



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Nuevo enfoque de diseño sísmico para edificaciones en muros de concreto reforzado utilizando aislamiento en base

New seismic design approach for reinforced concrete wall buildings using base isolation

Jorge Alexander Niño Castaño

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Departamento de Ingeniería Civil
Manizales, Colombia

2023

Nuevo enfoque de diseño sísmico para edificaciones en muros de concreto reforzado utilizando aislamiento en base.

Jorge Alexander Niño Castaño

Trabajo de investigación presentado como requisito parcial para optar al título de:
Magíster en Ingeniería Civil - Estructuras

Director:

Daniel Alveiro Bedoya Ruiz, Ph.D.

Codirector:

Bryan Chalarca Echeverri, Ph.D.

Línea de Investigación:

Desempeño de estructuras aisladas en la base

Grupo de Investigación:

Grupo de Ingeniería Sismológica y Sismología

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Departamento de Ingeniería Civil
Manizales, Colombia

2023

Agradecimientos

Primero le doy gracias a Dios por darme todas las fuerzas para obtener la meta fijada de llegar a buen término en la finalización de la maestría; a mi familia por todo el apoyo a este proyecto que decidí tomar y que ha sido tan enriquecedor a nivel personal y profesional; y a todas las personas que de una u otra manera me ayudaron y apoyaron para no desfallecer en el intento.

Finalmente quiero manifestar mi sentida gratitud al doctor Daniel Alveiro Bedoya Ruiz y al doctor Bryan Chalarca Echeverri, director y codirector de la investigación, por todos sus consejos, sus orientaciones y sus críticas que me ayudaron a progresar constantemente en el desarrollo de todas las actividades programadas para la finalización de este trabajo. Su disposición de tiempo, su conocimiento y su empuje serán siempre muy valorados ya que, sin lugar a duda, han sido el motor que generó el impulso para finalizar con todo lo previsto en el desarrollo de la investigación.

Resumen

En América Latina se ha popularizado el uso de muros de concreto reforzado como sistema estructural para la construcción de vivienda en altura, debido a su economía, velocidad de construcción y máximo aprovechamiento de áreas; sin embargo, el sistema se caracteriza por ser de baja ductilidad por la gran rigidez de los muros, motivo por el cual su desempeño se ve comprometido ante la respuesta a los diferentes sismos ocurridos en los últimos años.

Para mejorar el desempeño de este sistema estructural, los reglamentos actuales aumentan las exigencias de diseño y de ductilidad con el uso de elementos de borde, aumento de secciones mínimas y aumento del valor de los esfuerzos cortantes mayorados, que al final del ejercicio se concluye en un aumento de costo de construcción de la edificación, y sin la garantía de que se obtenga el máximo desempeño esperado con la aplicación de estas acciones.

Así, se debe buscar la forma de optimizar el desempeño de este tipo de estructuras mediante otras maneras que no requieran el aumento de secciones y de cuantías de aceros; y puede ser controlando la demanda sísmica que la estructura tenga ante la presencia de determinados sismos. En este caso, el aislamiento en la base del edificio es una opción que debe tenerse en cuenta pues su uso permite disminuir las exigencias sísmicas sobre la super estructura con lo que se puede llegar a tener un mejor desempeño estructural sin la necesidad de aumentar secciones, resistencias o cuantías de acero.

Esta investigación toma tres edificios de 8, 12 y 16 pisos, con estructuras de muros en concreto reforzado de diferentes espesores y resistencias, localizados en zona de amenaza sísmica alta y en un suelo de condiciones y características del tipo D según el Reglamento NSR-10 que rige para Colombia, los cuales se diseñan con el método dinámico espectral elástico, detallando sus elementos, tanto en refuerzos para el alma como los elementos de borde, según los criterios del Reglamento NSR-10. Con el detallado y las características no lineales de los materiales usados para el diseño elástico,

