicas de simulación.

Figura 1. Funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti



Fuente. GÓMEZ, Ivan y RODRÍGUEZ, Eder. Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de Simulación, Tesis de Grado. p. 67.

1.6.3 Curvas de fragilidad. Representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo.

Las curvas de fragilidad, al igual que las funciones de vulnerabilidad, representan relaciones movimiento-daño para diferentes tipos de edificaciones, pero se diferencian de éstas porque estas curvas describen de manera continua la probabilidad de excedencia de los estados límites de daño convencionalmente adoptados.

Son de gran importancia en la evaluación del riesgo sísmico de los sistemas estructurales, en el análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico tanto de los sistemas estructurales como de los no estructurales, en la identificación de diseños óptimos, en las estrategias de rehabilitación y en la determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos.

Existe gran variedad de métodos utilizados para la generación de las curvas de fragilidad entre los cuales sobresalen: los métodos basados en observaciones de campo, métodos experimentales, métodos basados en la opinión de expertos y los métodos analíticos. Estos métodos difieren en los datos de entrada y en el método de obtención de las probabilidades asociadas a cada estado de daño.

- **Métodos basados en observaciones de campo.** En este método, en primera instancia, las estructuras son clasificadas por tipologías y para cada tipología se definen varias clases de acuerdo a características geométricas relevantes, como altura, área en planta, número de niveles, entre otros, y a los aspectos referentes a la importancia y uso de las estructuras. Luego de esto, se determina la intensidad del movimiento, la cual corresponderá a la determinada en cada una de las zonas donde se encuentran localizadas las estructuras; y finalmente, una vez ocurrido el sismo se realiza la observación de los daños causados por este, con lo cual es posible generar curvas de fragilidad para cada una de las clases identificadas previamente.

Cabe resaltar, que este tipo de métodos requieren de gente idónea en el diseño, análisis y patología de estructuras para poder elaborar formularios de inspección que permitan definir claramente los daños observados.

- **Métodos experimentales.** Los métodos experimentales tienen la misma filosofía procedimental que los métodos basados en la observación, pero utilizan datos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio. El rango de intensidades y el tipo de estructura puede ser controlado de acuerdo a los requerimientos necesarios; sin embargo, los ensayos pueden resultar costosos y la cantidad de observaciones de daños estará limitada al número de pruebas que se realicen.

Además de lo anterior, estos métodos requieren unas simplificaciones impuestas por el modelo a escala, que se construye para representar la estructura, y por los patrones de carga utilizados para modelar la acción sísmica, lo cual llama a la realización de modelos con simplificaciones que no alteren la respuesta esperada para así poder obtener resultados representativos.

Existen dos ensayos de laboratorio utilizados para construir las curvas de fragilidad: ensayos de carga monotónicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos y ensayos sobre mesa vibratoria utilizando historias temporales de aceleración, siendo estos últimos más realistas debido a que su representación es una simulación más adecuada de la acción sísmica.

- **Métodos a partir de la opinión de los expertos.** Consiste en determinar el porcentaje esperado de daño que puede sufrir un grupo de estructuras ante una intensidad sísmica dada a partir de las respuestas de expertos en análisis, diseño y patología estructural, a una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de la estructura en consideración. Con la recopilación de esta información se puede establecer un parámetro cuantificador de daño, en función de la intensidad sísmica. Al establecer este cálculo a todas las tipologías y sub-tipologías se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajustan a una distribución de probabilidad, que según diferentes estudios generalmente es la Beta. Luego deben establecerse los estados discretos de daño y para cada estado establecer un rango del parámetro cuantificador del daño. La probabilidad de daño para cada estado se realiza haciendo la integración de la función de probabilidad entre los límites respectivos de los estados de daño¹⁰.

¹⁰ GÓMEZ, Ivan y RODRÍGUEZ, Eder. Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de Simulación, Tesis de Grado. p. 63.

- **Métodos analíticos.** Los métodos analíticos utilizan análisis numérico y generalmente son empleados en zonas donde no se dispone de observaciones de daños debido a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio, lo cual corresponde a nuestro caso de investigación.

Los modelos que se utilizan deben representar de la mejor manera posible el comportamiento sísmico estructural y las características principales de los movimientos del terreno, puesto que los resultados son muy sensibles a éstos.

Se encuentran básicamente dos tipos de métodos analíticos: los probabilistas y los deterministas.

Métodos probabilistas. Éstos métodos son empleados con el fin de apaciguar las incertidumbres tanto en los parámetros sísmicos como en los parámetros estructurales, los cuales pueden generar diferencias significativas entre el comportamiento observado y el calculado. Para considerar tales incertidumbres, los métodos probabilistas recurren a técnicas de simulación, tales como el Método de Monte Carlo, en el cual, ambos parámetros se definen como variables aleatorias que se generan a partir de sus funciones de distribución de probabilidad.

Para obtener las curvas de fragilidad a través de estos métodos debemos realizar tres pasos previos: Seleccionar el indicador de la acción sísmica, seleccionar el modelo estructural y seleccionar el modelo de daño.

- *Indicador de la acción sísmica.* La solución ideal para definir las características sísmicas sería a través de registros de sismos ocurridos en la zona, pero por la falta de disposición suficiente de registros, se debe recurrir a la generación de acelerogramas sintéticos a partir de los datos existentes de tal forma que éstos puedan reflejar la intensidad, duración, amplitud, frecuencia y condiciones locales del suelo. Los acelerogramas son señales sintéticas que son

generadas para un Parámetro Indicador de la Intensidad Sísmica PIS. El PIS ha utilizar será la aceleración máxima del suelo PGA puesto que el peligro sísmico en Colombia está definido en función de este parámetro.

- *Selección del modelo estructural.* Se debe desarrollar un modelo analítico que represente las principales propiedades y características de las estructuras como lo son su geometría, masa, resistencia, rigidez, materiales, entre otros. El modelo estructural puede ser realizado en dos o tres dimensiones, aunque se prefiere la idealización estructural en tres dimensiones puesto que se pueden representar las características tridimensionales completas de la estructura especialmente en edificaciones con irregularidades.
- *Selección del modelo de daño.* Existe gran variedad de modelos utilizados para representar el daño. El modelo ha utilizar en esta investigación será un modelo de representación mecánica puesto que se considera que los elementos estructurales son muy sensibles a los desplazamientos relativos producidos durante los sismos, por lo cual se utilizará la deriva máxima como parámetro indicador de daño PID.

Una vez definido lo anteriormente expuesto, se procede a determinar la relación existente entre la acción sísmica y la respuesta estructural, para lo cual se debe realizar una serie de **análisis dinámicos no lineales**, los cuales serán expuestos posteriormente, que permitan cuantificar el efecto de los acelerogramas sintéticos sobre el modelo estructural. A partir de los datos obtenidos a través de los procesos de simulación, obtenemos las funciones de distribución de probabilidad PID para cada nivel de intensidad sísmica PIS.

Finalmente, con estas curvas y los límites de los estados discretos de daño, se obtienen las curvas de fragilidad que relacionan el Parámetro Indicador de la

Intensidad Sísmica (PIS) con la probabilidad de excedencia (FD) de un estado de daño ED_i (Bonett 2003). Es decir:

$$FD = P[ED \geq ED_i | PIS = PIS_i]$$

- **Métodos Deterministas.** Estos métodos a diferencia de los métodos probabilistas no consideran la incertidumbre en los parámetros sísmicos y estructurales; además de no proporcionar la función de distribución de probabilidad del PID, aunque ambos métodos utilizan técnicas de análisis dinámico no lineal para evaluar la respuesta de la estructura.

1.7 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

La filosofía del diseño sísmico de edificios se ha enfocado tradicionalmente en reducir el riesgo de pérdidas humanas y materiales en el momento de un sismo de gran magnitud. En este sentido, se han desarrollado métodos de análisis sísmicos lineales y no lineales que son empleados para estimar el posible daño al que pueda estar sometida la estructura ante una excitación sísmica. Estos análisis se pueden usar no sólo para realizar el diseño de una edificación, sino también para evaluar una estructura ya existente y verificar su diseño sísmico. Existen varios métodos empleados para evaluar analíticamente el comportamiento de las edificaciones ya existentes, tanto para el rango elástico como el inelástico. Los métodos de análisis elásticos incluyen procedimientos de fuerza lateral estática, de fuerza lateral dinámica y procedimientos elásticos usando cuantías de demanda-capacidad (Applied Technology Council-ATC40). Los métodos de análisis inelásticos evalúan el comportamiento global de la estructura en el rango plástico, usando procedimientos de fuerza lateral estática y empleando metodologías basadas en una curva de capacidad-demanda.

Estas metodologías utilizadas para realizar análisis estáticos no lineales son de gran ayuda para demostrar como es que realmente se comporta una estructura ante solicitaciones sísmicas de gran magnitud, pues nos da una idea clara de cómo comienza a fallar cada uno de sus elementos paso por paso, iniciando en la zona donde cada elemento trabaja en condiciones elásticas, luego determinando el punto donde comienza la fluencia y posteriormente presentándose la rotulación plástica de forma secuencial en cada uno de sus componentes hasta llegar al colapso total de la estructura.

1.7.1 Métodos de análisis no lineal. Con el fin de evaluar el comportamiento de edificaciones existentes comparando la capacidad que tiene la estructura para resistir una demanda sísmica, se debe emplear cualquiera de los procedimientos estáticos no lineales, de los cuales se destacan el método espectral de capacidad, el método del coeficiente de desplazamiento, el método de la secante y el análisis de Tiempo-Historia No lineal. Las tres primeras metodologías hacen parte de los métodos de análisis no lineales simplificados o *análisis Pushover*, cuya característica principal es la obtención de una representación gráfica (curva Pushover) de la fuerza sísmica aplicada a una estructura y su desplazamiento lateral total en la cubierta. Entre los principales métodos de análisis Pushover tenemos:

- El método espectral de capacidad; consiste básicamente en crear una curva de capacidad (Pushover) de una estructura, luego transformarla a coordenadas espectrales con el fin de intersecarla con un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo de la edificación debido a la aplicación de fuerzas sísmicas. En otras palabras, la curva de capacidad de una estructura se refiere a la representación gráfica del desplazamiento total lateral de una edificación en función de la carga sísmica aplicada con el fin de estimar un desplazamiento máximo. El espectro de respuesta reducido o espectro de

demanda corresponde al movimiento del suelo ocasionado por un sismo en particular al cual está sometida una edificación (ATC40).

- El método del coeficiente de desplazamiento, al igual que el método espectral, busca generar una curva Pushover de una estructura particular. Éste método determina el desplazamiento máximo de una estructura a partir de la curva Pushover sin convertirla a coordenadas espectrales, pues al momento de calcular la demanda de desplazamiento, se basa en un proceso numérico directo. Para profundizar sobre el cálculo del desplazamiento de demanda utilizando éste método, se aconseja revisar el numeral 8.2.2.2 del ATC40.
- Por otra parte, el método de la secante utiliza un modelo elástico global como estructura sustituta y la rigidez de cada uno de sus elementos para calcular el desplazamiento esperado (ATC40).

Para efectos del presente estudio, se hace énfasis en el método espectral de capacidad, el cual se utiliza para evaluar el comportamiento de las edificaciones seleccionadas como modelos para el desarrollo de ésta investigación.

1.8 CAPACIDAD Y DEMANDA

Existen dos conceptos básicos fundamentales para el uso de las metodologías basadas en el análisis no lineal simplificado, que son la capacidad y la demanda. La capacidad se puede definir como la resistencia última esperada bajo carga axial, cortante o flexión de un elemento estructural y la demanda es la representación del movimiento del suelo causado por un sismo (ATC40). En otras palabras, la capacidad global de una estructura es la habilidad que tiene cada uno de sus elementos para resistir una demanda impuesta por un movimiento sísmico.

La capacidad de la edificación depende de la deformación y resistencia de cada uno de sus elementos, así como también de las propiedades intrínsecas como lo son, la cuantía de acero, la rigidez, la resistencia última del concreto, modulo de

elasticidad, entre otros. Una edificación bien diseñada deberá ser capaz de soportar la demanda sísmica garantizando un buen comportamiento de la estructura dentro de los límites establecidos en los objetivos del diseño.

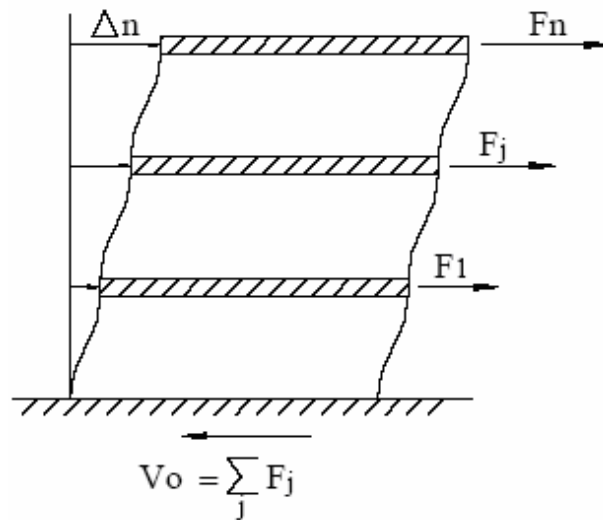
Por otra parte, la demanda sísmica depende de la aceleración del terreno sobre el cual se encuentra la estructura y por supuesto de la masa de la estructura. El movimiento del suelo producido por un sismo puede causar grandes desplazamientos horizontales en las estructuras que pueden variar con el tiempo. Este movimiento o demanda es básicamente la respuesta espectral para un evento dinámico del suelo representado tradicionalmente mediante acelerogramas y son comúnmente usados para definir el pico de respuesta estructural en términos del pico de aceleración, velocidad y desplazamiento (Paulay & Priestley 1992).

Para estimar el desplazamiento de demanda o respuesta estructural máxima esperada mediante métodos de análisis lineales, es común usar fuerzas laterales que producen desplazamientos horizontales sobre las estructuras, pero en el caso de utilizar un método de análisis no lineal, es más conveniente aplicar un perfil de desplazamientos a la estructura los cuales representan la demanda producida por el sismo.

1.8.1 Curva de Capacidad (Pushover). Como se mencionó anteriormente, la curva de capacidad para una edificación es una representación gráfica de la fuerza total lateral, V , generada por un sismo sobre la estructura, contra el desplazamiento total, d , en el techo de la estructura. Esta curva normalmente se le conoce como Curva Pushover y físicamente nos proporciona una idea clara del comportamiento estructural real más allá del rango elástico a través del tiempo. La pendiente de la curva de capacidad nos indica la variación de la rigidez global de la estructura asociada a la sucesiva degradación y cedencia en los elementos estructurales, cada vez que se le apliquen incrementos de fuerzas horizontales. Esta curva es utilizada para evaluar la capacidad de la estructura y normalmente se usa en los métodos de análisis Pushover. El procedimiento para construir la curva pushover de una estructura consiste en usar una serie de análisis estáticos

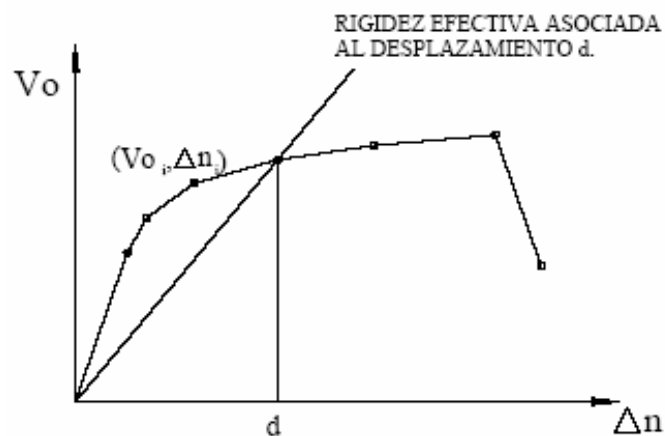
secuenciales, aplicando cargas horizontales de forma incremental y calculando el respectivo desplazamiento hasta que cada elemento fluya. Este proceso continúa hasta que la estructura llegue a ser completamente inestable y se provoque el colapso total. Los pasos para calcular la curva de capacidad se encuentran establecidos en el numeral 8.2.1 del ATC-40.

Figura 2. Modelo sometido a un estado de carga lateral incremental



Fuente. "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico"

Figura 3. Curva de capacidad



Fuente. "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico"

1.8.2 Método espectral de capacidad. Este método es usado básicamente para evaluar de manera aproximada el comportamiento de edificaciones existentes en el rango no lineal y se basa en el *diseño por comportamiento esperado*. En términos muy generales, el método espectral de capacidad consiste técnicamente en calcular el *punto de comportamiento o desplazamiento espectral esperado* de una estructura, en donde la capacidad y la demanda se igualan, comparando el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de respuesta reducido del espectro elástico, 5% amortiguado del espectro de diseño. Este punto de comportamiento servirá de base para compararlo con el nivel de desempeño esperado.

En este método, la curva de capacidad de la estructura se transforma al formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*), utilizando las propiedades modales del edificio para obtener el espectro de capacidad del edificio. El espectro de capacidad define la aceleración espectral S_a en función del desplazamiento espectral S_d de un modelo simplificado de un grado de libertad.

Por otra parte, *el espectro de respuesta reducido o espectro de demanda* se obtiene a partir de una serie de procesos iterativos que involucran la reducción del espectro elástico de diseño mediante factores de reducción los cuales consideran la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo de la estructura. De igual forma, el espectro de demanda debe estar dado en formato ADRS, donde cada punto del espectro de respuesta (S_a , T) corresponde a un punto (S_a , S_d) del espectro de demanda, utilizando la ecuación:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot g$$

1.8.3 Punto de comportamiento (*Performance point*). Una vez especificados el espectro de capacidad de la edificación en estudio junto con el espectro de demanda, se utiliza el método espectral de capacidad para establecer el

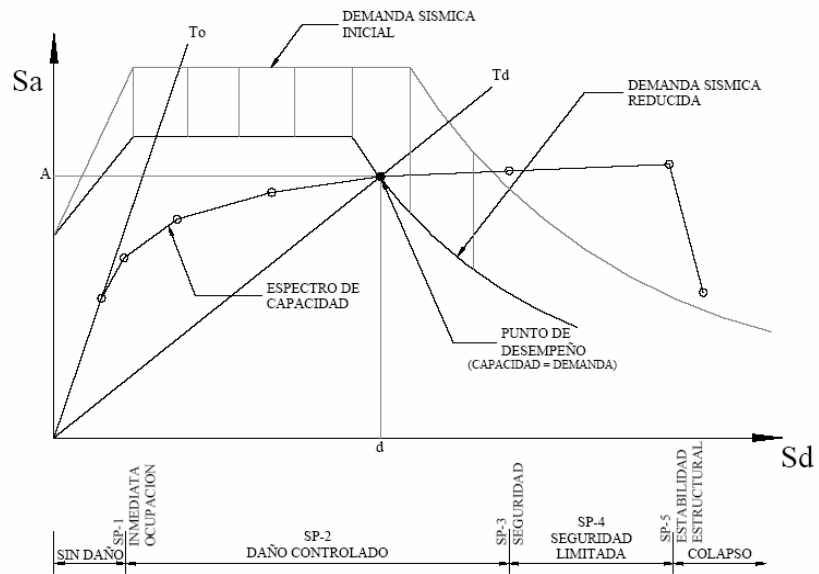
desplazamiento espectral esperado que sufrirá la estructura debido a la demanda sísmica ejercida. Para tal fin, es necesario calcular el *punto de comportamiento* o *desplazamiento espectral esperado* el cual se obtiene de intersecar la curva de capacidad y el espectro elástico de respuesta reducido, ambos en formatos ADRS. El punto de comportamiento representa la condición para la cual la capacidad sísmica de una estructura es igual a la demanda sísmica impuesta sobre una estructura por el movimiento del suelo (ATC40). Por lo tanto, el punto de comportamiento debe pertenecer tanto a la curva del espectro de capacidad como al espectro de respuesta reducido.

Cuando se determina el punto de comportamiento para una edificación, se entra con éste valor a las curvas de fragilidad para obtener las correspondientes matrices de probabilidad daño y así poder predecir el estado final de la estructura en el momento de estar sometida bajo las fuerzas de un sismo de gran magnitud.

Los procedimientos para calcular la demanda y el punto de comportamiento paso a paso, utilizando el método del espectro de diseño, se encuentran explícitamente en el numeral 8.2.2.1 del ATC40.

En la figura 4, se puede observar los espectros de capacidad y demanda, ambos en formato ADRS, éste último debió ser reducido para tener en cuenta el amortiguamiento efectivo asociado con la capacidad de disipación de energía de la estructura. De la misma manera se indica el punto de comportamiento o desempeño, el cual representa el comportamiento estructural correspondiente al modo fundamental de vibración fundamental. Por otro lado, en el eje de las abscisas se puede relacionar los diferentes valores de desplazamiento espectrales, particularmente el desplazamiento correspondiente al punto de comportamiento, con los diferentes niveles de desempeño estructural con el objeto de clasificar la edificación dentro de un posible rango de amenaza sísmica y de esta forma poder tomar las decisiones correspondientes al caso.

Figura 4. Espectro de Capacidad-Demanda



Fuente. Tomada de "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico".

2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1 GENERALIDADES

Esta investigación se desarrolla a partir de seis edificaciones representativas del sistema estructural de muros, entre 10 y 19 pisos, construidos en el área metropolitana de Bucaramanga después del año de 1998. Los planos arquitectónicos y estructurales fueron suministrados por reconocidos ingenieros estructurales de la ciudad. Estas edificaciones son analizadas a través del método de análisis estático no lineal Pushover, el cual es realizado mediante un software de análisis y diseño estructural, que permite establecer comparaciones de periodo, cortante basal, derivas y nivel de comportamiento, a través del cual se determina la respuesta inelástica de cada estructura.

El modelamiento y el análisis Pushover fueron realizados a través de la herramienta computacional del Software SAP 2000.

A continuación presentaremos una descripción más detallada de cada uno de los edificios en estudio y una breve descripción del procedimiento realizado para el montaje de la estructura, su respectiva modelización y resultados.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES ANALIZADAS

Con el fin de facilitar la comprensión del lector, presentamos una ficha técnica para cada una de las estructuras. Estas fichas fueron elaboradas en base a la información suministrada por los planos estructurales y arquitectónicos.