se analizan las mismas estructuras bajo el criterio del comportamiento inelástico mediante la implementación de rótulas de plasticidad distribuida en todos los muros. Este mismo procedimiento de diseño y análisis es repetido para los tres edificios equipándolos con aisladores sísmicos, comparando su desempeño sísmico con el obtenido de los análisis de los edificios de base fija. Los resultados muestran que se mejora el desempeño de la estructura aislada ante la ocurrencia de los sismos pasando de un nivel de desempeño de protección de la vida a uno de ocupación inmediata. Adicionalmente se observa que la super estructura de los edificios equipados con aisladores sísmicos tienden a mostrar un comportamiento de cuerpo rígido con derivas de piso equivalentes a solo un 10% de las derivas de los edificios de base fija. También se observa que el rango del valor del factor de reducción por disipación de energía R , establecido por la *American Society of Civil Engineers*, de $3/8$ de R_0 y que no sea mayor que 2.0 ni menor que 1.0, puede ser aplicado para este tipo de estructuras; y, por otro lado, que el uso del aislamiento en base permite disminuir hasta un 50% el acero que es necesario si se diseña el edificio con base fija, superando el nivel de desempeño de la estructura. Se destaca también que las aceleraciones de piso que se obtienen cuando se diseña la estructura de muros de concreto con la base fija, son aproximadamente tres veces y medio el valor de la máxima aceleración encontrada en la estructura con base aislada, lo que implica que el edificio con aislamiento sísmico sea más económico en lo que respecta al diseño de los elementos no estructurales y que, adicionalmente, resguarda más los contenidos del edificio.

Palabras clave: muros de concreto, aislamiento sísmico, desempeño sísmico, análisis no lineal tiempo historia, acero de refuerzo, evaluación del desempeño sísmico.

Abstract

In Latin America, the use of reinforced concrete walls as a structural system for the construction of high-rise housing has become popular solution, due to its economy, speed of construction and maximum use of building areas; however, this structural system is characterized by a low ductility capacity due to the large rigidity of the walls, compromising the building's response and performance during recent seismic events.

To improve the performance of this structural system, the current regulations increase the detailing and ductility requirements by forcing the use of boundary elements, increasing the minimum cross-sections, and augmenting the value of the design shear forces, that lead to an increase of the building cost, without the guarantee of increasing the expected seismic performance.

Thus, it is necessary to look for ways to optimize the seismic performance of this type of structures without increasing cross-sections and steel reinforcement. This can be done by controlling the seismic demand on the structure. Seismic base isolation is an option that must be taken into account since its implementation allows reducing the seismic demands on the superstructure, improving its seismic performance without increasing cross-sections, strength or steel reinforcement.

This research uses three buildings of 8, 12 and 16 stories, characterized by reinforced concrete wall structures of different thicknesses and strength, located in a high seismic risk zone in a soil type D according to the Colombian NSR-10 building code. These buildings were designed following the elastic spectral dynamic method, and the reinforcement detailing of the structural walls, of both the web and boundary elements were carried out according to the requirements of the Colombian NSR-10 building code. Based on the steel reinforcement and the nonlinear characteristics of the materials used for the elastic design, the same structures are analyzed under nonlinear analysis through the implementation of plasticity distributed hinges in all the walls. The same design and analysis procedures are repeated for the three buildings equipped with seismic isolation, comparing their seismic

performance with that obtained from the analyses of the fixed base buildings. The results show that the performance of the isolated structures is better compared to that of the fixed based buildings, moving from a life safety performance level to immediate occupation. Additionally, it is observed that the superstructure of the buildings equipped with seismic isolators tend to show a rigid body behavior with inter-story drifts equal to 10% of those of the fixed base buildings. It is also observed that the value of the reduction factor R , established by the American Society of Civil Engineers, as $3/8$ of that of the fixed based building, and varying between 1.0 and 2.0 can be applied for this type of structures. In addition, the use of seismic base isolation allows reducing up to 50% the reinforcement steel necessary for the building if designed as fixed base, while improving the level of seismic performance of the structure. It is also noteworthy that the peak floor accelerations obtained from the fixed base buildings, are approximately three and a half times larger than those of the seismic isolated buildings. These results demonstrate that the buildings equipped with seismic isolation exhibit smaller cost in terms of the design of nonstructural elements, while reducing the seismic demand on the contents of the building.

Keywords: concrete walls, seismic isolation, seismic performance, time history nonlinear analysis, steel reinforcement, seismic performance assessment.

Contenido

<i>Agradecimientos</i>	<i>V</i>
<i>Resumen</i>	<i>VII</i>
<i>Abstract</i>	<i>IX</i>
<i>Lista de figuras</i>	<i>XIII</i>
<i>Lista de tablas</i>	<i>XVII</i>
<i>Introducción</i>	<i>1</i>
1. Aspectos generales	5
1.1 Antecedentes	5
1.2 Efectos de los sismos en estructuras de muros de cortante	6
1.3 Uso de protección sísmica	8
1.4 Objetivos para la aplicación del aislamiento de base en estructuras de muros de concreto	10
2. Fundamentos de diseño de estructuras de muros de concreto y de aislamiento sísmico	11
2.1 Estado del arte	11
2.1.1 Diseño de estructuras con muros de concreto reforzado	12
2.1.2 Diseño de estructuras aisladas en la base	23
2.2 Teoría del uso de aisladores sísmicos	28
3. Diseño, modelación y propiedades de los casos de estudio	41
3.1 Procedimiento de diseño	41
3.2 Objetivo del uso de aisladores sísmicos en la base de la estructura	47
3.3 Parámetros de diseño	47
3.3.1 Cargas estáticas	47
3.3.2 Cargas dinámicas	48
3.3.3 Configuración del análisis elástico espectral	49
3.3.4 Consideraciones del diseño del aislamiento sísmico	49

3.3.5	Configuración del análisis inelástico.....	53
3.4	Tipos de modelos estructurales de las edificaciones de muros de concreto reforzado a estudiar.	57
3.5	Modelos matemáticos de los análisis estructurales	67
3.6	Amenaza Sísmica.....	69
3.6.1	Espectro de diseño.....	69
3.6.2	Análisis no lineal tiempo historia	70
4.	<i>Resultados de los análisis elásticos, inelásticos y diferencias en el diseño.....</i>	81
4.1	Cortantes elásticos en los edificios con base fija	82
4.2	Desplazamientos máximos de piso en los edificios con base fija	84
4.3	Derivas Elásticas en los edificios con base fija.....	86
4.4	Cuantías de acero de refuerzo	88
5.	<i>Evaluación y comparación de los análisis no lineales.....</i>	105
5.1	Introducción.....	105
5.2	Comparación de la respuesta sísmica de los edificios estudiados	106
5.2.1	Cortantes por piso del edificio de 8 pisos	108
5.2.2	Cortantes por piso del edificio de 12 pisos	110
5.2.3	Cortantes por piso del edificio de 16 pisos	112
5.2.4	Desplazamientos de piso del edificio de 8 pisos.	115
5.2.5	Desplazamientos de piso del edificio de 12 pisos.	118
5.2.6	Desplazamientos de piso del edificio de 16 pisos.	121
5.2.7	Derivas de piso del edificio de 8 pisos.	124
5.2.8	Derivas de piso del edificio de 12 pisos.	127
5.2.9	Derivas de piso del edificio de 16 pisos.	130
5.3	Aceleraciones máximas de piso	132
5.3.1	Aceleraciones de piso del edificio de 8 pisos	133
5.3.2	Aceleraciones de piso del edificio de 12 pisos	135
5.3.3	Aceleraciones de piso del edificio de 16 pisos	136
6.	<i>Conclusiones y recomendaciones</i>	141
6.1	Conclusiones	141
6.2	Recomendaciones	144
	<i>Bibliografía</i>	147

Lista de figuras

	<u>Pág.</u>
Figura 2-1: Desplazamiento de una estructura de 1 piso con aislamiento en base.	29
Figura 2-2: Primer modo de vibración de la estructura de 1 piso con aislamiento de base.	34
Figura 2-3: Segundo modo de vibración de la estructura de 1 piso con aislamiento de base.....	35
Figura 3-1: Función del espectro de diseño. Adaptada del software MIDAS Gen.....	42
Figura 3-2: Definición de las propiedades inelásticas de los materiales. Adaptada del software MIDAS Gen.	43
Figura 3-3: Ejemplo de las curvas de las propiedades inelásticas de los materiales. Adaptada del software MIDAS Gen.	43
Figura 3-4: Configuración de las rótulas plásticas. Adaptada del software MIDAS Gen. .	44
Figura 3-5: Asignación de las propiedades inelásticas de las rótulas plásticas. Adaptada del software MIDAS Gen.	45
Figura 3-6: Histéresis calculada para el aislamiento del edificio de 8 pisos	52
Figura 3-7: Histéresis calculada para el aislamiento del edificio de 12 pisos.	52
Figura 3-8: Histéresis calculada para el aislamiento del edificio de 16 pisos.	53
Figura 3-9: Propiedades no lineales del concreto de 21 MPa. Adaptada del software MIDAS Gen.....	55
Figura 3-10: Propiedades no lineales del acero tipo A-706 Grado 60. Modelo Park. Adaptada del software MIDAS Gen.	56
Figura 3-11: Imágenes arquitectónicas del edificio de 8 pisos.....	59
Figura 3-12: Imágenes arquitectónicas del edificio de 12 pisos.....	61
Figura 3-13: Imágenes arquitectónicas del edificio de 16 pisos.....	63
Figura 3-14: Vista isométrica del edificio de 8 pisos.....	64
Figura 3-15: Vista en planta del edificio de 8 pisos. Incluye las direcciones de análisis. Adaptada del software MIDAS Gen.	64
Figura 3-16: Vista isométrica del edificio de 12 pisos. Adaptada del software MIDAS Gen.	65
Figura 3-17: Vista en planta del edificio de 12 pisos. Incluye las direcciones de análisis. Adaptada del software MIDAS Gen.	65
Figura 3-18: Vista isométrica del edificio de 16 pisos. Adaptada del software MIDAS Gen.	66