Tabla 2. Ficha Técnica Modelo No.1

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. 1	
Nombre	Edificio 1
Numero de Pisos	19
Altura de entrepiso (m)	2.45
Año de Construcción	Después de 1998
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m ²)	200.57
Placa	maciza e = 0.10m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 28 Mpa hasta 4to entrepiso
	f'c: 21 Mpa después de 4to entrepiso
	f'y: 420 Mpa

Figura 5. Edificio 1 en 3D

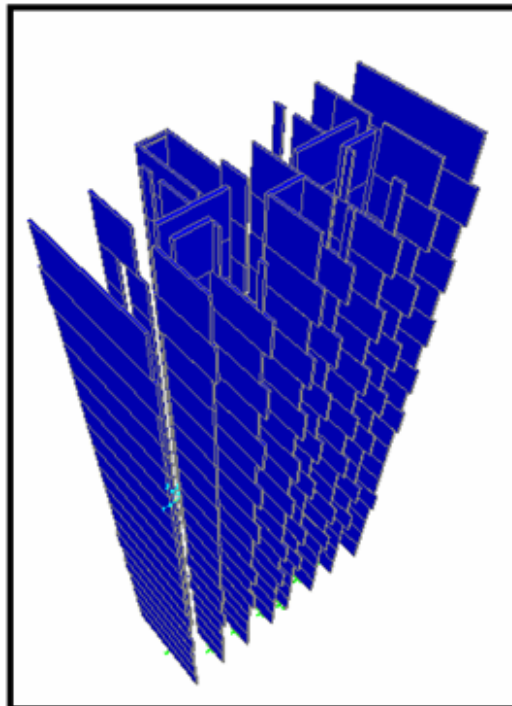


Figura 6. Configuración en planta Edificio 1

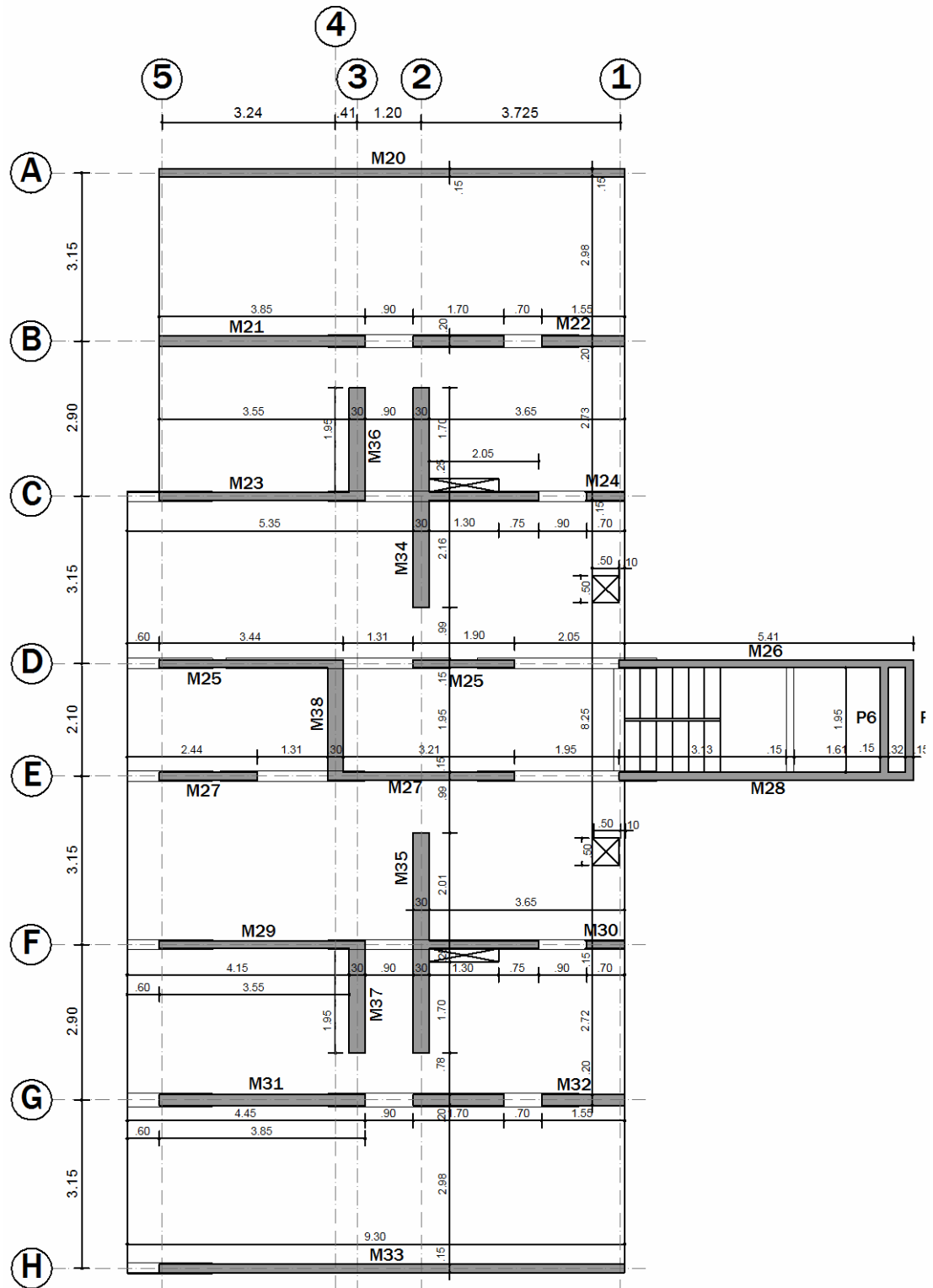


Tabla 3. Ficha Técnica Modelo No.2

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. 2	
Nombre	Edificio 2
Numero de Pisos	10
Altura de entrepiso (m)	2.37
Año de Construcción	Después de 1998
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m ²)	427.76
Placa	maciza e = 0.10m y e=0.20m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 28 Mpa hasta 4to entrepiso
	f'c: 21 Mpa después de 4to entrepiso
	f'y: 420 Mpa

Figura 7. Edificio 2 en 3D

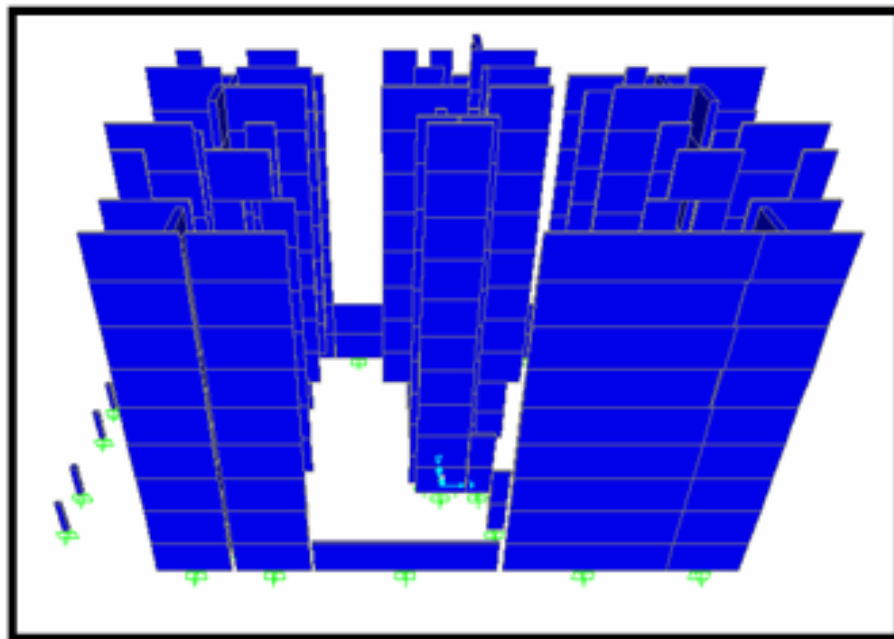


Figura 8. Configuración en planta Edificio 2

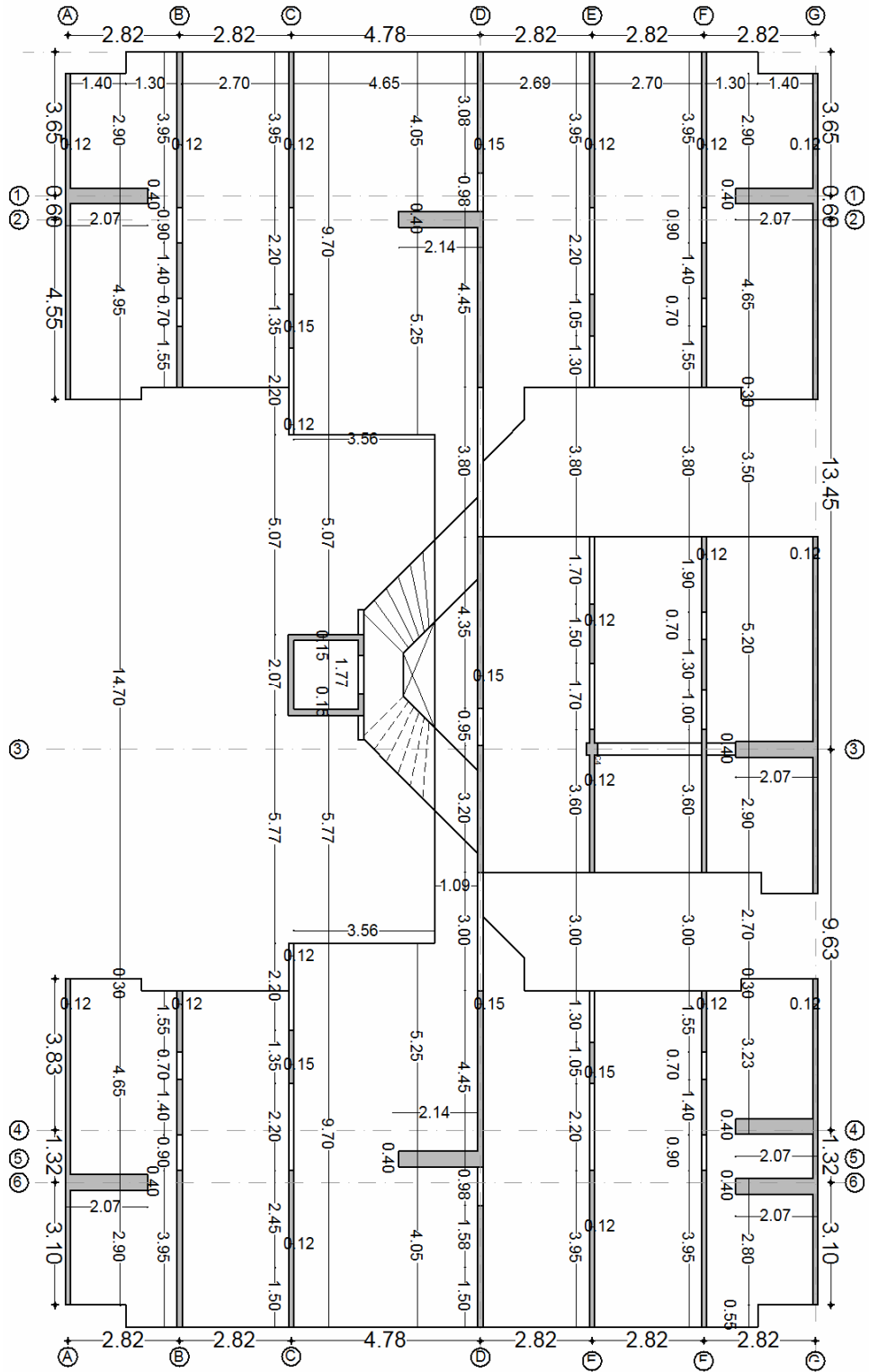


Tabla 4. Ficha Técnica Modelo No.3

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. 3	
Nombre	Edificio 3
Numero de Pisos	13
Altura de entrepiso (m)	2.6
Año de Construcción	2006
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m2)	203.30
Placa	maciza e = 0.10m y e=0.15m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 28 Mpa hasta 4to entrepiso
	f'c: 21 Mpa después de 4to entrepiso

Figura 9. Edificio 3 en 3D

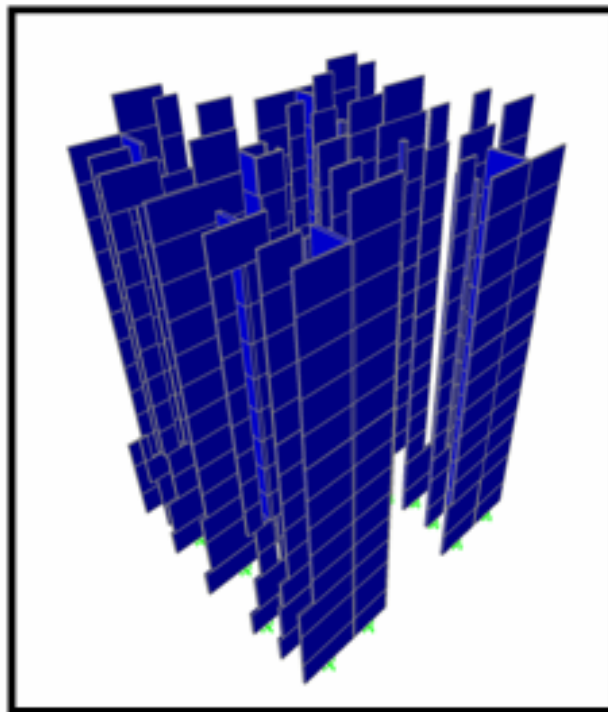


Figura 10. Configuración en planta Edificio 3

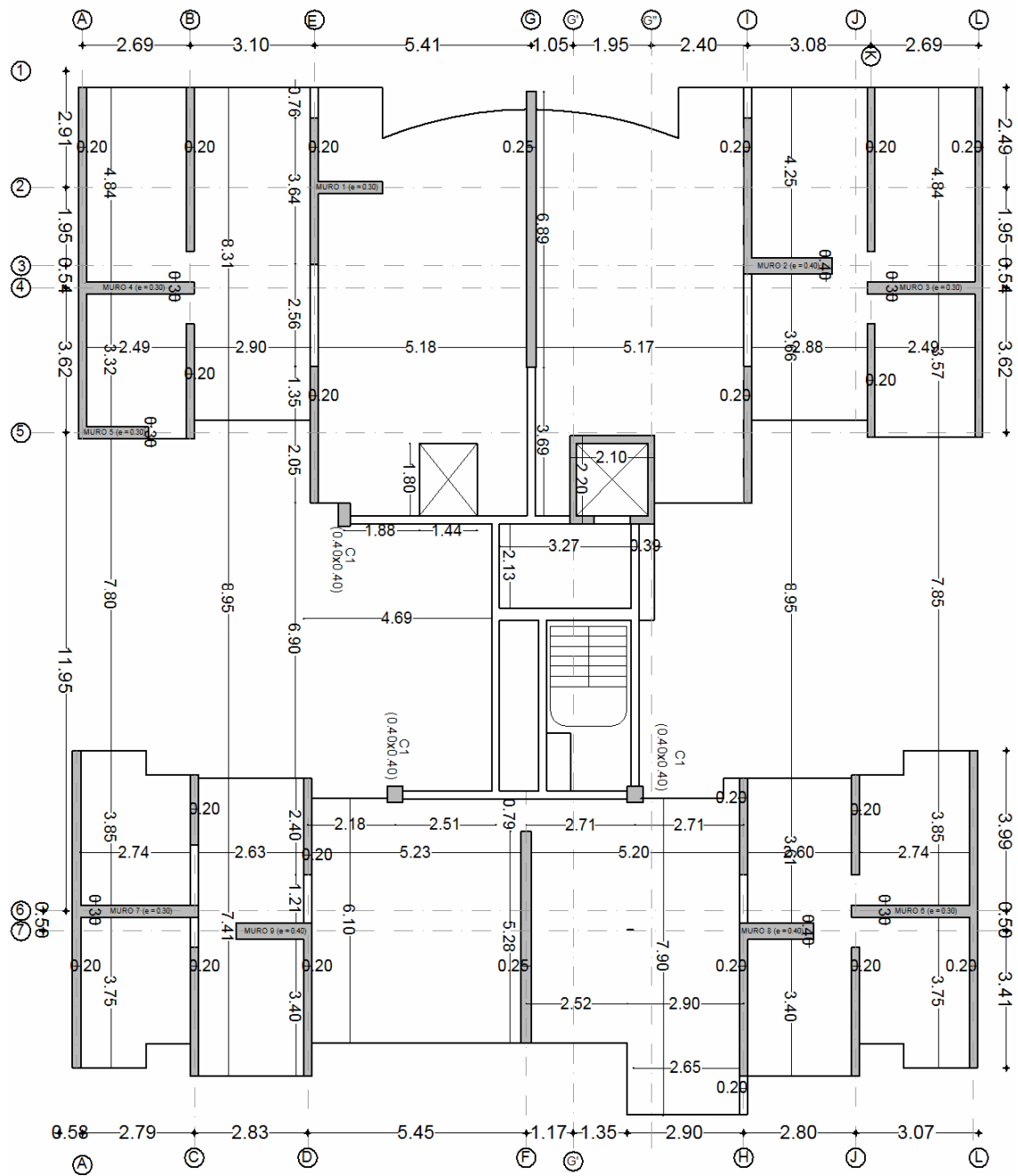


Tabla 5. Ficha Técnica Modelo No.4

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. 4	
Nombre	Edificio 4
Numero de Pisos	15
Altura de entrepiso (m)	2.52
Año de Construcción	2007
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m ²)	750.365
Placa	maciza e = 0.10m y e=0.15m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 28 Mpa hasta 4to entrepiso
	f'c: 21 Mpa después de 4to entrepiso
	f'y: 420 Mpa

Figura 11. Edificio 4 en 3D

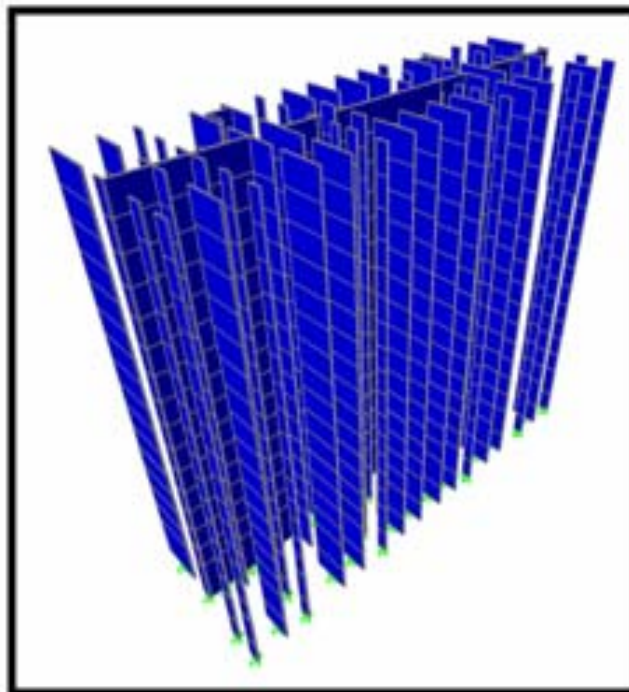


Figura 12. Configuración en planta Edificio 4

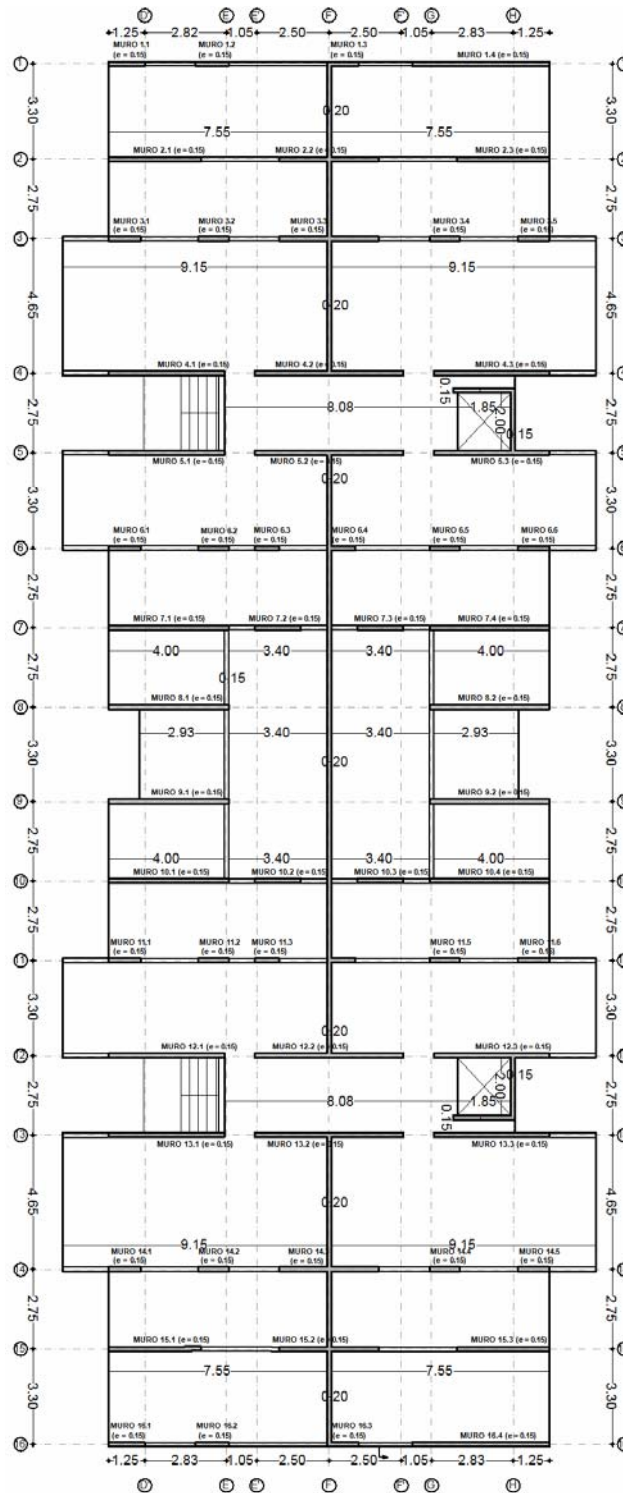


Tabla 6. Ficha Técnica Modelo No.5

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. 5	
Nombre	Edificio 5
Numero de Pisos	11
Altura de entrepiso (m)	2.5
Año de Construcción	
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m2)	362.01
Placa	maciza e = 0.12m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 28 Mpa hasta 4to entrepiso
	f'c: 21 Mpa después de 4to entrepiso
	f'y: 420 Mpa

Figura 13. Edificio 5 en 3D

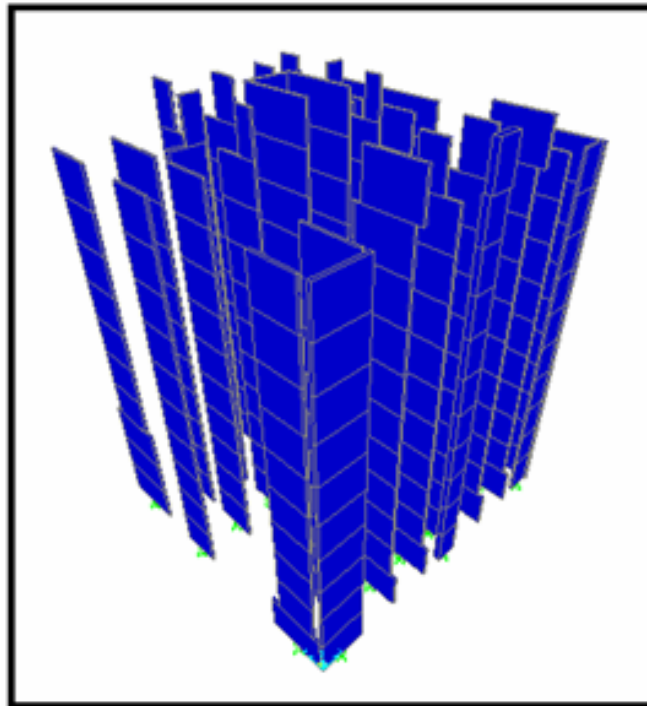


Figura 14. Configuración en planta Edificio 5

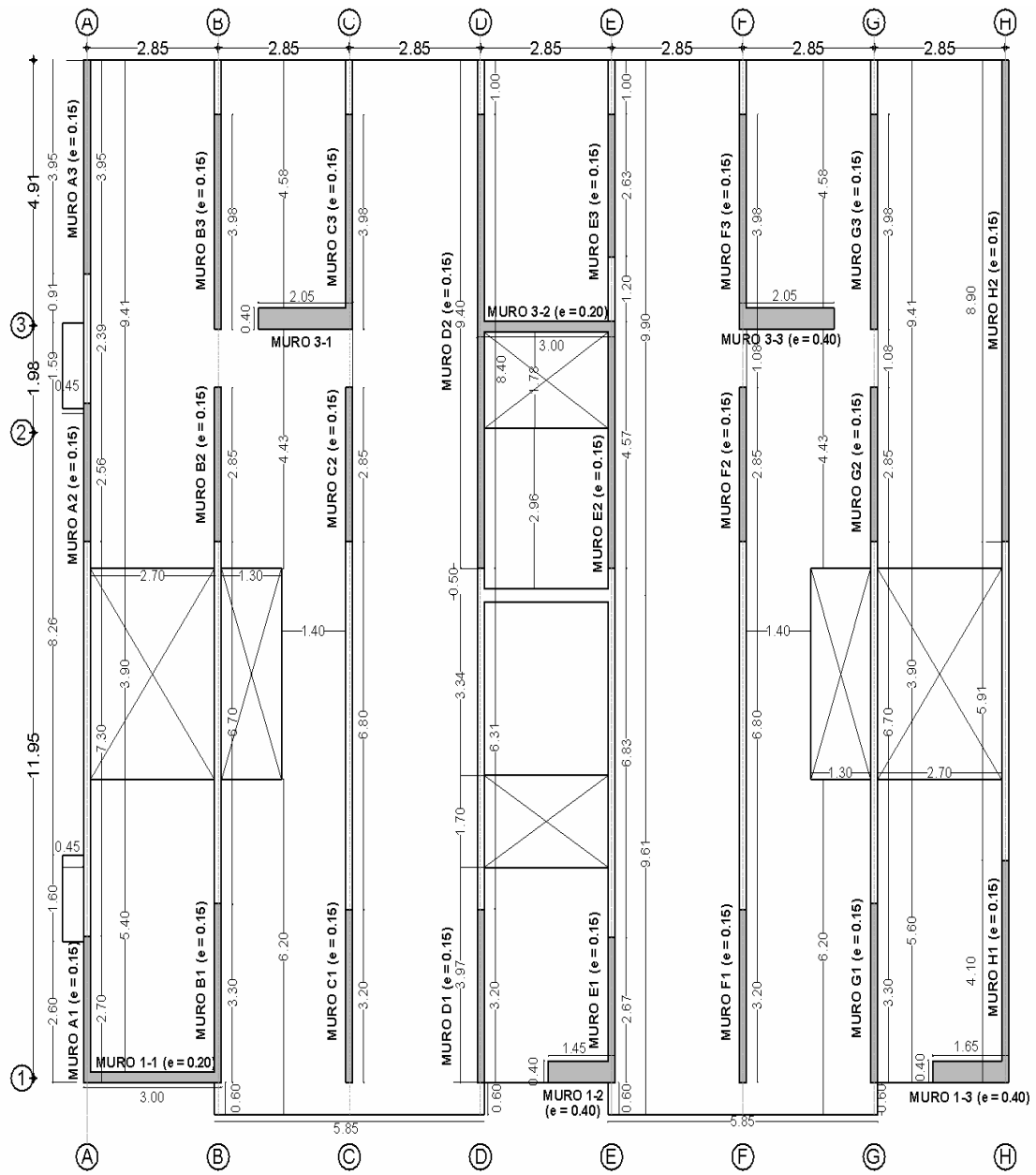


Tabla 7. Ficha Técnica Modelo No.6

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. 6	
Nombre	Edificio 6
Numero de Pisos	18
Altura de entrepiso (m)	2.52
Año de Construcción	2005
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m2)	231.95
Placa	maciza e = 0.10 m y e = 0.15 m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 28 Mpa hasta 5to entrepiso
	f'c: 21 Mpa después de 5to entrepiso
	f'y: 420 Mpa

Figura 15. Edificio 6 en 3D

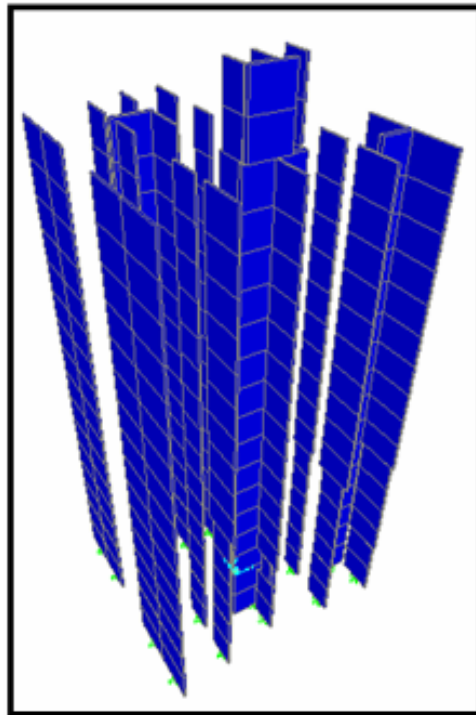
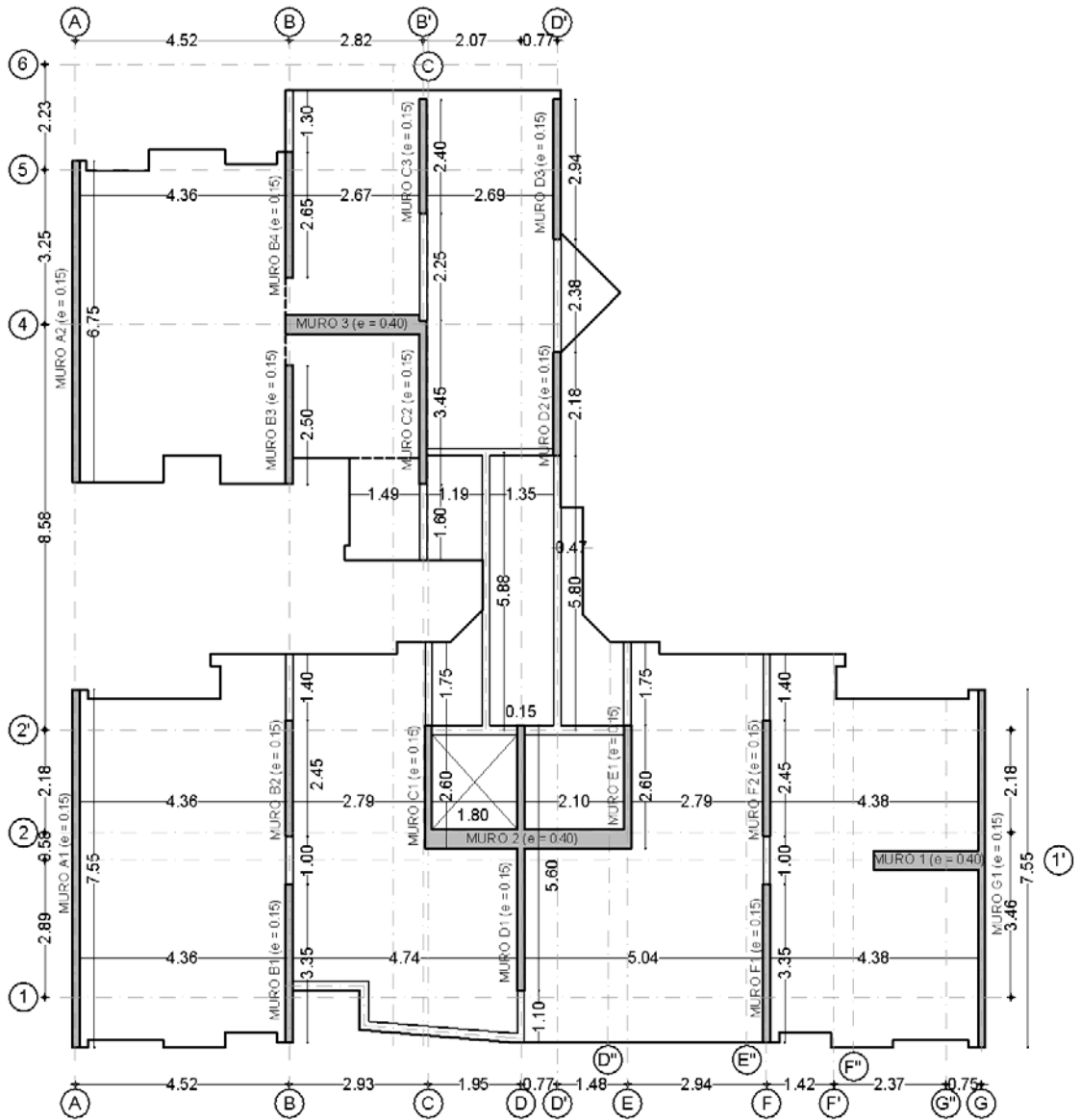


Figura 16. Configuración en planta Edificio 6



2.3 DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO

Para determinar el comportamiento no lineal de los edificios anteriormente especificados, se procede, a la elaboración de sus respectivos modelos y una vez definidos estos, se define y ejecuta el análisis estático no lineal *Pushover*; todo esto a través del software SAP2000.

2.3.1 Modelamiento. Los modelos fueron realizados en tres dimensiones a través de elementos tipo frame, de tal forma que representen las principales propiedades y características de cada una de las edificaciones. La explicación de la utilización de elementos tipo frame se encuentra en el Anexo A y la explicación de la utilización del Sap2000 para la realización de este tipo de análisis se puede encontrar en la tesis de Grado¹¹.

Geometría. El desarrollo geométrico, en planta y elevación, de cada estructura se llevó a cabo según lo especificado en los planos estructurales.

Materiales. La definición de las propiedades de cada uno de los materiales (aceros y concretos) utilizados en los diferentes modelos fue llevada a cabo siguiendo las especificaciones estructurales indicadas en cada plano.

Elementos estructurales. Los muros estructurales y las placas fueron idealizados como elementos tipo frame a través de los cuales se representaron en detalle las dimensiones, materiales y cuantías presentadas en los diferentes planos estructurales, de cada una de las secciones. La idealización de las placas de entrepiso se realizó con el fin de simular el aporte de éstas a la rigidez del modelo, de tal forma que los muros estructurales no trabajen como voladizos sino doblemente empotrados.

Apoyos. Se asignaron las características de empotramiento completo a los nodos iniciales de los elementos frame que representan los muros estructurales ya que se supone una cimentación totalmente rígida.

Cargas. Puesto que la línea de carga es distribuida desde la placa de entrepiso hacia los muros estructurales, se realiza una evaluación y distribución de las mismas a través del método de áreas aferentes con lo cual se obtiene dos cargas puntuales, una viva y otra muerta, para cada muro estructural.

¹¹ Tesis de Grado. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de hormigón reforzado entre 3 y 8 pisos en la zona 2 de la ciudad de Bucaramanga. Lozano, Jesús; Alsina, Jorge.

Casos de carga. Para poder introducir de manera correcta las cargas anteriormente calculadas, se definen dos casos de carga en el software: viva y muerta. Esto se realiza con el objetivo de especificar que la carga viva no tiene en cuenta el peso de la estructura, mientras que la carga muerta si va a tener en cuenta el peso propio de placa y muros estructurales.

Masa. La carga muerta, anteriormente calculada, representa la masa de muros de mampostería, pisos, enchapes, entre otros acabados, y hace parte de la masa propia de la estructura por lo cual ésta debe ser adicionada como masa a través del recurso de *Define mass source*.

Rótulas Plásticas. Se realiza la asignación de rótulas tipo PMM para los muros estructurales idealizados como elementos frame, las cuales consideran la interacción de los efectos de carga axial y momentos. La generación de las mismas fue realizada en el 5% y 95% de la longitud de cada uno de los elementos simuladores de los muros.

Acción Sísmica. La acción sísmica es representada a través del espectro de respuesta señalado por la NSR-98, donde los coeficientes sísmicos C_a y C_v se han tomado como 0.285 y 0.385 respectivamente para la ciudad de Bucaramanga.

2.3.2 Análisis Pushover. La definición del análisis Pushover se realiza en tres etapas: definición del análisis en dirección de la gravedad, en dirección X y en dirección Y.

En dirección de la gravedad. En esta etapa, denominada PushG, se considera un tipo de análisis estático No-lineal con una condición inicial sin esfuerzo o condición inicial cero. Dentro de esta etapa las cargas gravitacionales son afectadas por un factor de 1.1 según lo establecido en el documento FEMA 273.

En dirección X y Y. En cada una de estas etapas, denominadas PushX y PushY respectivamente, se considera un tipo de análisis estático No-lineal cuyo punto de

partida es la condición no lineal del PushG. En ambos análisis se controla el desplazamiento de un nodo perteneciente a la cubierta para lo cual éste es monitoreado en la dirección U1 y U2, respectivamente, a través de la definición de una cantidad estimativa del desplazamiento del mismo.

2.3.3 Archivo de los Modelos. Los archivos base de información para el modelamiento de las edificaciones y sus modelos respectivos para el programa de análisis Sap2000 V 9.1.6 y 9.0.9 se encuentran en el anexo C, de la siguiente manera:

Tabla 8. Información base para el modelamiento de las edificaciones

Edificio	Ubicación Archivos	Total Archivos
1	E:\Estructuras y Arquitectura\Edificio 1	21 Estructurales; 11 Arquitectónicos
2	E:\Estructuras y Arquitectura\Edificio 2	29 Estructurales; 1 Arquitectónico
3	E:\Estructuras y Arquitectura\Edificio 3	35 Estructurales; 11 Arquitectónicos
4	E:\Estructuras y Arquitectura\Edificio 4	24 Estructurales; 8 Arquitectónicos
5	E:\Estructuras y Arquitectura\Edificio 5	32 Estructurales; 1 Arquitectónico
6	E:\Estructuras y Arquitectura\Edificio 6	55 Estructurales; 1 Arquitectónico

Tabla 9. Información digital del análisis pushover en Sap2000

EDIFICIO	NOMBRE DEL MODELO	ARCHIVO DEL MODELO
1	Modelo1	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\Edificio1\Modelo1.SBD
2	Modelo2	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\Edificio2\Modelo2.SBD
3	Modelo3	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\Edificio3\Modelo3.SBD
4	Modelo4	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\Edificio4\Modelo4.SBD
5	Modelo5	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\Edificio5\Modelo5.SBD
6	Modelo6	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\Edificio6\Modelo6.SBD
A	Modelo Shells	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\EdificioA\Modelo Shells.SBD
	Modelo Frames	E:\ANEXOC\Modelos_Sap\EdificioA\Modelo Frames.SBD

3. DESCRIPCIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

3.1 OBTENCIÓN DE RESULTADOS

Una vez realizado el modelamiento estructural y definidos los casos de análisis Pushover procedemos a la lectura y análisis de resultados indicadores del comportamiento de las edificaciones, los cuales son presentados a continuación de manera conjunta a través de tablas comparativas y diagramas que facilitan la comprensión.

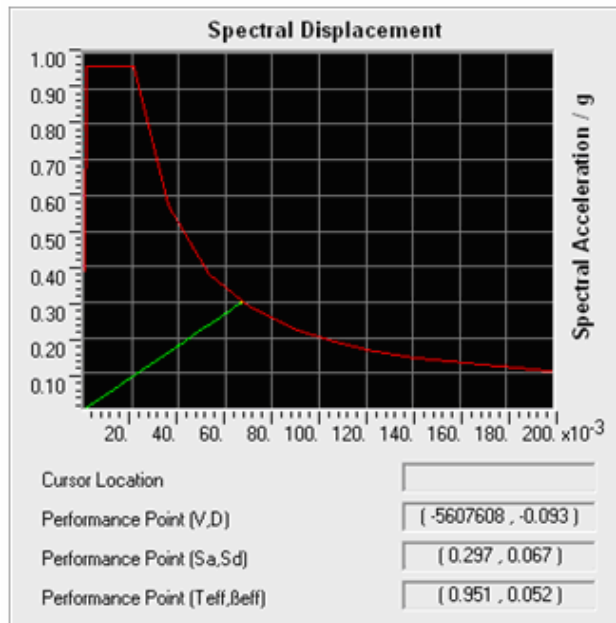
3.1.1 Punto de comportamiento. El punto de comportamiento conocido también como punto de desempeño, es determinado directamente por el software SAP2000, mediante la intersección del espectro de carga y de demanda. A continuación se presenta la información referente a éste punto para cada uno de los modelos analizados.

Tabla 10 Cortante basal y Desplazamiento en la cubierta correspondiente al punto de comportamiento de cada modelo.

Modelo	Número de pisos	Dirección Sismo	Cortante Basal V (KN)	Desplazamiento en Cubierta Δ (cm.)	% cortante basal=V/W
Edificio 1	19	X	5607.608	9.321	0.2916
		Y	2526.179	16.104	0.200
Edificio 2	10	X	10349.56	4.28	0.191
		Y	7129.824	7.405	0.08
Edificio 3	13	X	NP	NP	0.218
		Y	NP	NP	0.06
Edificio 4	15	X	NP	NP	0.061
		Y	16680.58	16.89	0.196
Edificio 5	11	X	5202.602	8.87	0.176
		Y	6069.657	0.521	0.1715
Edificio 6	18	X	4011.058	13.42	0.1235
		Y	4179.812	13.84	0.1218

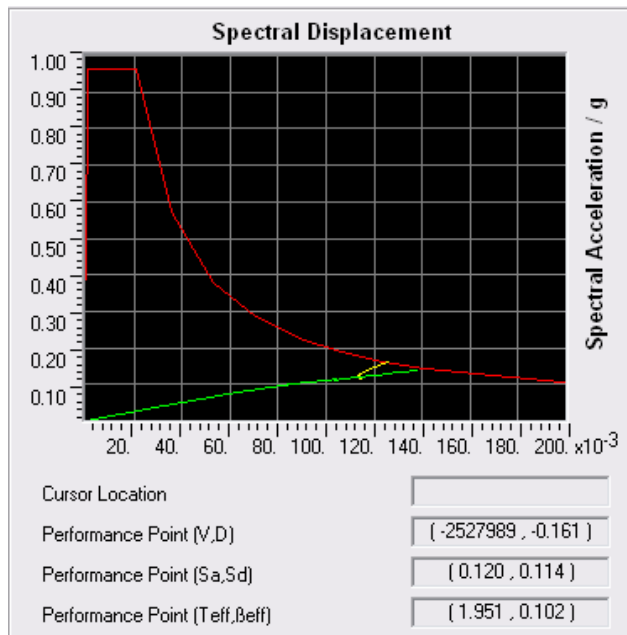
Fuente. Los autores

Figura 17. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 1 (Sismo en dirección X)



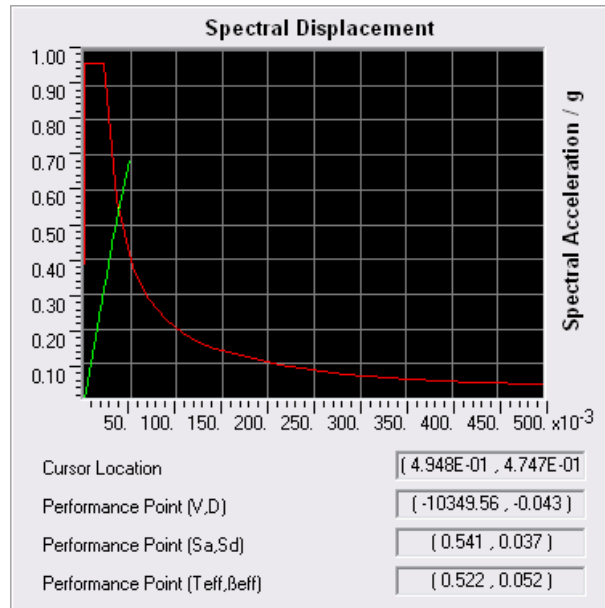
Fuente. Los autores

Figura 18. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 1 (Sismo en dirección Y)



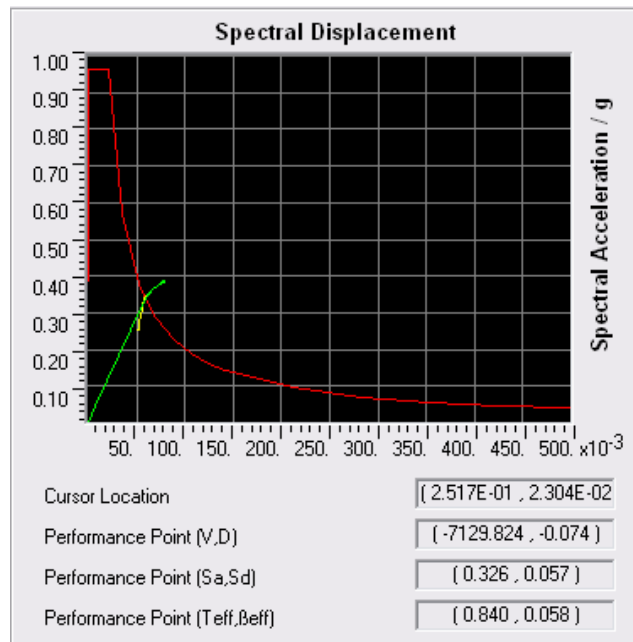
Fuente. Los autores

Figura 19. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 2 (Sismo en dirección X)



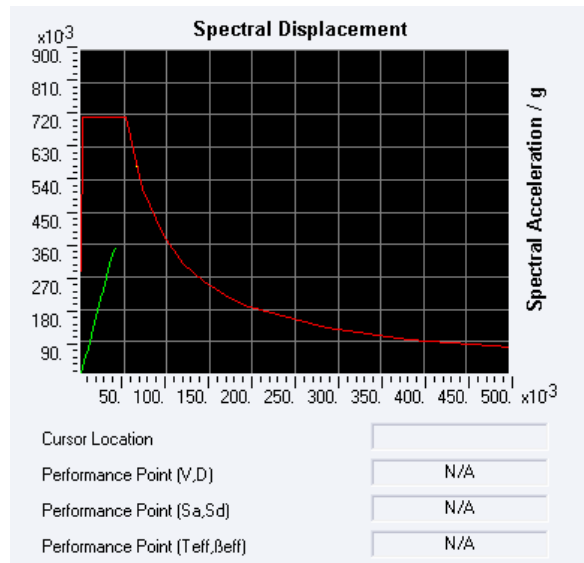
Fuente. Los autores

Figura 20. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 2 (Sismo en dirección Y)



Fuente. Los autores

Figura 21. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 3 (Sismo en dirección X)



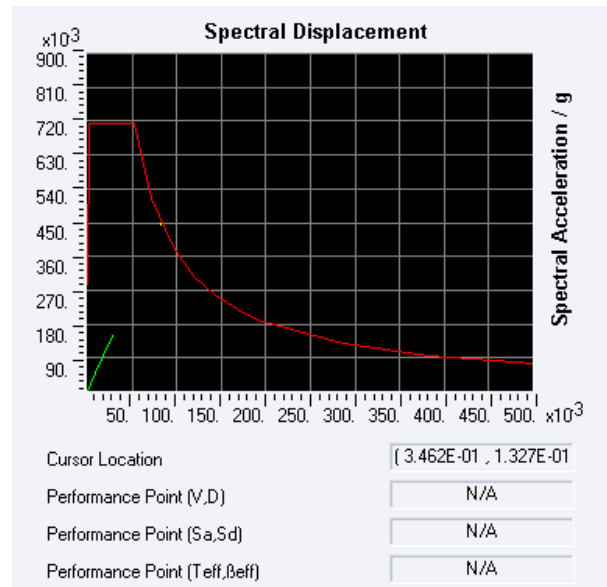
Fuente. Los autores

En el análisis pushover del modelo 3 en dirección X, no se presenta punto de comportamiento, pues varios elementos se plastifican o rotulan (Estado de rótulas >E), volviendo inestable la estructura antes de que la fuerza o demanda sísmica actúe. La estructura se vuelve inestable cuando el desplazamiento de la cubierta es igual a 0.0647 metros, para una cortante basal igual a 10261.30 KN.

Cabe aclarar que la mayor rigidez que aportan los muros de la estructura se presenta en la dirección X.

Véase la Figura 22.

Figura 22. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 3 (Sismo en dirección Y)

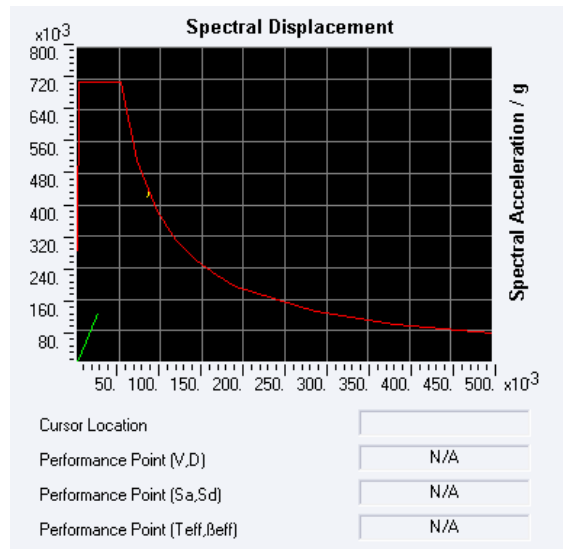


Fuente. Los autores

Por otra parte, al realizar el análisis pushover del modelo 3 en dirección Y, al igual que el caso anterior, no se presenta punto de comportamiento en este sentido, ya que algunos elementos se plastifican (Estado de rótulas >E), volviendo inestable la edificación antes de que la fuerza o demanda sísmica actúe.

Para este caso, la estructura se vuelve inestable cuando el desplazamiento de la cubierta es igual a 0.0293 metros, para una cortante basal igual a 2793.39 KN. En este sentido, tanto el desplazamiento como el cortante en la base es menor que el presentado en dirección X, pues la rigidez que aportan los muros de la estructura en la dirección Y es menor que la rigidez en la dirección X.

Figura 23. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 4 (Sismo en dirección X)

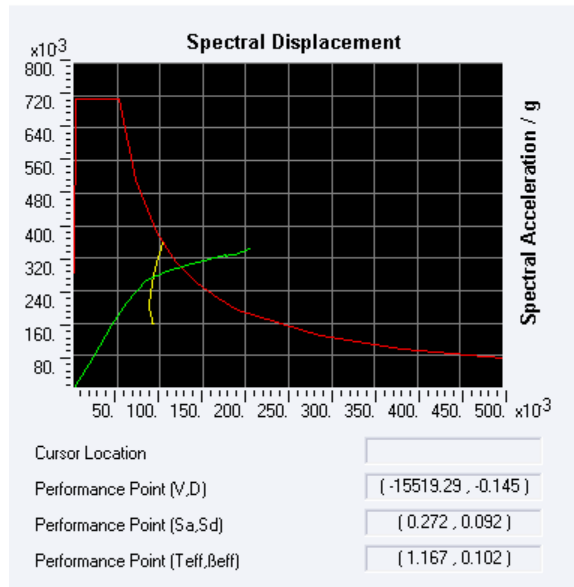


Fuente. Los autores

En el análisis pushover del modelo 4 en dirección X, no se presenta punto de comportamiento, pues algunos elementos se plastifican, volviendo inestable la estructura antes de que la fuerza o demanda sísmica actúe. Lo anterior se debe a que la configuración en planta de los muros no es la adecuada, pues no se tiene una adecuada distribución de la rigidez en este sentido, ya que sólo presenta 3 muros que aportan rigidez en la dirección x, localizados como se indican en la figura 3.7. Ésta edificación proporciona la mayor rigidez en la dirección del eje Y.

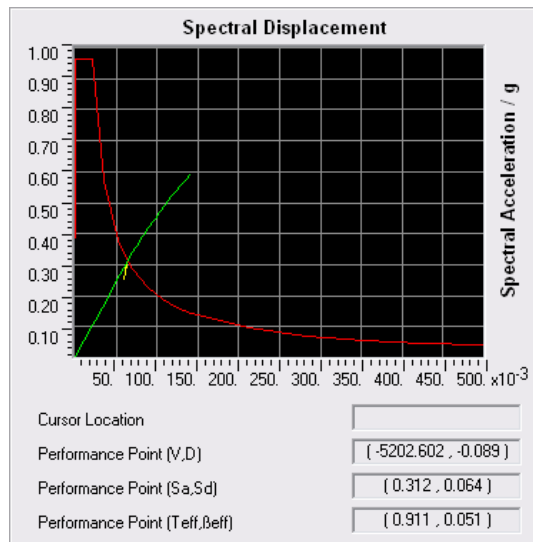
La estructura se vuelve inestable cuando el desplazamiento de la cubierta alcanza un valor igual a 0.0278 metros, para una cortante basal igual a 5210.92 KN.

Figura 24. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 4 (Sismo en dirección Y)



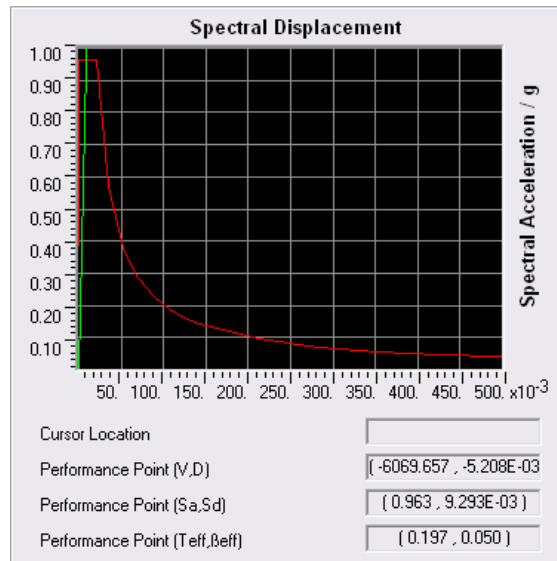
Fuente. Los autores

Figura 25. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 5 (Sismo en dirección X)



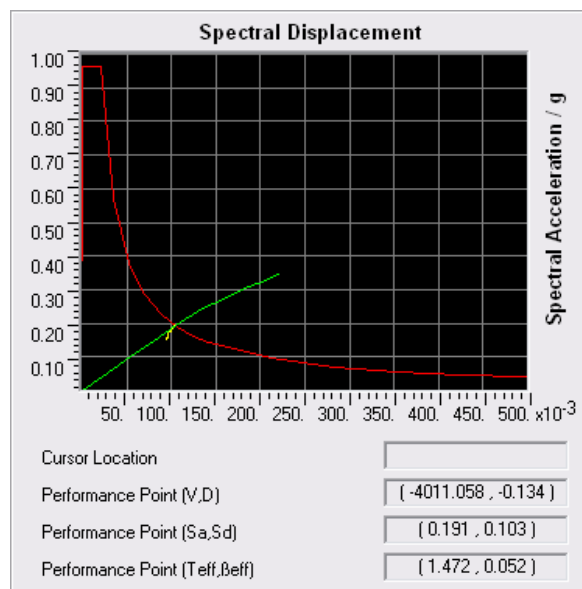
Fuente. Los autores

Figura 26. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 5 (Sismo en dirección Y)



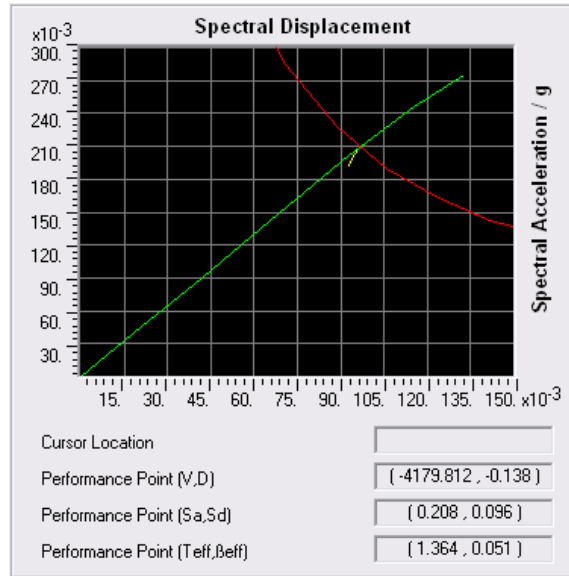
Fuente. Los autores

Figura 27. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 6 (Sismo en dirección X)



Fuente. Los autores

Figura 28. Desplazamiento de demanda en el punto de comportamiento para el Edificio 6 (Sismo en dirección Y)



Fuente. Los autores

3.1.2 Rotulación. Se indica el estado de rotulación correspondiente al punto de comportamiento de cada modelo de manera gráfica y tabulada según lo indicado por el software SAP2000.

Tabla 11. Estado de rotulación en el punto de comportamiento.

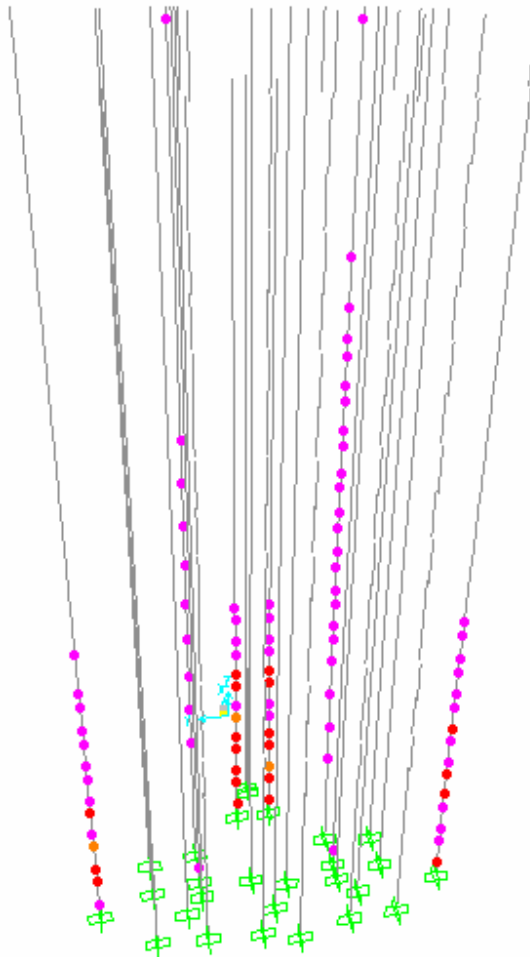
PARÁMETROS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL												
Modelo	Dir. Sismo	Despl en Cubierta Δ (cm.)	Cortante Basal V (KN)	RÓTULAS PLÁSTICAS								TOTAL
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	E	
Edificio 1	x	9.321	5607.61	932	67	0	0	0	0	3	20	1022
	y	16.104	2526.18	932	46	1	3	7	0	22	6	1022
Edificio 2	x	4.282	10349.56	1009	24	0	0	0	0	3	20	1056
	y	7.405	7129.824	1023	31	0	0	0	0	1	1	1056
Edificio 3	x	6.74	10261.30	1188	1	0	0	0	0	0	1	1190
	y	2.93	2793.39	1189	0	0	0	0	0	0	1	1190
Edificio 4	x	2.78	5210.92	2377	2	0	0	0	0	0	1	2380
	y	16.89	16680.58	2336	12	2	4	26	0	0	0	2380

Continuación Tabla 11. Estado de rotulación en el punto de comportamiento.

Modelo	Dir. Sismo	Despl en Cubierta Δ (cm.)	Cortante Basal V (KN)	RÓTULAS PLÁSTICAS								
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	E	TOTAL
Edificio 5	x	8.878	5202.602	478	10	0	0	0	0	0	0	488
	y	0.521	6069.657	488	0	0	0	0	0	0	0	488
Edificio 6	x	13.429	4011.058	727	17	8	0	0	0	0	0	752
	y	13.846	4179.812	750	2	0	0	0	0	0	0	752

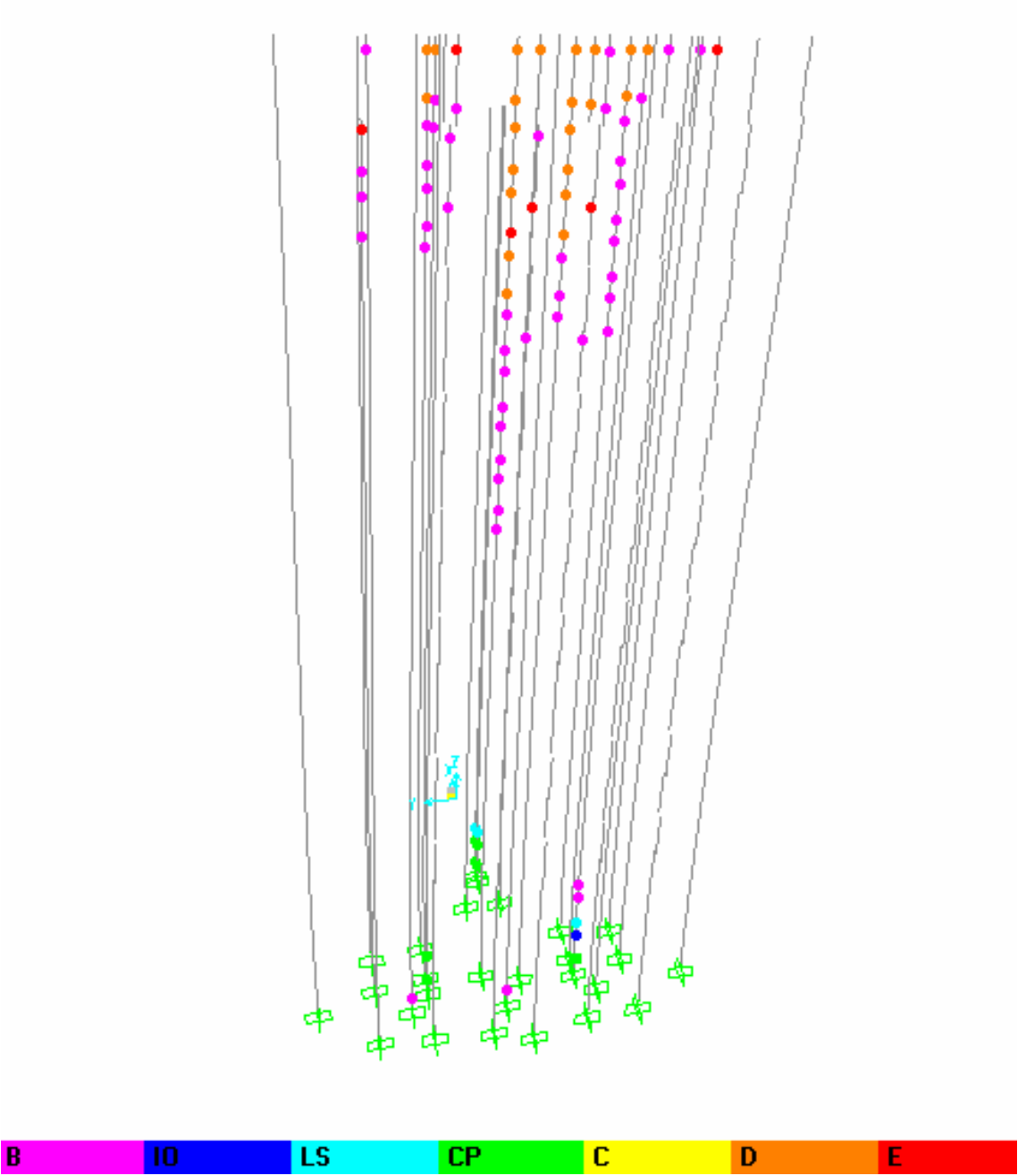
Fuente. Los autores

Figura 29. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 1



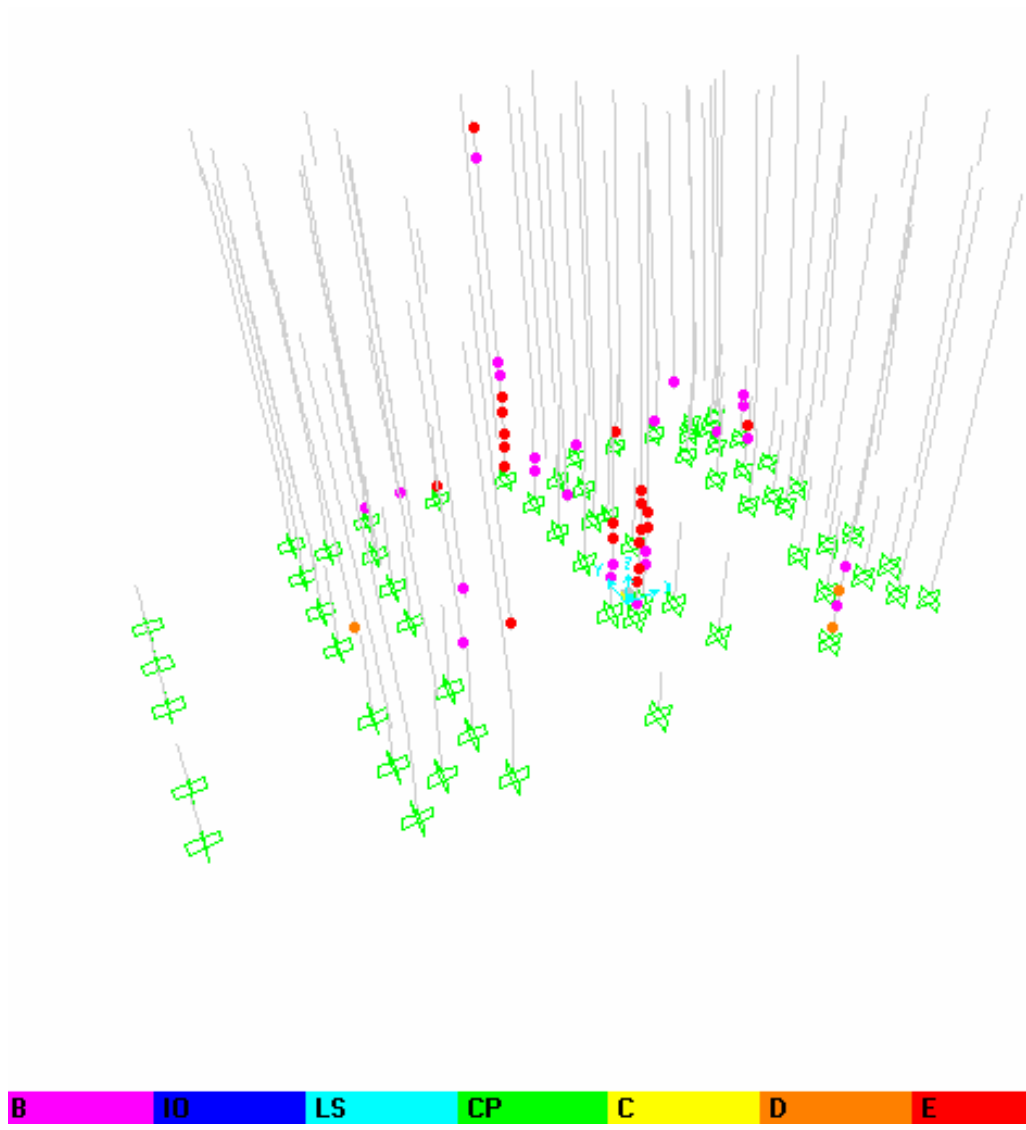
Fuente. Los autores

Figura 30. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección y del Edificio 1



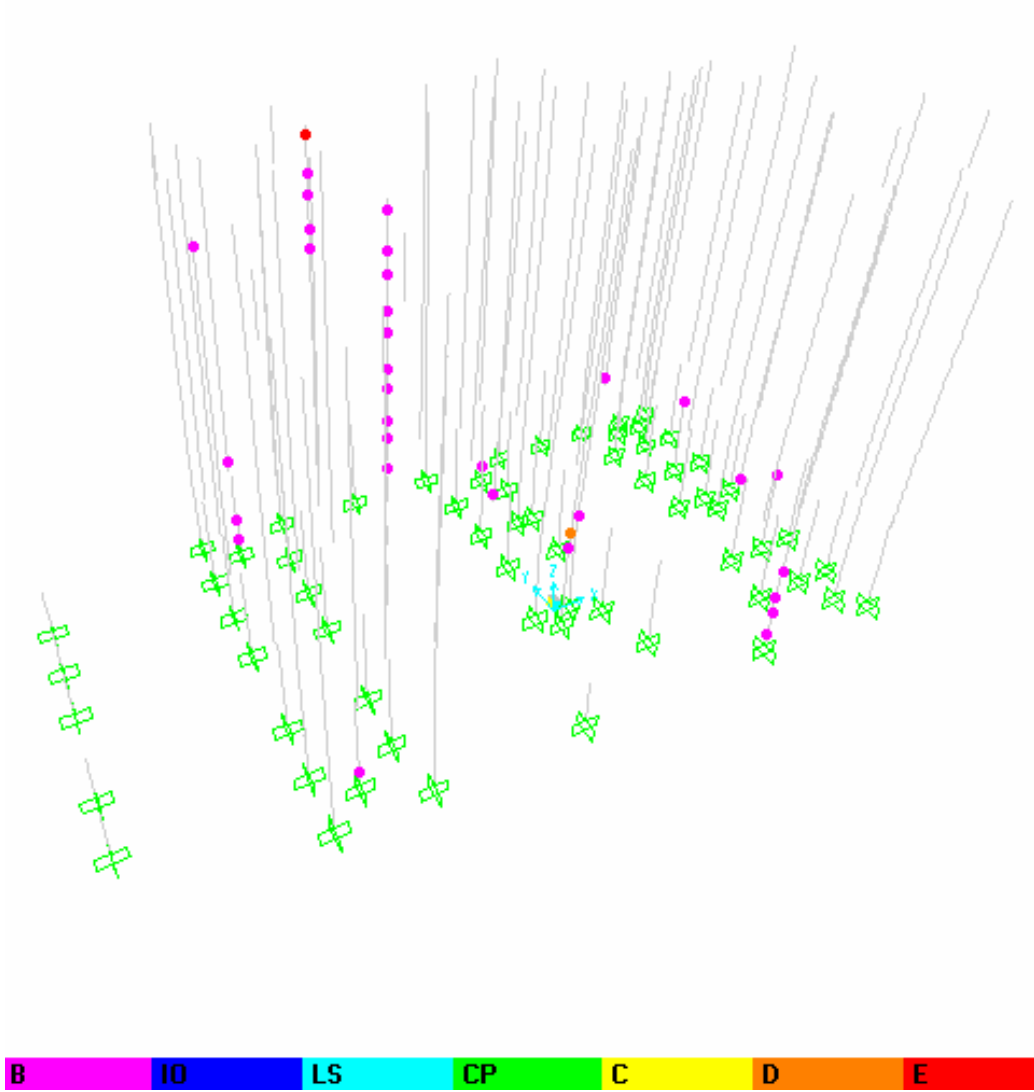
Fuente. Los autores

Figura 31. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 2



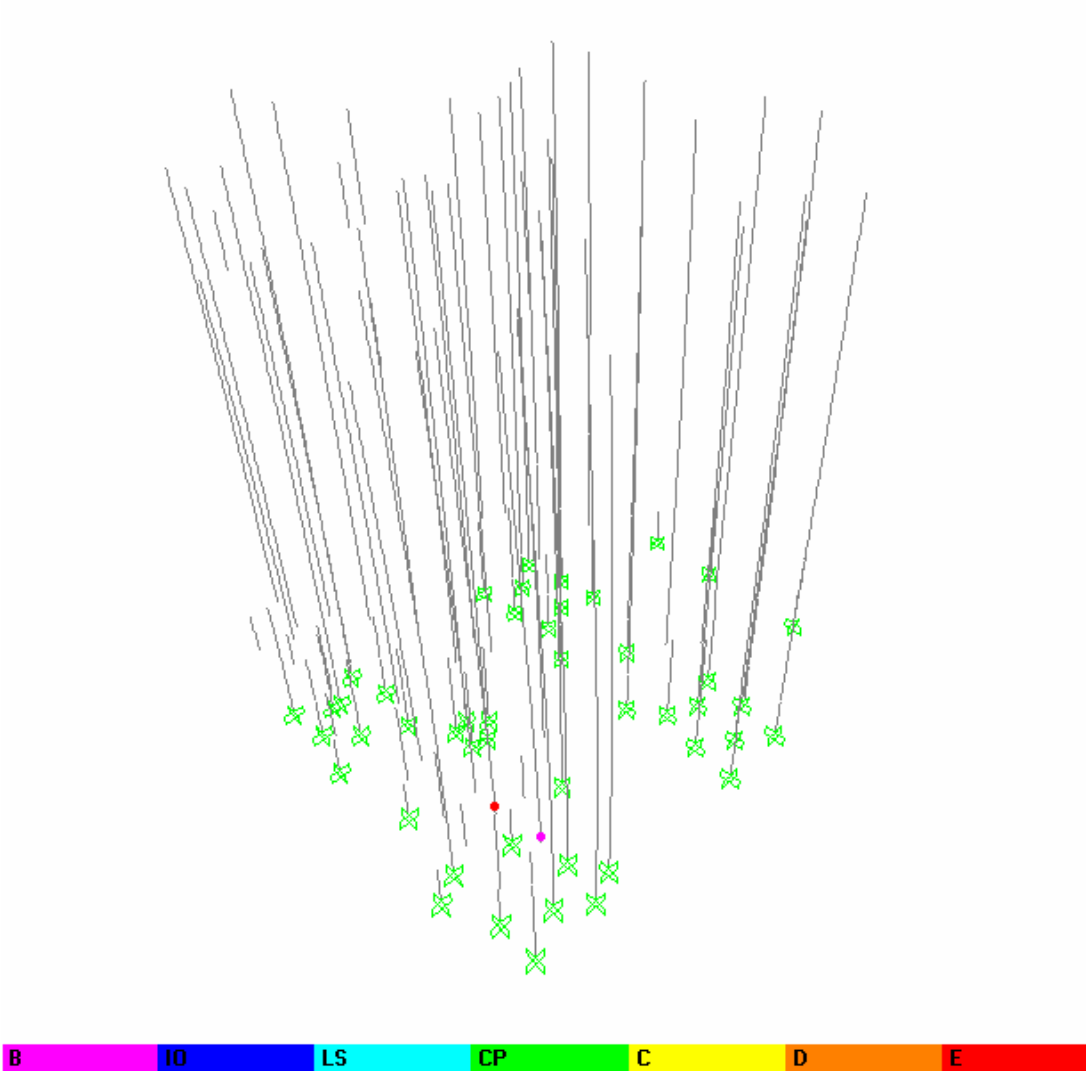
Fuente. Los autores

Figura 32. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 2



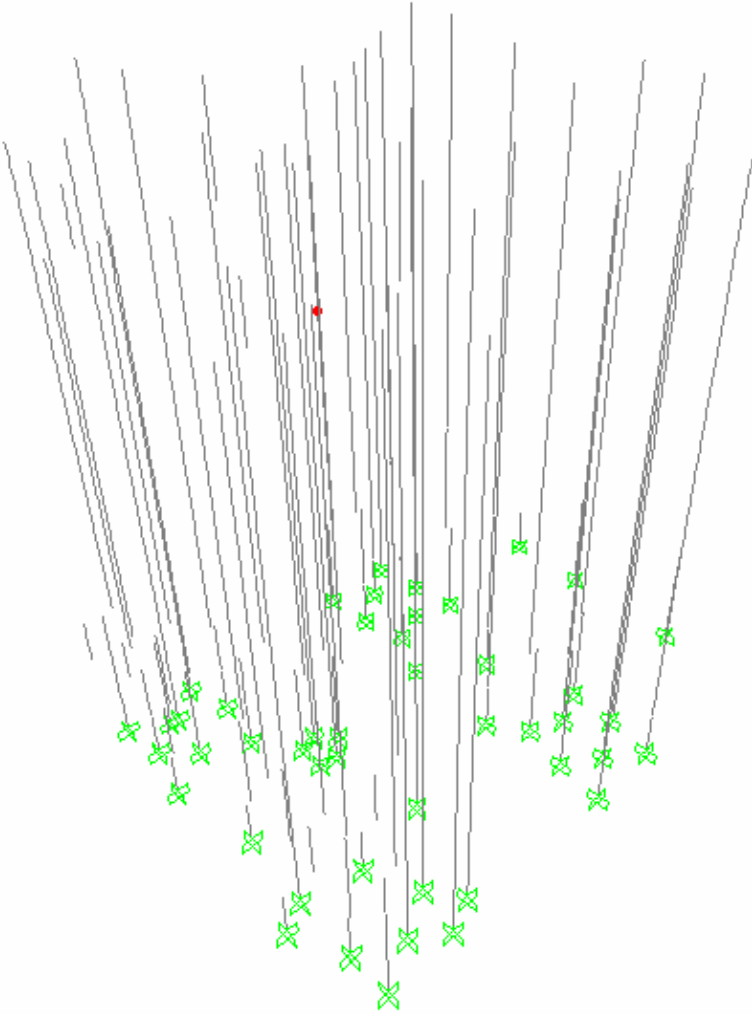
Fuente. Los autores

Figura 33. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 3



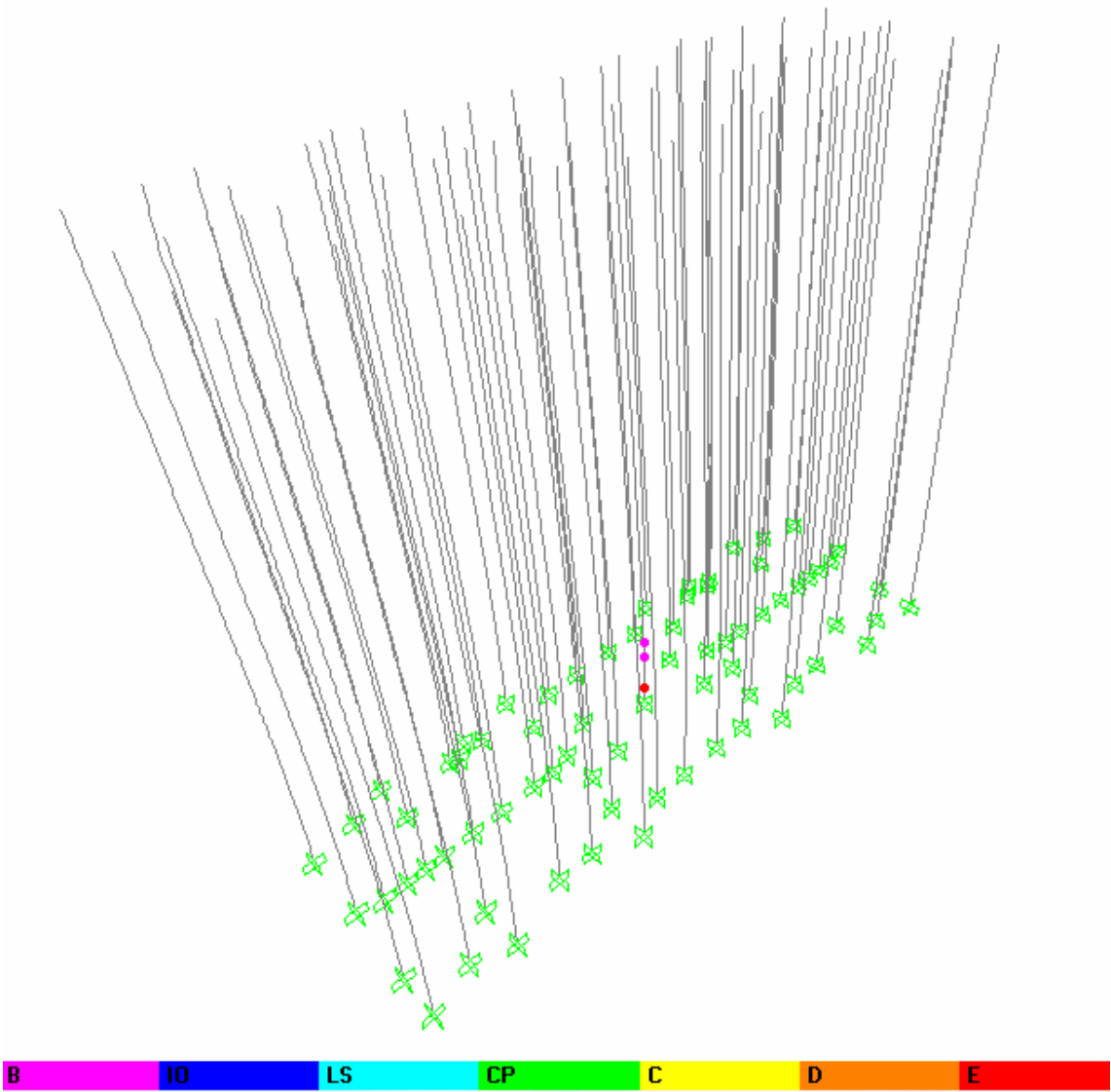
Fuente. Los autores

Figura 34. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 3



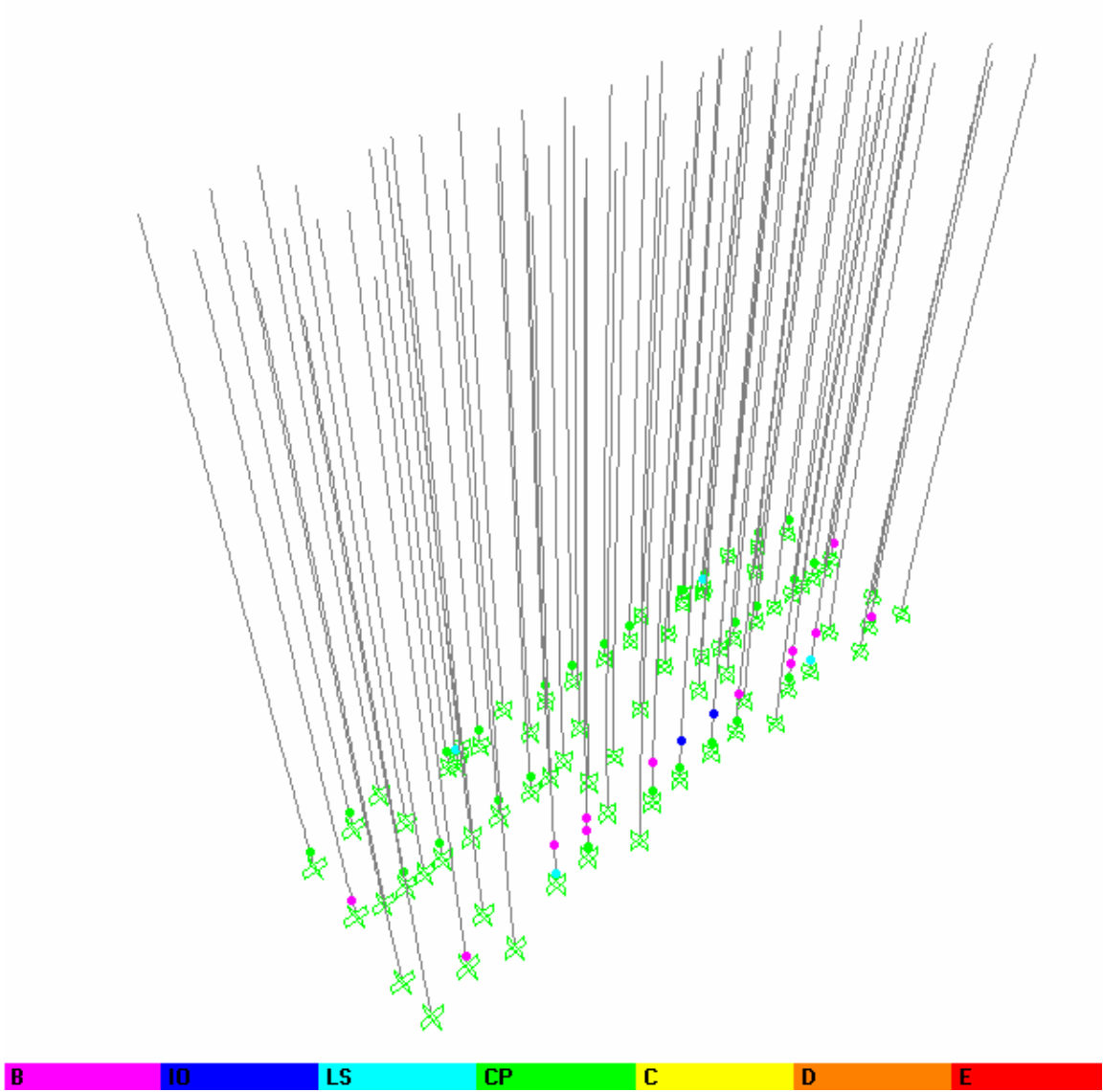
Fuente. Los autores

Figura 35. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 4



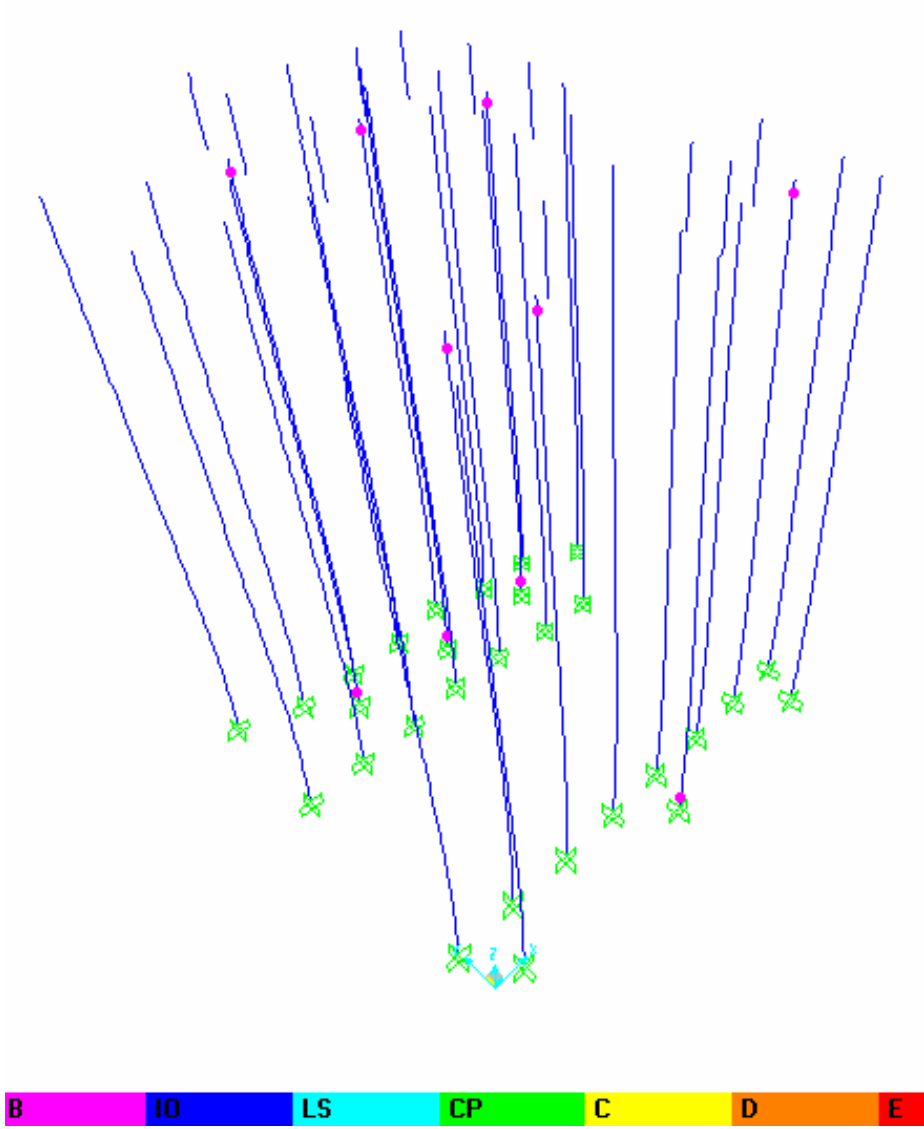
Fuente. Los autores

Figura 36. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 4



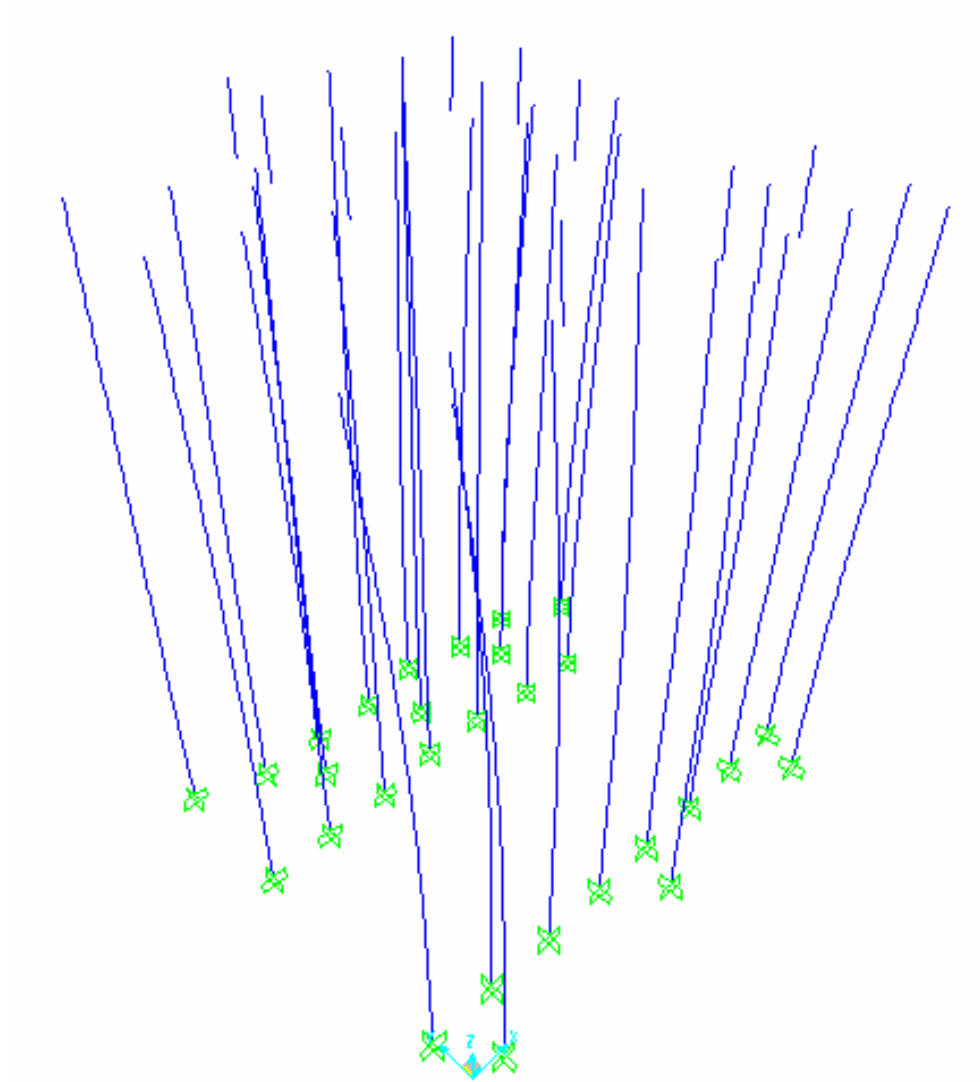
Fuente. Los autores

Figura 37. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 5



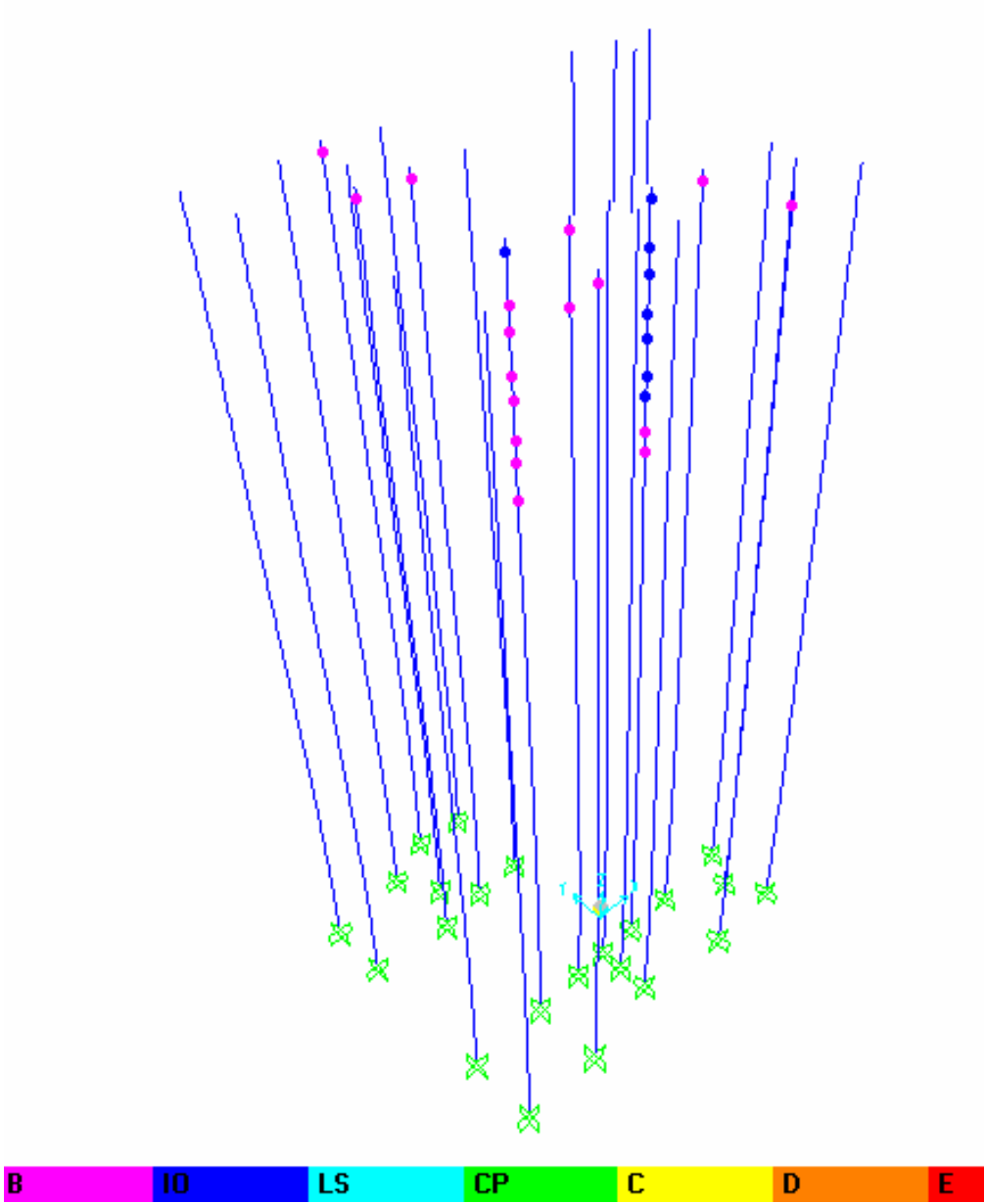
Fuente. Los autores

Figura 38. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 5



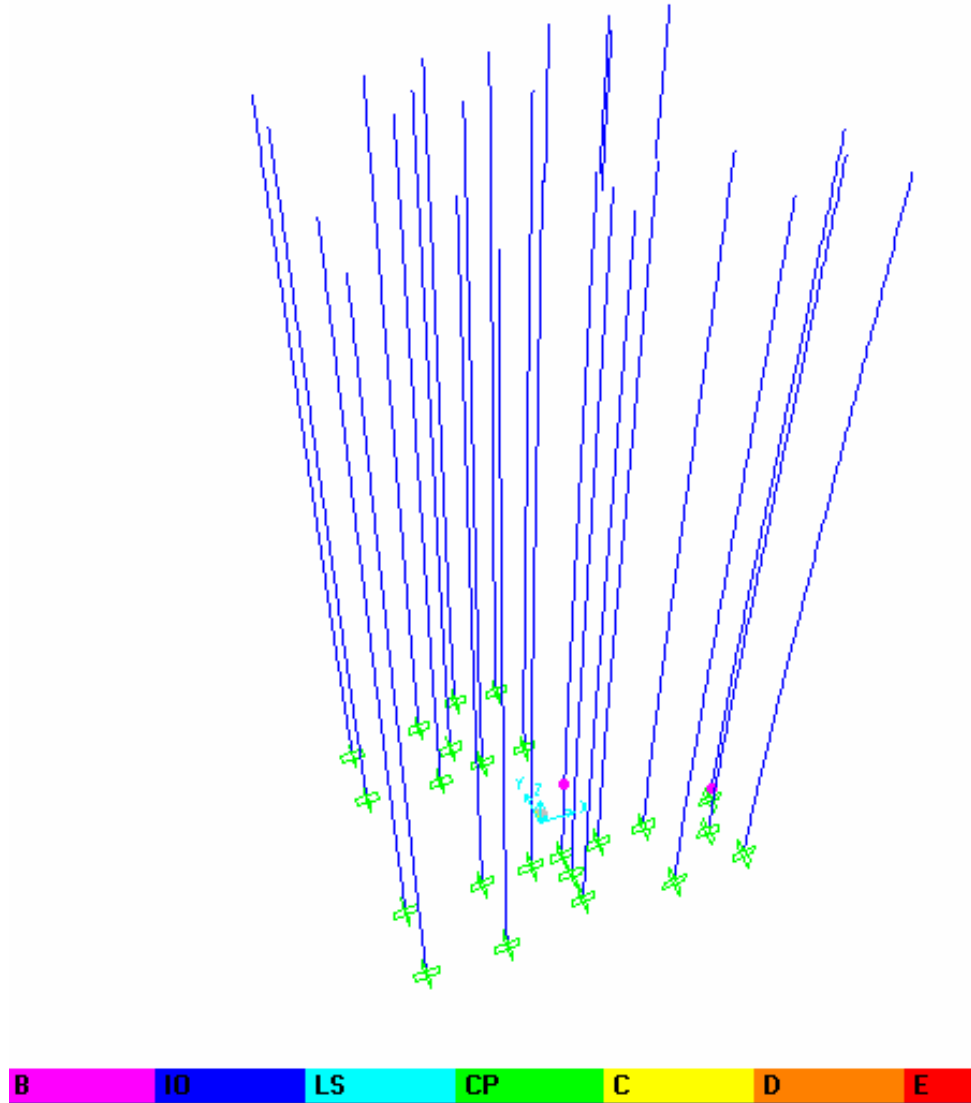
Fuente. Los autores

Figura 39. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección X del Edificio 6



Fuente. Los autores

Figura 40. Estado de rotulación en el punto de desempeño en dirección Y del Edificio 6



Fuente. Los autores

3.1.3 Nivel de Comportamiento Estructural. Se indica el nivel de comportamiento estructural de las edificaciones en el cual es asignado después del análisis Pushover.

Tabla 12. Nivel de comportamiento estructural de los modelos

Modelo	Dirección Fuerte de la Estructura	Dirección del sismo	Nivel de Comportamiento Estructural
Edificio 1	X	X	›E
	X	Y	›E
Edificio 2	X	X	›E
	X	Y	›E
Edificio 3	X	X	NP
	X	Y	NP
Edificio 4	Y	X	NP
	Y	Y	CP-C
Edificio 5	Y	X	BI-O
	Y	Y	A-B
Edificio 6	Y	X	IO-LS
	Y	Y	B-IO

Fuente. Los autores

3.1.4 Comportamiento de los parámetros.

Tabla 13. Comportamiento de los parámetros de los modelos en dirección X

Nombre Modelo	#. de Pisos	Dirección Fuerte de la estructura	Altura de entrepiso (m)	Periodo fundamental (seg.)	Cortante Basal (KN)	Δ_{max} (cm)	Nivel de Compor.	Rótulas
Edificio 1	19	X	2.45	1.198	5607.608	9.32	›E	1022
Edificio 2	10	X	2.37	0.733	10349.56	4.28	›E	1056
Edificio 3	13	X	2.6	0.794	10261.30	6.74	NP	1190
Edificio 4	15	Y	2.52	1.0932	5210.92	2.78	NP	2380
Edificio 5	11	Y	2.5	1.8182	5202.602	8.87	B-IO	488
Edificio 6	18	Y	2.52	0.6324	4011.058	13.42	IO-LS	752

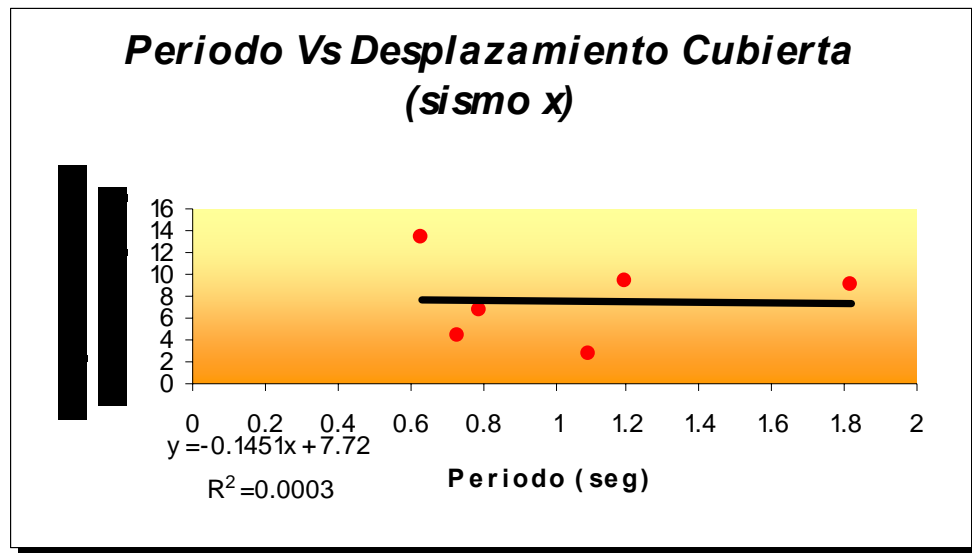
Fuente. Los autores

Tabla 14. Comportamiento de los parámetros de los modelos en dirección Y

Nombre Modelo	#. de Pisos	Dirección Fuerte de la estructura	Altura de entrepiso (m)	Periodo fundamental (seg.)	Cortante Basal (KN)	Δ_{max} (cm)	Nivel de Compor.	Rótulas
Edificio 1	19	X	2.45	4.89	2526.179	16.10	>E	1022
Edificio 2	10	X	2.37	1.542	7129.824	9.321	>E	1056
Edificio 3	13	X	2.6	1.187	2793.39	2.93	NP	1190
Edificio 4	15	Y	2.52	1.3426	16680.58	16.89	CP-C	2380
Edificio 5	11	Y	2.5	0.2610	6069.657	0.521	A-B	488
Edificio 6	18	Y	2.52	2.04	4179.812	13.84	B-IO	752

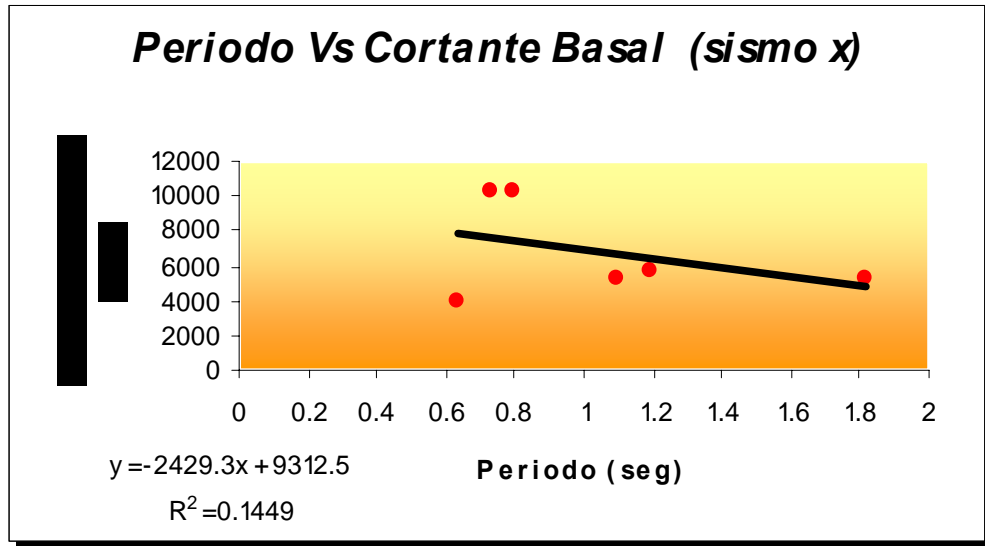
Fuente. Los autores

Figura 41. Comportamiento del desplazamiento de cubierta vs. Periodo de las edificaciones (Sismo X)



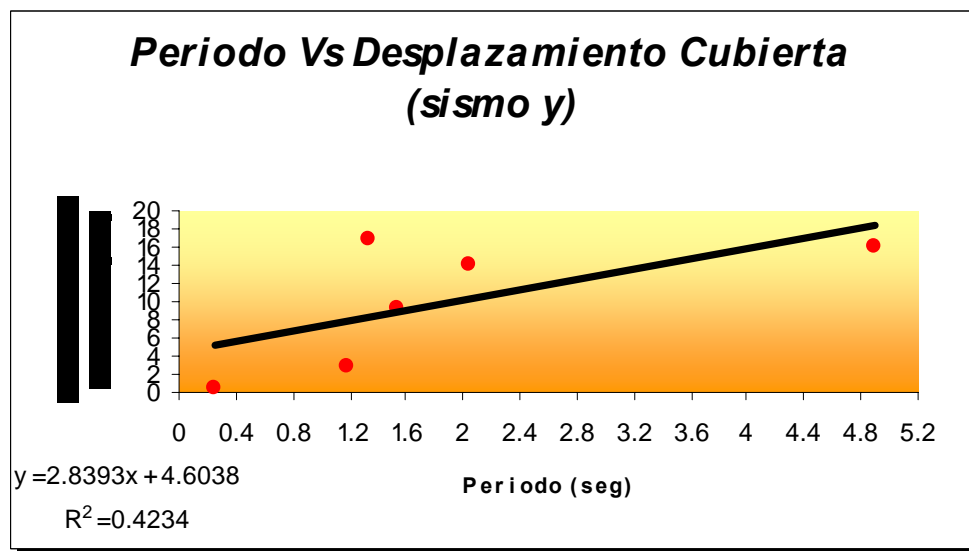
Fuente. Los autores

Figura 42. Comportamiento del Cortante Basal vs. Periodo de las edificaciones (Sismo X)



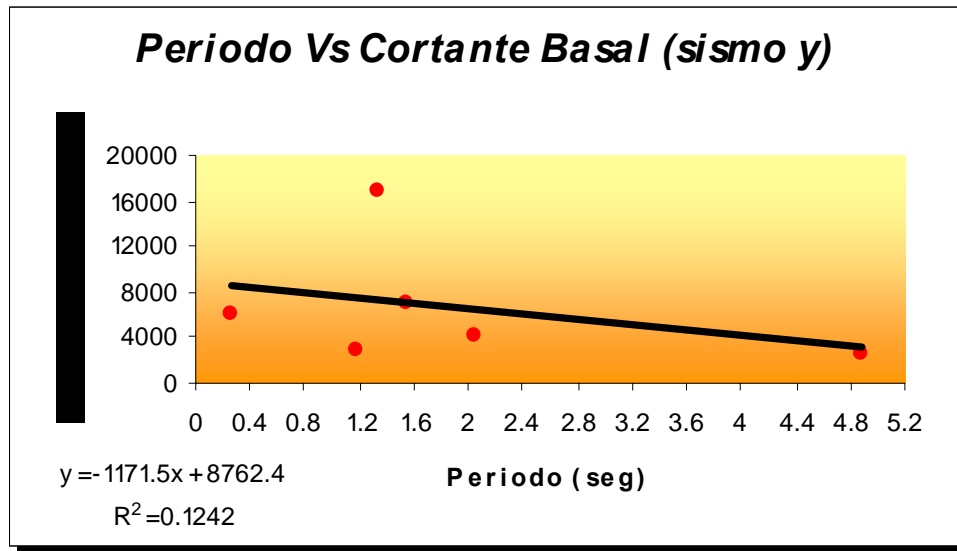
Fuente. Los autores

Figura 43. Comportamiento del desplazamiento de cubierta vs. Periodo de las edificaciones (Sismo Y)



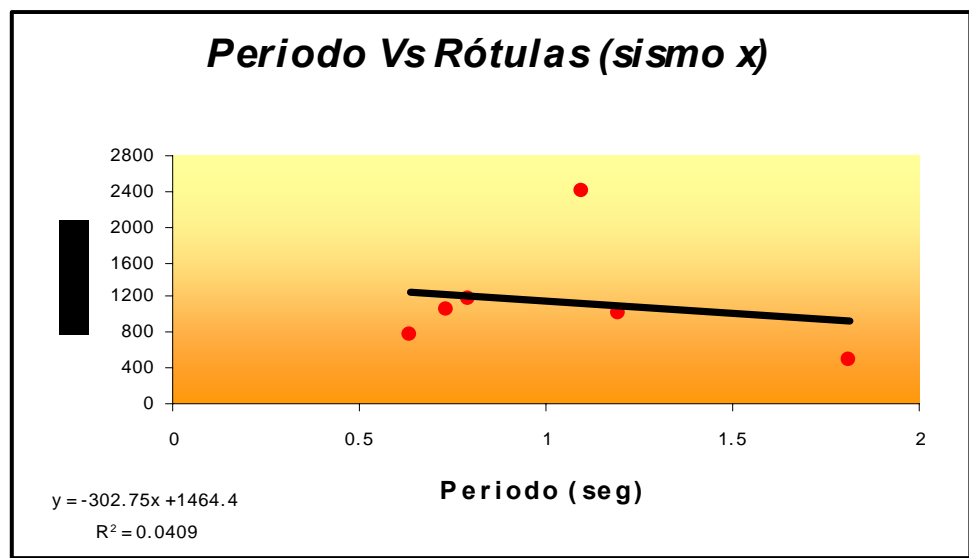
Fuente. Los autores

Figura 44. Comportamiento del Cortante Basal vs. Periodo de las edificaciones (Sismo Y)



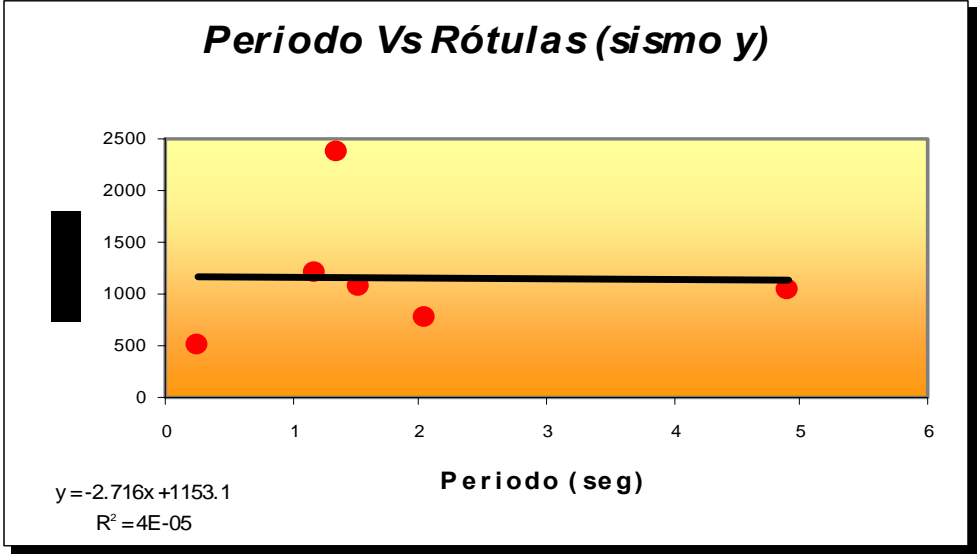
Fuente. Los autores

Figura 45. Comportamiento del estado de rotulación vs. periodo de las edificaciones (sismo X)



Fuente. Los autores

Figura 46. Comportamiento del estado de rotulación vs. periodo de las edificaciones (sismo Y)



Fuente. Los autores

CONCLUSIONES

Respecto a las Edificaciones estudiadas

Las estructuras estudiadas en este trabajo cumplen, únicamente en el caso de las edificaciones 5 y 6, tanto en la dirección X como en Y, las condiciones de seguridad y funcionalidad enmarcadas en los principios de los niveles de comportamiento para un buen diseño estructural, debido a que los resultados obtenidos para ambas edificaciones presentan niveles de comportamiento definidos como niveles seguros para las personas, donde después de ocurrir un sismo, el estado final de la edificación no pone en peligro la vida de las personas.

El estado final de las demás edificaciones, para cada punto de comportamiento, describe un diseño deficiente más allá de los límites elásticos, pues las estructuras en los casos de los modelos 1 y 2, muestran, en ambas direcciones, estados de comportamiento en los cuales parte de la estructura ha colapsado, poniendo en inminente riesgo la vida de los ocupantes y transeúntes, y afectando gravemente la funcionalidad de la edificación, haciéndola inservible y económicamente inadmisible su reparación.

Los resultados obtenidos en los modelos 3, en dirección X y Y, y 4 en la dirección X, no presentan niveles de comportamiento, lo cual nos indica que las edificaciones o parte de éstas, en dichas direcciones, han colapsado antes de estar sometidas bajo la acción de la demanda sísmica, dejando en claro su baja capacidad estructural para soportar éste tipo de solicitaciones. Por el contrario se puede evidenciar que, el modelo 4 en la dirección Y, posee un diseño estructural del cual se obtiene un nivel de comportamiento estructural que involucra el peligro contra la vida de las personas, pues varios de los elementos estructurales están a

punto de colapsar, sin embargo, el sistema de la estructura sigue soportando las fuerzas gravitacionales impidiendo de este modo su colapso total.

El análisis estático no lineal Pushover es un método de análisis sísmico de fácil aplicación pero no permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación en el tiempo.

Ante la ocurrencia de un sismo en la dirección más rígida de la edificación, los primeros elementos en desarrollar rótulas plásticas, generando una redistribución de esfuerzos, son aquellos muros de carga que aportan la mayor rigidez al sistema. Lo anterior es evidenciado en el edificio 1 en los muros M20-M33 y en el edificio 2 en el muro MG1.

La ocurrencia de un sismo de manera ortogonal a la dirección más rígida de la edificación genera rotulación en los muros de carga de menor rigidez ubicados en los últimos pisos a causa de la insuficiencia en el refuerzo estructural de los mismos y a la presencia de desfases verticales, Como en los edificios 1, 2, 5 y 6.

Las edificaciones cuyo diafragma presenta discontinuidades o aberturas significativas, como aberturas o huecos, presentan insuficiencia para redistribuir la carga horizontal generada por un movimiento telúrico de un elemento estructural dañado a elementos que no han sufrido daño alguno, como en el edificio 2 y 3.

Las edificaciones cuya configuración en planta presenta longitudes mucho mayores a su ancho presentan dificultad para responder como una unidad a las sollicitaciones sísmicas lo cual fue evidenciado en la no obtención de un punto de comportamiento, Como se observó en el edificio 4.

La concentración de rigidez en las edificaciones y la ubicación de muros de rigidez de manera colineal generan grandes efectos torsores que causan graves daños en la estructura, como se evidencia en el edificio 4.

Las edificaciones con una distribución de muros predominante en una única dirección presentan una vulnerabilidad alta generada por la falta de rigidez en la otra dirección, como se observó en los edificios 2 y 4.

Las edificaciones con cambios de alineación en el sistema estructural de muros en dirección vertical son altamente vulnerables como en los edificios 1 y 2.

Las edificaciones en sistema estructural de muros que se comportan de una mejor manera ante las cargas sísmicas son las que presentan simetría en planta y uniformidad del sistema estructural en altura, como se evidencia en el edificio 5.

Respecto al proyecto de grado

La aplicación de elementos Tipo frames para realizar un modelo de análisis sísmico de una edificación cuyo sistema estructural está compuesto básicamente por muros estructurales (elementos tipo shells), es técnicamente aceptable. Un análisis sísmico realizado independientemente a un modelo de una edificación con elementos Tipo frames y shells proporciona resultados significativamente similares, tanto en su periodo fundamental de vibración como en cada una de sus derivadas, lo cual nos demuestra que, los resultados que se puedan obtener a partir de la realización de un análisis sísmico no lineal empleando elementos tipo Frames en representación de elementos Shells, son confiables y por lo tanto aceptables.

El análisis Pushover nos proporciona resultados importantes referentes a la curva de capacidad, propiedad de la estructura, la cual nos brinda información acerca de

la rigidez inicial y después del sismo, de la resistencia de la estructura, del daño estructural ocasionado hasta el colapso final para las distintas edificaciones.

Es importante recalcar, que las edificaciones previamente estudiadas, fueron diseñadas y construidas después del año 1998, por lo cual el diseño estructural considera las especificaciones y recomendaciones establecidas en la NSR-98. Los resultados obtenidos en este trabajo no tienen como fin calificar, en lo absoluto, la calidad del diseño estructural, pues el método empleado para el diseño de estas edificaciones no tiene en cuenta en su análisis, el comportamiento estructural más allá de los límites elásticos, tal y como lo hace un diseño estructural usando un método de análisis no lineal.

El uso de este tipo de análisis no lineal, como lo es el método pushover, es significativo a la hora de realizar rehabilitaciones estructurales a edificios construidos en muros estructurales, pues este método predice la localización de las rótulas plásticas en los muros.

RECOMENDACIONES

Se recomienda seguir la investigación de los modelos expuestos a través de otras metodologías de análisis dinámico que permitan el conocimiento de la variación de cualquier respuesta de la edificación en el tiempo.

Se debe generar un modelo de evaluación y distribución de masa más detallado con el fin de obtener resultados de comportamiento más confiables.

Es necesario realizar más estudios sobre edificaciones construidas en muros estructurales utilizando otros métodos de análisis no lineales, ya sean dinámicos o estáticos que consideren en el análisis no solo el primer modo de vibración de la estructura.

Se recomienda la realización de estudios de investigación tendientes a la rehabilitación estructural de edificaciones construidas en muros estructurales mediante la aplicación del método Pushover.

Es necesario cuestionar la filosofía del diseño estructural actual en donde, por diversas razones, no se tiene en cuenta el comportamiento sísmico no lineal como factor clave para el diseño sísmico de los componentes del sistema estructural, en el cual se garantice un nivel de comportamiento estructural donde no se afecte y ponga en riesgo la vida de las personas al momento de la ocurrencia de un sismo considerable.

BIBLIOGRAFIA

ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. Redwood City, California, USA 1996.

BUNGALE S. TARANATH. (2005); "Wind and Earthquake Resistant Buildings" Structural analysis and design, Integrated Design Services, Inc; Irvine, California.

CHOPRA K. A. Y GOEL R. K. (2001); A Modal Pushover Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation; PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley.

CHOPRA K. A. (2001); Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering; University of California at Berkeley; Prentice Hall: New Jersey.

DIPASCUALE, E., JU, J., CAKMAK, A. (1990); "Relation between Global Damage Indices and Local Stiffness Degradation". Journal of Structural Engineering, ASCE 116(5), p. 1440-1456.

FEMA 273, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

FEMA 274, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Comentario on the Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety, Council USA 1997.

FEMA 356, ASCE (American Society of Civil Engineers) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C. Federal Emergency Management Agency. USA 2000.

GÓMEZ, Ivan; RODRÍGUEZ, Eder. (2006); Generación de funciones de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada de baja altura utilizando técnicas de Simulación, Tesis de Grado. Pg 57.

ISARD-Información Sísmica Automática Regional de Daños www.isard.brgm.fr
http://isard.brgm.fr/encyclopedique.php3?lang=es&id_rubrique=11

LOZANO, Jesús, ALSINA, Jorge Mario (2006); “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporricadas de hormigón reforzado entre 3 y 8 pisos en la zona 2 de la ciudad de Bucaramanga” Tesis de grado.

MALDONADO Esperanza, CHIO Gustavo, Análisis Sísmico de Edificaciones, Ediciones UIS, Bucaramanga 2004.

MORA Mauricio, VILLALBA Jesús. (2005); “Análisis sísmico inelástico y cálculo de Índices de daño en una edificación de mediana altura utilizando diferentes metodologías” Tesis de grado.

NILSON H. Artur, WINTER George. Diseño de Estructuras de Concreto, 11ª Edición, McGraw Hill, Bogota, Colombia. 1994.

NSR – 98, Norma Sismo Resistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogota Colombia. 1998.

PAULAY, T; PRIESTLEY, M. (1992;. “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings” John Wiley & Son, Inc.

PARK, Y. J., ANG, A. H. WEN Y.K. (1987a). "Damage-limiting aseismic design of buildings", Earthquake Spectra, 3 (1), Pg. 1-26.

SOFINA MELONE, Salvador. (2003); "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico" Universidad Politécnica de Cataluña. Capítulo 5, Pg 45-48.

YÉPEZ MOYA, Fabricio. Memoria de tesis doctoral Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Estructuras aplicando Técnicas de Simulación. Barcelona, Julio de 1996.

ANEXOS

Anexo A. Modelamiento estructural de una edificación utilizando elementos tipo Frames y Shells

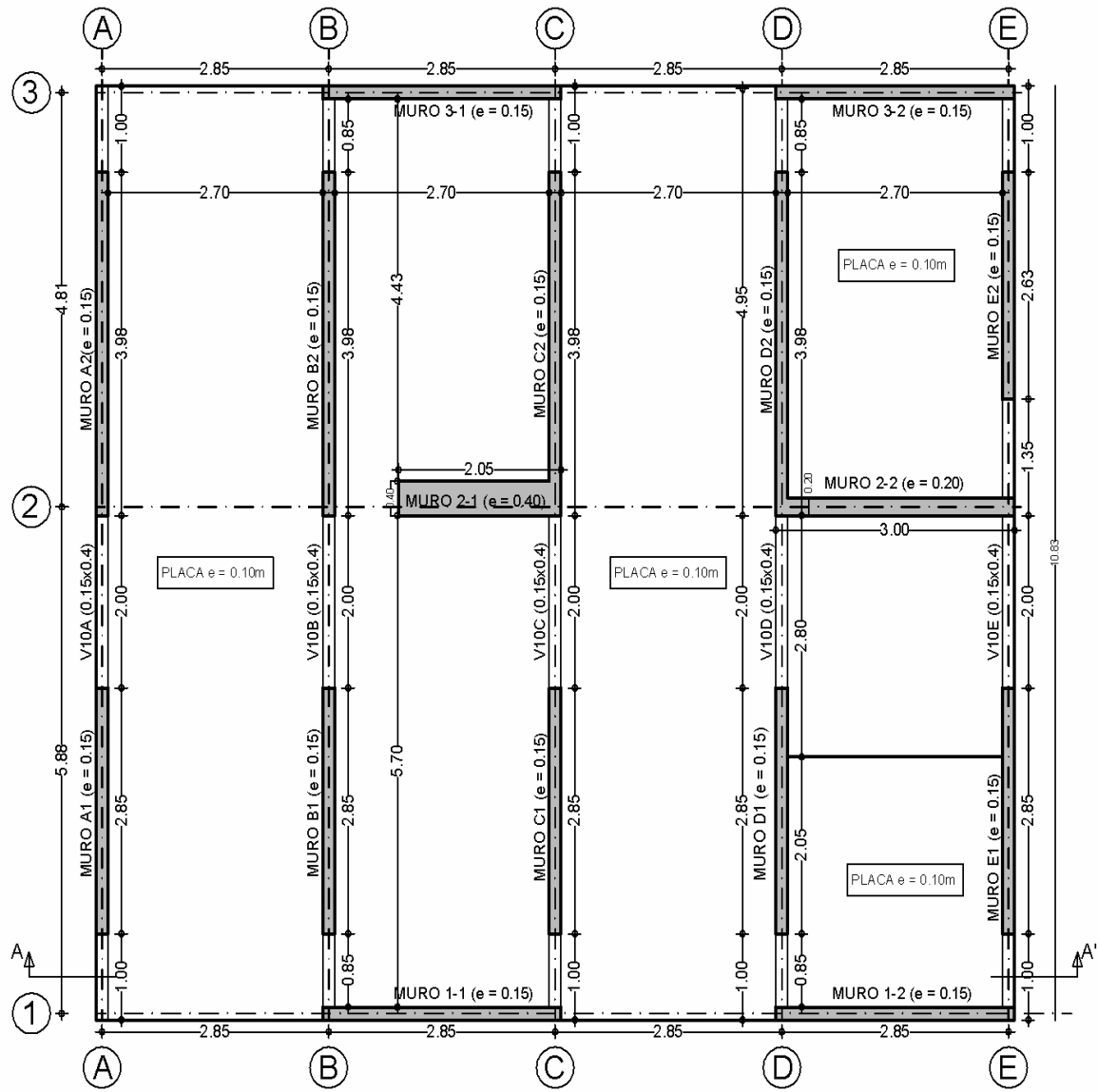
A.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Como se mencionó en el numeral 2.3.1, el uso de elementos tipo frames para el modelamiento de edificaciones compuestas con muros estructurales es técnicamente viable, pues los resultados obtenidos no presentan diferencias considerables que imposibiliten una interpretación adecuada de los resultados obtenidos. A tal fin, se presenta a continuación un análisis de una edificación de 5 niveles, modelada con elemento tipo frames y shells, detallando y comparando sus respectivos resultados.

Tabla A.1 Ficha Técnica la edificación A

DESCRIPCIÓN GENERAL MODELO No. A 1	
Nombre	Edificio A
Numero de Pisos	5
Altura de entrepiso (m)	Nivel1: 3.5 y Nivel 2-5: 2.6
Año de Construcción	-----
Tipo de Uso	Vivienda
Área Construida (m²)	117.10
Placa	maciza e = 0.10m
Sistema de resistencia sísmica	muros estructurales
Especificaciones de los materiales	f'c: 21 Mpa Para todos los niveles
	f'y: 420 Mpa

Figura A.1 Configuración en planta Edificio A



A.2 EVALUACIÓN DE CARGAS

Tabla A.2 Evaluación de cargas sin mayoral para un entrepiso tipo.

MURO	AREA AFERENTE (m ²)	ESPESOR PLACA (m)	CARGA MUERTA D (KN)	CARGA VIVA L (KN)
A1	7.28	0.1	$24 \times 7.28 \times 0.1 + 1.5 \times 7.28 = 28.39$	$1.8 \times 7.28 = 13.10$
B1	13.82	0.1	$24 \times 13.82 \times 0.1 + 1.5 \times 13.82 = 53.91$	$1.8 \times 13.82 = 24.88$
C1	13.82	0.1	$24 \times 13.82 \times 0.1 + 1.5 \times 13.82 = 53.91$	$1.8 \times 13.82 = 24.88$
D1	11.39	0.1	$24 \times 11.39 \times 0.1 + 1.5 \times 11.39 = 44.43$	$1.8 \times 11.39 = 20.51$
E1	4.58	0.1	$24 \times 4.58 \times 0.1 + 1.5 \times 4.58 = 17.84$	$1.8 \times 4.58 = 8.24$
A2	8.97	0.1	$24 \times 8.97 \times 0.1 + 1.5 \times 8.97 = 34.98$	$1.8 \times 8.97 = 16.15$
B2	17.04	0.1	$24 \times 17.04 \times 0.1 + 1.5 \times 17.04 = 66.47$	$1.8 \times 17.04 = 30.68$
C2	17.04	0.1	$24 \times 17.04 \times 0.1 + 1.5 \times 17.04 = 66.47$	$1.8 \times 17.04 = 30.68$
D2	15.66	0.1	$24 \times 15.66 \times 0.1 + 1.5 \times 15.66 = 61.06$	$1.8 \times 15.66 = 28.18$
E2	7.47	0.1	$24 \times 7.47 \times 0.1 + 1.5 \times 7.47 = 29.13$	$1.8 \times 7.47 = 13.45$
			Σ	Σ
			456.59	210.73

Tabla A.3 Especificaciones técnicas de materiales según la NSR-98.

Especificaciones NSR-98		
Acabados	1.5	KN/m ²
Carga Viva	1.8	KN/m ²
γ Concreto	24	KN/m ³

La tabla A.2 muestra en detalle el procedimiento que se utilizó para calcular las cargas de las edificaciones que se usaron en ésta investigación. Como se puede apreciar, se considera que, solamente los muros principales de la edificación son los que toman la carga de la placa, y los muros ortogonales sólo se cargan con su propio peso. Las cargas que se definen para cada muro, tanto viva como muerta, son introducidas en el Software SAP2000 tal y como se explica en los numerales 2.3.1.6 y 2.3.1.7. El peso propio de los muros lo tiene en cuenta el programa definiendo un factor de multiplicación de peso o **Self weight multiplier** igual a 1 en la opción **Define -> Load Cases**. Así mismo, los factores de mayoración de carga se introducen en el programa al momento de definir las cargas en **Define -> Analisis Cases** cambiando los respectivos factores de multiplicación.

EL procedimiento empleado para modelar las estructuras se detalla en el numeral 2.3. A continuación se muestran los modelos elaborados en elementos tipo frames y shells.

A.3 MODELO CON ELEMENTOS TIPO FRAMES

En el programa SAP2000 se ensambla la edificación mostrada en la figura A.2 utilizando elementos tipo Frames. Las dimensiones y especificaciones de los materiales se definen en el modelo tal y como se explica el numeral 2.3.

Figura A.2 Edificio compuesto por elementos Frames en 3D

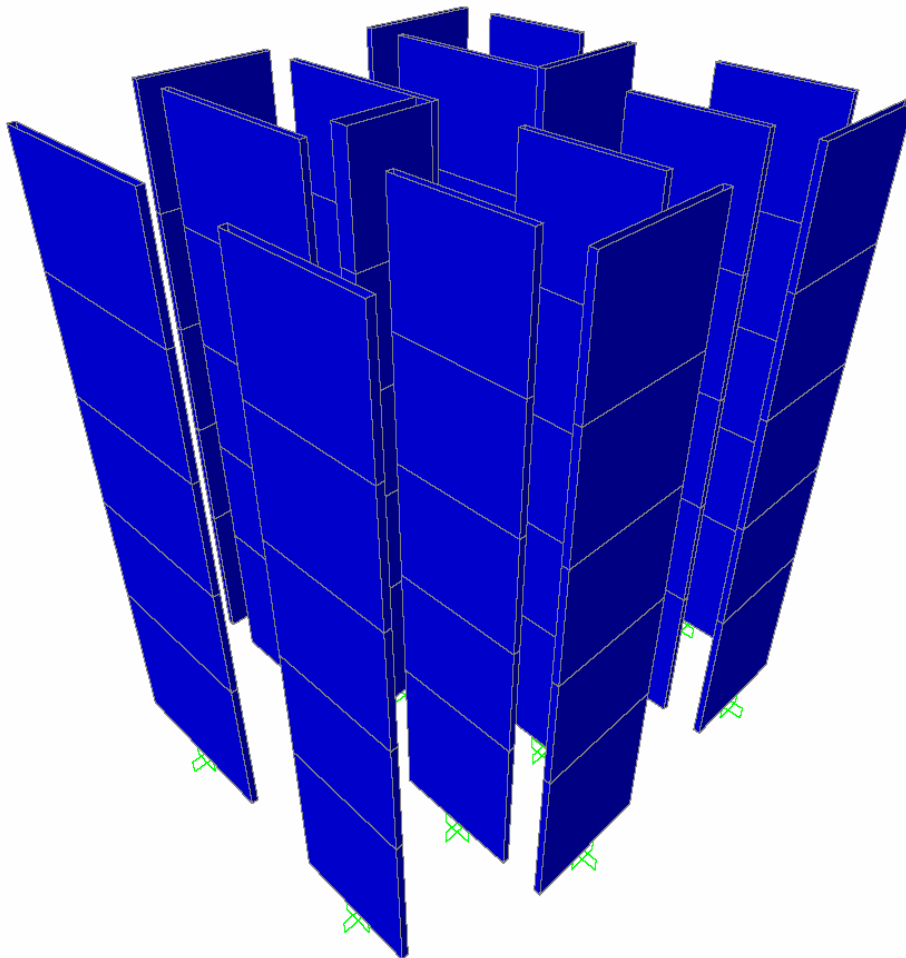
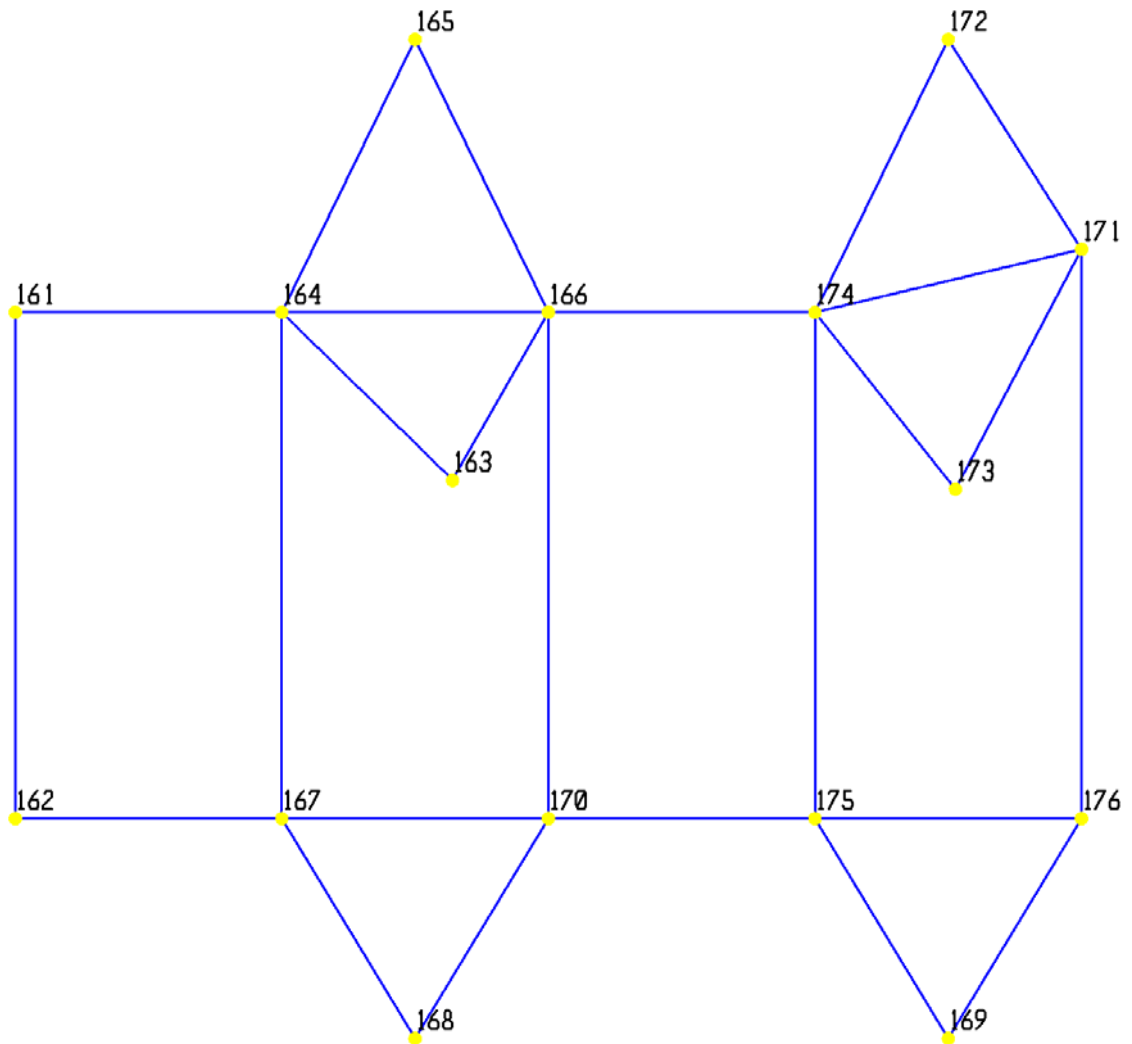
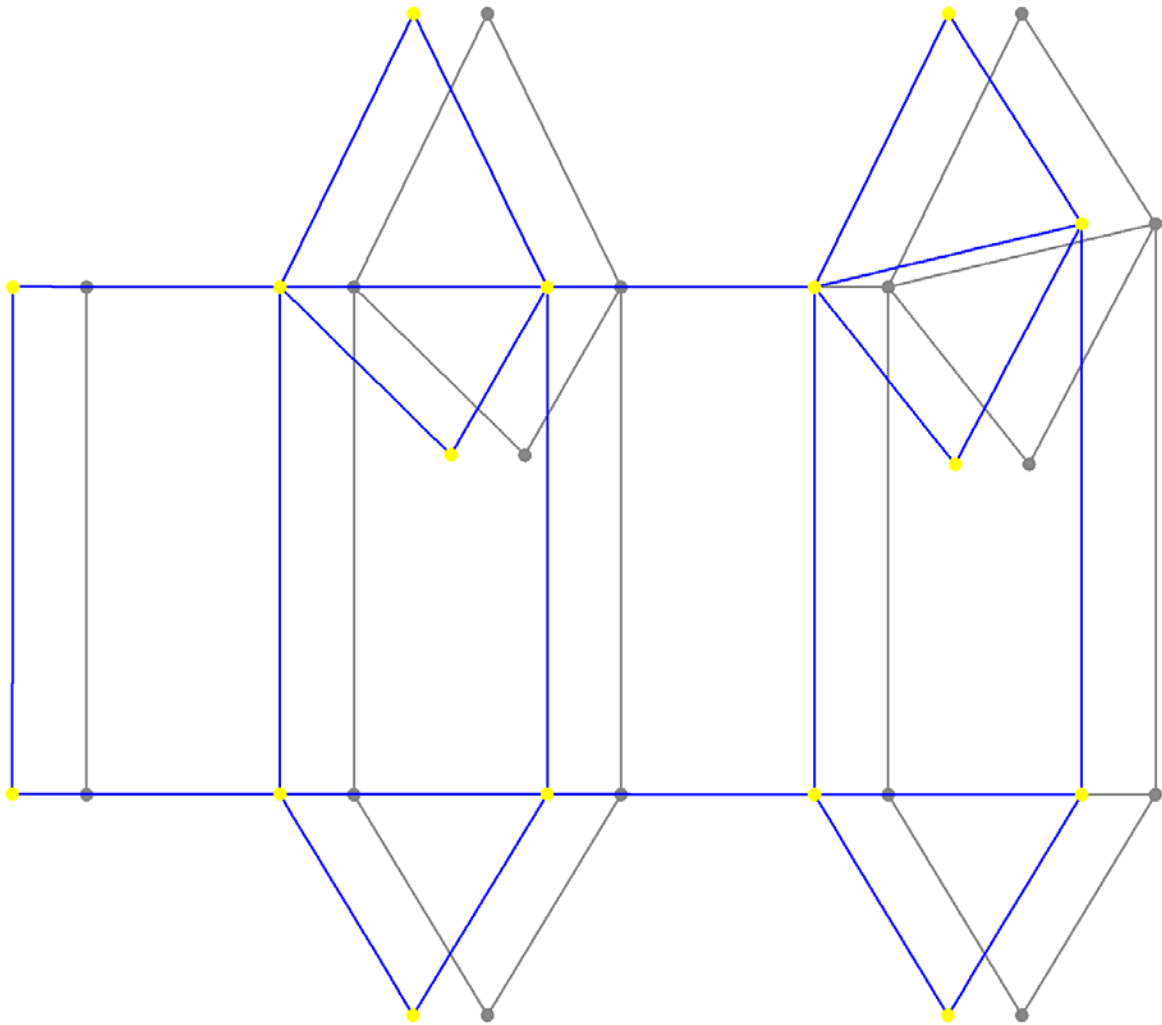


Figura A.3 Planta cubierta (N +14.0 m) modelada con Frames en SAP2000



La figura A.3 corresponde al modelo construido en SAP2000 de la planta de cubierta (N + 14 m) del edificio A.1 con elementos tipo Frames. En ésta gráfica se define una nomenclatura para los nodos, que corresponden al centroide de cada muro de la cubierta, con el fin de comparar los desplazamientos obtenidos en éste modelo con los desplazamientos obtenidos para éste mismo entrepiso usando elementos tipo Shells.

Figura A.4 Desplazamiento en Planta de la cubierta para el primer periodo de vibración con elementos frames.



En la figura A.4, la gráfica azul corresponde al desplazamiento del entrespacio de la cubierta N+ 14m, ocasionado por el primer modo de vibración de la edificación, que es el que mayor masa de participación aporta con un coeficiente modal de participación igual a 72.47% en la dirección x. La gráfica gris muestra la planta de la cubierta sin deformar.

A.4 PERIODOS DE VIBRACIÓN

Una vez se corre el modelo de la edificación en el software, se obtienen los siguientes periodos de vibración de la edificación.

Tabla A.4 Periodo de vibración para modelo A.1 usando elementos Frames.

Modo de vibración	Periodo	Frecuencia
	Segundos	Cic/seg
1	0.316675	3.16E+00
2	0.227686	4.39E+00
3	0.200407	4.99E+00
4	0.061264	1.63E+01
5	0.043978	2.27E+01
6	0.038837	2.57E+01
7	0.032143	3.11E+01
8	0.031627	3.16E+01
9	0.030746	3.25E+01
10	0.03034	3.30E+01
11	0.029926	3.34E+01
12	0.029652	3.37E+01

A.5 REACCIÓN EN LA BASE

En la tabla A.5 se muestran las fuerzas f_x , f_y y f_z en la base de la edificación para los diferentes casos de carga.

Tabla A.5 Fuerzas en la base de la edificación.

CASO	Modo de vibración	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
		KN	KN	KN
DEAD		3.33E-14	-8.33E-14	6913.916
MODAL	1	7256.212	-9.832	-0.331
MODAL	2	11.047	-11500.471	7.062
MODAL	3	67.552	10376.006	-5.471
MODAL	4	-105460.097	-100.682	-24.552
MODAL	5	-1084.159	170575.674	767.881
MODAL	6	1386.626	150848.083	916.393
MODAL	7	-36.884	-404.498	352264.929
MODAL	8	117.531	-37.423	-10950.515
MODAL	9	38.433	848.22	-441841.734
MODAL	10	-345.022	-265.042	70477.859
MODAL	11	272.241	404.757	-228288.78
MODAL	12	330.632	238.628	232295.137
VIVA		1.89E-14	-4.59E-14	1791.375

A.6 DESPLAZAMIENTOS EN LA CUBIERTA

En la siguiente tabla se indican los desplazamientos calculados para el entrepiso que corresponde a la cubierta (N+14m) de la edificación.

Los nodos previamente mostrados, corresponden a los centroides de los muros de éste entrepiso, por lo tanto su desplazamiento es el que concierne al desplazamiento del muro en éste nivel. Para ejemplos prácticos de comparación, sólo se toman los desplazamientos causados por el primer modo de vibración de la estructura.

Tabla A.6 Desplazamientos de los nodos la cubierta para el modelo con elementos frames.

NODO	CASO DE	MODO DE	X	Y	Z
Número	ANÁLISIS	VIBRACIÓN	m	m	m
161	MODAL	1	-0.078602	0.00043	-0.000264
162	MODAL	1	-0.078898	0.00043	-0.000291
163	MODAL	1	-0.0787	0.000174	-3.17E-06
164	MODAL	1	-0.078602	0.000274	-0.000061
165	MODAL	1	-0.078442	0.000196	-6.68E-07
166	MODAL	1	-0.078602	0.000118	0.000084
167	MODAL	1	-0.078898	0.000274	-0.000024
168	MODAL	1	-0.079027	0.000196	4.44E-07
169	MODAL	1	-0.079027	-0.000116	-6.11E-06
170	MODAL	1	-0.078898	0.000118	0.000035
171	MODAL	1	-0.078565	-0.000194	0.000431
172	MODAL	1	-0.078442	-0.000116	-0.000027
173	MODAL	1	-0.078705	-0.00012	0.000031
174	MODAL	1	-0.078602	-0.000038	-0.000048
175	MODAL	1	-0.078898	-0.000038	0.000108
176	MODAL	1	-0.078898	-0.000194	0.000179

A.7 MODELO CON ELEMENTOS TIPO SHELLS

De la misma manera que se construyó el modelo de la edificación con elementos tipo Frames, se elabora en el software la edificación mostrada en la figura A.5 utilizando ésta vez elementos tipo Shells.

Figura A.5 Edificio compuesto por elementos Shell en 3D

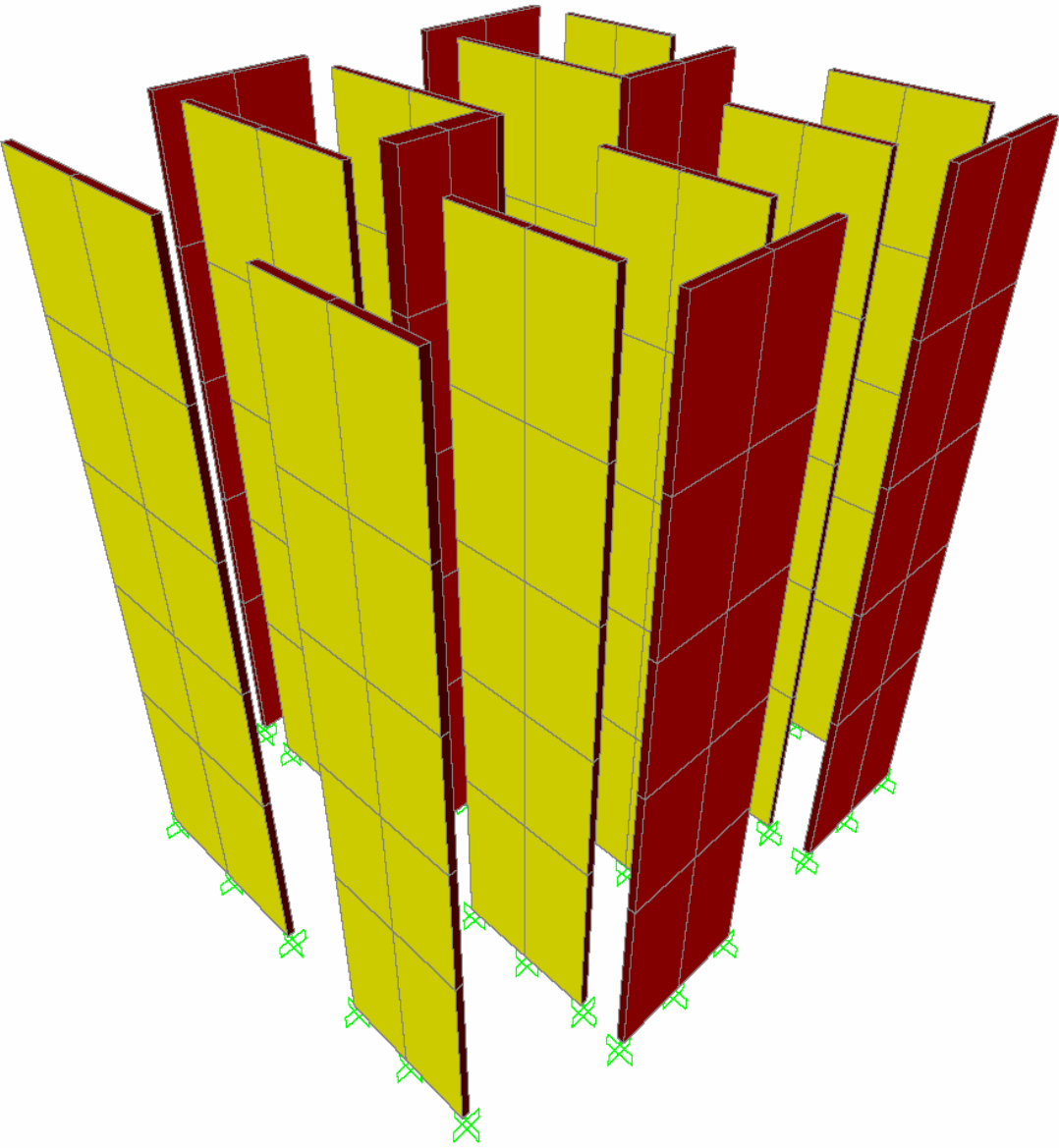
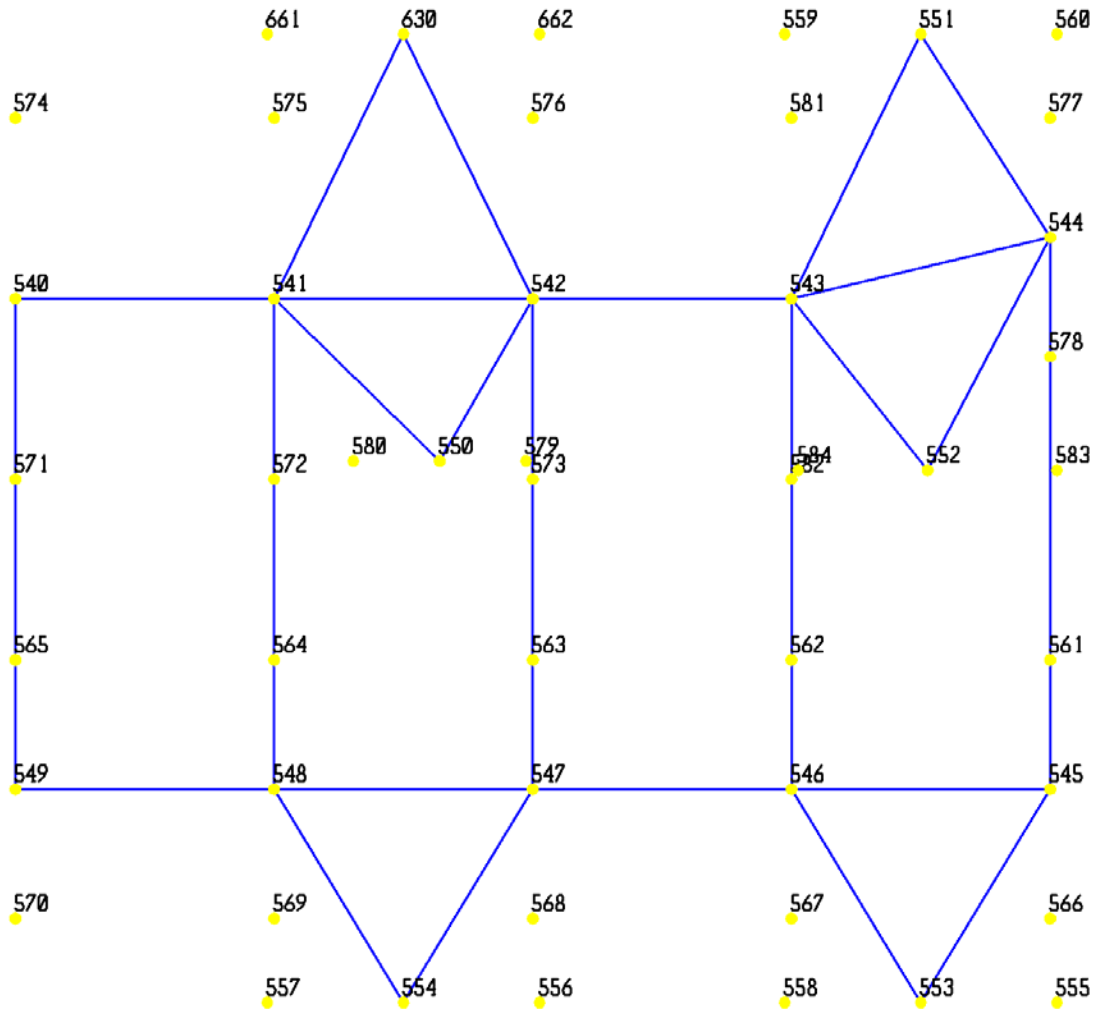
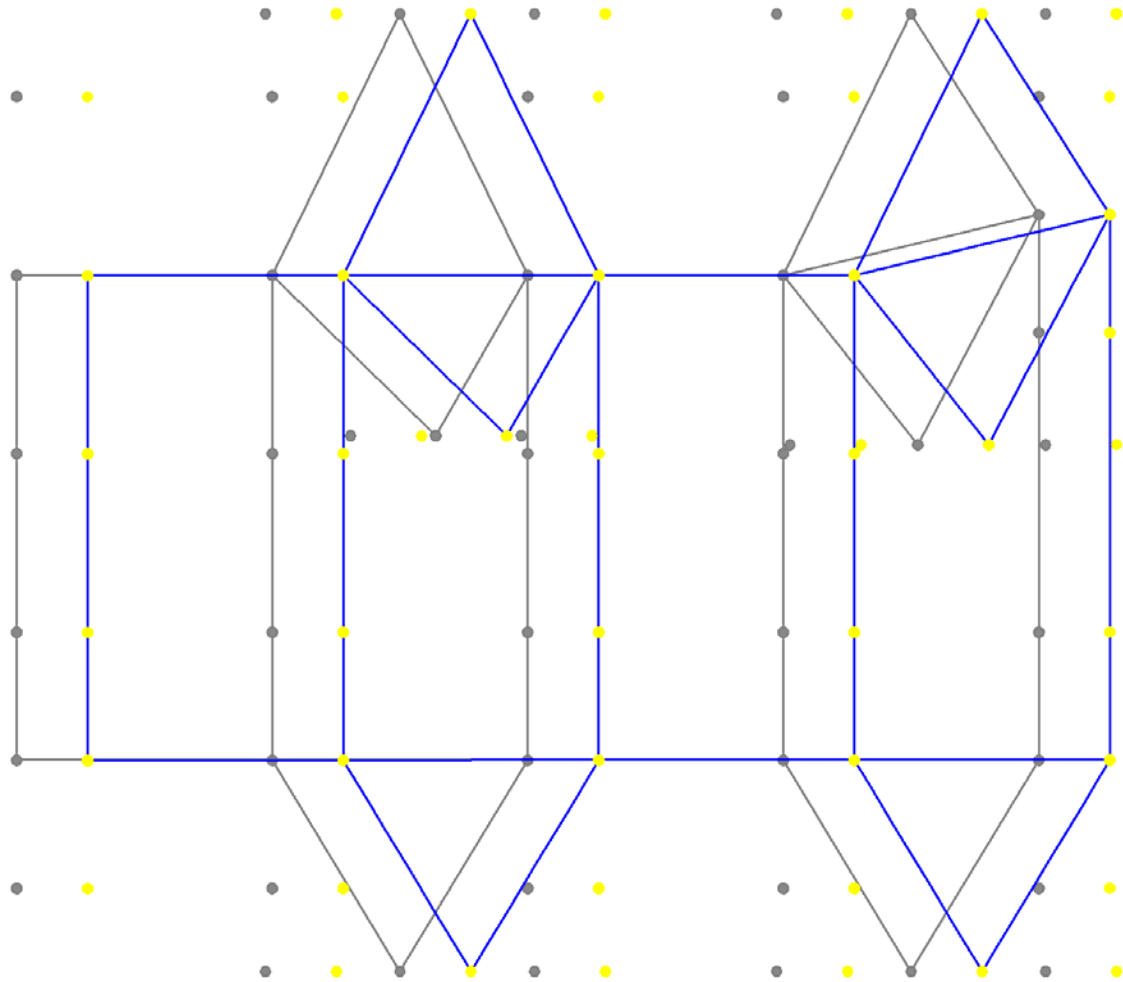


Figura A.6 Planta cubierta (N +14.0 m) modelada con Shells en SAP2000



La figura A.6 corresponde al modelo construido en SAP2000 de la planta de cubierta (N + 14 m) del edificio A.1 con elementos tipo Shells. En ésta gráfica los nodos que forman las uniones de los elementos corresponden a los centroides de los muros estructurales de la edificación. Los demás nodos hacen parte de la división del elemento shell que se definió al momento de asignar la sección y por tanto no se tiene en cuenta su desplazamiento al momento de compararlo con el desplazamiento obtenido en el modelo con Frames.

Figura A.7 Desplazamiento en Planta de la cubierta para el primer periodo de vibración con elementos shells.



En la figura A.7, la gráfica azul corresponde al desplazamiento del entrepiso de la cubierta N+ 14m, ocasionado por el primer modo de vibración de la edificación, que es el que mayor masa de participación aporta con un coeficiente modal de participación igual a 71.18% en la dirección x. La gráfica gris muestra la planta de la cubierta sin deformar.

A.8 PERIODOS DE VIBRACIÓN

Los periodos de vibración obtenidos mediante el análisis del modelo en shells se muestran en la tabla A.7

Tabla A.7 Periodo de vibración para modelo A.1 usando elementos Shells.

Modos de Vibración	Periodo	Frecuencia
	Segundos	Cic/seg
1	0.31721	3.15E+00
2	0.216249	4.62E+00
3	0.186918	5.35E+00
4	0.056667	1.76E+01
5	0.040614	2.46E+01
6	0.036074	2.77E+01
7	0.031424	3.18E+01
8	0.03097	3.23E+01
9	0.030093	3.32E+01
10	0.029769	3.36E+01
11	0.029449	3.40E+01
12	0.029204	3.42E+01

A.9 REACCIÓN EN LA BASE

En la tabla A.8 se muestran las fuerzas f_x , f_y y f_z en la base de la edificación para los diferentes casos de carga.

Tabla A.8 Fuerzas en la base de la edificación A.

CASO	Modo de	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
	Vibración	KN	KN	KN
DEAD		-6.29E-13	-1.07E-12	6913.919
MODAL	1	-7166.967	4.649	0.178
MODAL	2	12.646	-10373.144	4.051
MODAL	3	-35.277	-15350.709	0.29
MODAL	4	-121406.028	-140.76	-18.051
MODAL	5	1277.475	-180109.666	-178.804
MODAL	6	1250.192	193546.832	-2184.876
MODAL	7	11.964	-9552.632	-450785.161
MODAL	8	-247.806	-717.316	22379.099
MODAL	9	40.416	12567.835	-356333.868
MODAL	10	201.751	-371.865	-89167.794
MODAL	11	-118.084	-599.362	-308660.684
MODAL	12	248.373	98.422	111182.364
VIVA		-2.93E-14	-3.38E-13	1791.375

A.10 DESPLAZAMIENTOS EN LA CUBIERTA

En la siguiente tabla se indican los desplazamientos calculados para el entrepiso que corresponde a la cubierta (N+14m) de la edificación, causados por el primer modo de vibración de la estructura.

Tabla A.9 Desplazamientos de los nodos la cubierta para el modelo con elementos shells.

NODO	CASO DE	MODO DE	X	Y	Z
Número	ANÁLISIS	VIBRACIÓN	m	m	m
540	MODAL	1	0.079217	-0.000204	0.000172
541	MODAL	1	0.079217	-0.000131	0.000056
542	MODAL	1	0.079217	-0.000057	-0.000085
543	MODAL	1	0.079217	0.000016	0.000051
544	MODAL	1	0.0792	0.00009	-0.000286
545	MODAL	1	0.079357	0.00009	-0.000146
546	MODAL	1	0.079357	0.000016	-0.000037
547	MODAL	1	0.079357	-0.000057	-0.000048
548	MODAL	1	0.079357	-0.000131	0.000029
549	MODAL	1	0.079357	-0.000204	0.000188
550	MODAL	1	0.079263	-0.000084	3.55E-06
551	MODAL	1	0.079142	0.000053	0.000024
552	MODAL	1	0.079266	0.000055	-0.000023
553	MODAL	1	0.079417	0.000053	0.00001
554	MODAL	1	0.079417	-0.000094	-1.30E-08
630	MODAL	1	0.079142	-0.000094	7.80E-07

A.11 PORCENTAJES DE ERROR

Tabla A.10 Porcentaje de error para los periodos de vibración.

Modos de Vibración	% Error
1	0.17
2	5.29
3	7.22
4	8.11
5	8.28
6	7.66
7	2.29
8	2.12
9	2.17
10	1.92
11	1.62
12	1.53

Tabla A.11. Porcentaje de error de los desplazamientos en la cubierta para el primer modo de vibración.

NODOS		MURO	CASO DE ANÁLISIS	MODO DE VIBRACIÓN	%Error X
FRAMES	SHELLS				
162	549	A1	MODAL	1	0.58
167	548	B1	MODAL	1	0.58
170	547	C1	MODAL	1	0.58
175	546	D1	MODAL	1	0.58
176	545	E1	MODAL	1	0.58
161	540	A2	MODAL	1	0.78
164	541	B2	MODAL	1	0.78
166	542	C2	MODAL	1	0.78
174	543	D2	MODAL	1	0.78
171	544	E2	MODAL	1	0.81
168	554	1.1	MODAL	1	0.49
169	553	1.2	MODAL	1	0.49
163	550	2.1	MODAL	1	0.72
173	552	2.2	MODAL	1	0.71
165	630	3.1	MODAL	1	0.89
172	551	3.2	MODAL	1	0.89

Anexo B. Niveles de Comportamiento

Un nivel de comportamiento describe un estado límite de daño para una edificación dada sometida bajo una sollicitación sísmica en particular. La condición limitante es establecida a partir de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y el funcionamiento de ésta después del sismo (ATC-40, 1996).

La propuesta del ATC-40 establece por separado una definición de los *niveles de comportamiento estructurales* y los *niveles de comportamiento para los elementos No estructurales*, de manera que su combinación nos define el *nivel de comportamiento de la edificación*. Para profundizar más acerca de la definición de cada uno de los niveles se recomienda al lector consultar el numeral 3.2. "Performance levels" del ATC-40, 1996. En nuestra investigación sólo se tuvo en cuenta el comportamiento de los elementos Estructurales para cada una de las edificaciones estudiadas.

A continuación se da una breve explicación de cada uno de los niveles de comportamiento descritos en el ATC-40.

B.1 Niveles de Comportamiento Estructurales:

Se denominan mediante la abreviación SP-n (Structural Performance, donde n es un número dado). Estos niveles describen los posibles daños sobre los componentes estructurales de la edificación y para tal fin, se clasifican tres estados de daños discretos: Ocupación inmediata, Seguridad de la vida y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: Daño controlado y seguridad limitada.

Ocupación Inmediata, SP-1: Describe un estado en el cual, después de acontecido el sismo, sólo han ocurrido daños estructurales muy limitados, el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado y conserva su características y capacidades iniciales. El peligro a la vida es despreciable y la edificación debería mantenerse funcionando completamente.

Daño Controlado, SP-2: Corresponde a un rango de daño que varía entre las condiciones de límite de ocupación inmediata y seguridad de la vida. La vida de los ocupantes no está en riesgo, la edificación presenta daños reparables.

Seguridad de la Vida, SP-3: Pueden haber ocurrido daños significativos en la estructura, no obstante la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Puede haber amenaza a la vida de las personas dentro y fuera de la edificación, sin embargo el riesgo de afectar a las personas es bajo. Se necesitan reparaciones estructurales extensas y costosas antes de la reocupación de la edificación.

Seguridad Limitada, SP-4: Especifica un rango de daño que varía entre la *Seguridad de la Vida* y la *Estabilidad Estructural*, donde la rehabilitación puede no satisfacer los requerimientos del Nivel de seguridad de la Vida.

Estabilidad estructural, SP-5: Describe un estado limite de daño en el cual, el sistema estructural de la edificación está al borde de experimentar un colapso parcial o total. Han ocurrido daños importantes, con una degradación significativa de rigidez y resistencia en el sistema estructural resistente a cargas laterales. Sin embargo, los componentes del sistema resistente a cargas verticales pueden seguir soportando las solicitaciones gravitacionales y evitar el colapso. Existe un riesgo muy elevado para la seguridad de las personas. Se pueden presentar réplicas que puedan hacer colapsar el edificio. Estas edificaciones necesitan reparaciones significativas para poder reocuparse.

No Considerado, SP-6: No corresponde a un nivel de comportamiento estructural, sino a una condición en donde se hace una evaluación sísmica de los elementos no estructurales.

B.2 Niveles de Comportamiento Para los Elementos No Estructurales:

Se denominan mediante la abreviación NP-n (Nonstructural Performance, donde n designa una letra). Estos niveles describen los posibles daños sobre los componentes No Estructurales de la edificación y para tal fin, se clasifican cuatro estados de daños discretos: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad de la vida y Riesgo reducido.

Operacional, NP-A: Describe un estado en el cual, después del sismo, los sistemas y los elementos no estructurales permanecen sin daño en su lugar y en perfecto funcionamiento. Todos los equipos y maquinarias deberán mantenerse trabajando aunque algunos servicios externos no estén disponibles.

Ocupación inmediata, NP-B: Los sistemas y los elementos No Estructurales generalmente permanecen en su sitio, con pequeñas alteraciones que no comprometen su funcionamiento. Los equipos y maquinarias podrían presentar limitaciones en su habilidad para funcionar.

Seguridad de la vida, NP-C: Describe un estado en el cual se podría incluir daños considerables a los sistemas y elementos no estructurales, sin que se presente el colapso o caídas de los mismos que puedan poner en riesgo la vida de los ocupantes. No deberían presentarse fallas en las tuberías de alta presión, de gas, contra incendios, entre otras, sin embargo los equipos y maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Pueden presentarse algunas personas afectadas, pero el riesgo de amenaza a la vida debido a los elementos no estructurales es muy bajo.

Riesgo reducido, NP-D: Contempla daños importantes en los sistemas y elementos no estructurales sin que aún se presente el colapso de los grandes y pesados elementos que pongan el peligro a grupos de personas. Aunque pueden ocurrir lesiones graves pero aisladas, el riesgo de afectar a un gran número de personas es muy bajo.

No Considerado, NP-E: No corresponde a un nivel de comportamiento No Estructural, sino a una condición en donde se hace una evaluación sísmica de los elementos estructurales.

B.3 Niveles de Comportamiento de la Edificación:

Se obtienen a través de la combinación de los niveles de comportamiento Estructural y No estructural, y describen los estados límites de daño deseados para una edificación. La tabla 1, adaptada del ATC-40, muestra las posibles combinaciones, donde se enfatizan los cuatro niveles de comportamiento de edificaciones más comunes, que son: Operacional (1-A), Ocupación Inmediata (1-B), Seguridad de la vida (3-C) y Estabilidad Estructural (5-E). Los niveles correspondientes a No Recomendable (NR), no deben ser tenidos en cuenta en la evaluación. Los niveles de comportamiento previamente nombrados están asociados a la siguiente breve descripción, detallada plenamente en el ATC-40:

Operacional (1-A): Se relaciona a la funcionalidad de la edificación. El daño a la estructura del edificio es limitado. Cualquier reparación que se necesite se puede realizar sin que se altere la comodidad de los ocupantes. De la misma manera, el daño a los sistemas y elementos no estructurales no afecta su funcionalidad.

Tabla B.1 Niveles de comportamiento en edificaciones.

NIVELES DE COMPORTAMIENTO EN EDIFICACIONES						
Niveles de Comportamiento No - Estructural	Niveles de Comportamiento Estructural					
	Ocupación Inmediata SP - 1 ▼	Control de Daño SP - 2 ▼	Seguridad de la Vida SP - 3 ▼	Seguridad Limitada SP - 4 ▼	Estabilidad Estructural SP - 5 ▼	No Considerado SP - 6 ▼
Operacional NP - A ▶	Operacional 1 - A	2 - A	NR	NR	NR	NR
Ocupación Inmediata NP - B ▶	Ocupación Inmediata 1 - B	2 - B	3 - B	NR	NR	NR
Seguridad de la Vida NP - C ▶	1 - C	2 - C	Seguridad de la Vida 3 - C	4 - C	5 - C	6 - C
Riesgos Reducidos NP - D ▶	NR	2 - D	3 - D	4 - D	5 - D	6 - D
No Considerado NP - E ▶	NR	NR	3 - E	4 - E	Estabilidad Estructural 5 - E	No Aplicable

NR = NO RECOMENDABLE

Fuente: ATC-40 Applied Technology Council. Seismic evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Pag 3-2.

Ocupación Inmediata (1-B): Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Se espera que los sistemas, equipamientos y los espacios de la edificación estén aptos para su funcionamiento. Los servicios primarios permanecen funcionando pero los secundarios podrían presentar daños leves de fácil reparación.

Seguridad de la vida (3-C): Contempla un estado de daño en el cual la probabilidad de amenaza a la vida es considerablemente bajo, ya sea a causa del daño estructural o del colapso de elementos No estructurales. Es particularmente el nivel de comportamiento en edificaciones que se espera con la aplicación los nuevos códigos de diseño sísmico.

Estabilidad Estructural (5-E): En este estado, el sistema de resistencia a fuerzas laterales prácticamente pierde su rigidez, haciéndolo incapaz de soportar una nueva sollicitación sísmica. La edificación sólo mantiene la capacidad para soportar las cargas verticales y evitar el colapso total. El riesgo de amenaza a la vida es significativamente alto.

Anexo C. Información base y modelos en SAP 2000

La información base para la realización del proyecto tales como planos estructurales y arquitectónicos se encuentran en el CD al igual que los modelos de ejecución en el software SAP 2000 versión 9.0.1.