Figura 3-19: Vista en planta del edificio de 16 pisos. Incluye las direcciones de análisis X-Y. Adaptada del software MIDAS Gen. 66

Figura 3-20: Ejemplo de sección de muro del piso 1 con división de las rótulas de fibras. Adaptada del software MIDAS Gen. 68

Figura 3-21: Propiedades de la rótula. Modelo trilineal. Adaptada del software MIDAS Gen..... 68

Figura 3-22: Espectro elástico de aceleraciones como fracción de g. $A_a=0.25$; $A_v=0.25$; $F_a=1.30$; $F_v=1.90$; $I=1.0$. Adaptado del software MIDAS Gen..... 70

Figura 3-23: Seudo espectro de la mediana de los sismos seleccionados. 71

Figura 3-24: Acelerograma del par de sismos FEMA 3-4 Northridge. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen. 72

Figura 3-25: Acelerograma del par de sismos FEMA 5-6 Duzce. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen. 72

Figura 3-26: Acelerograma del par de sismos FEMA 7-8 Hector Mine. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen..... 73

Figura 3-27: Acelerograma del par de sismos FEMA 13-14 Kobe. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen. 73

Figura 3-28: Acelerograma del par de sismos FEMA 15-16 Kobe. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen. 73

Figura 3-29: Acelerograma del par de sismos FEMA 23-24 Landers. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen. 73

Figura 3-30: Acelerograma del par de sismos FEMA 27-28 Loma Prieta. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen. 74

Figura 3-31: Acelerograma del par de sismos FEMA 29-30 Manjil, Iran. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen..... 74

Figura 3-32: Acelerograma del par de sismos FEMA 35-36 Cape Mendocino. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen..... 74

Figura 3-33: Acelerograma del par de sismos FEMA 41-42 San Fernando. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen..... 74

Figura 3-34: Acelerograma del par de sismos FEMA 43-44 Friuli, Italy. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen..... 75

Figura 3-35: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 8, 12 y 16 pisos. Base Aislada..... 76

Figura 3-36: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 8 pisos. Base Fija..... 77

Figura 3-37: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 12 pisos. Base Fija..... 78

Figura 3-38: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 16 pisos. Base Fija..... 79

Figura 4-1: Cortantes elásticos del edificio de 8 pisos. 82

Figura 4-2: Cortantes elásticos del edificio de 12 pisos. 83

Figura 4-3: Cortantes elásticos del edificio de 16 pisos. 83

Figura 4-4: Desplazamientos elásticos del edificio de 8 pisos. 84

Figura 4-5: Desplazamientos elásticos del edificio de 12 pisos. 85

Figura 4-6: Desplazamientos elásticos del edificio de 16 pisos. 85

Figura 4-7: Derivas elásticas del edificio de 8 pisos. 86

Figura 4-8: Derivas elásticas del edificio de 12 pisos. 87

Figura 4-9: Derivas elásticas del edificio de 16 pisos. 87

Figura 4-10: Cantidades de totales de acero en muros. Edificios con base fija y con base aislada. 90

Figura 4-11: Cantidad de muros con elementos de borde. Edificios con base fija y con base aislada. 91

Figura 4-12: Cuantías de acero. Edificio de 8 pisos. 96

Figura 4-13: Cuantías de acero. Edificio de 12 pisos. 99

Figura 4-14: Muros largos en el edificio de 16 pisos. 101

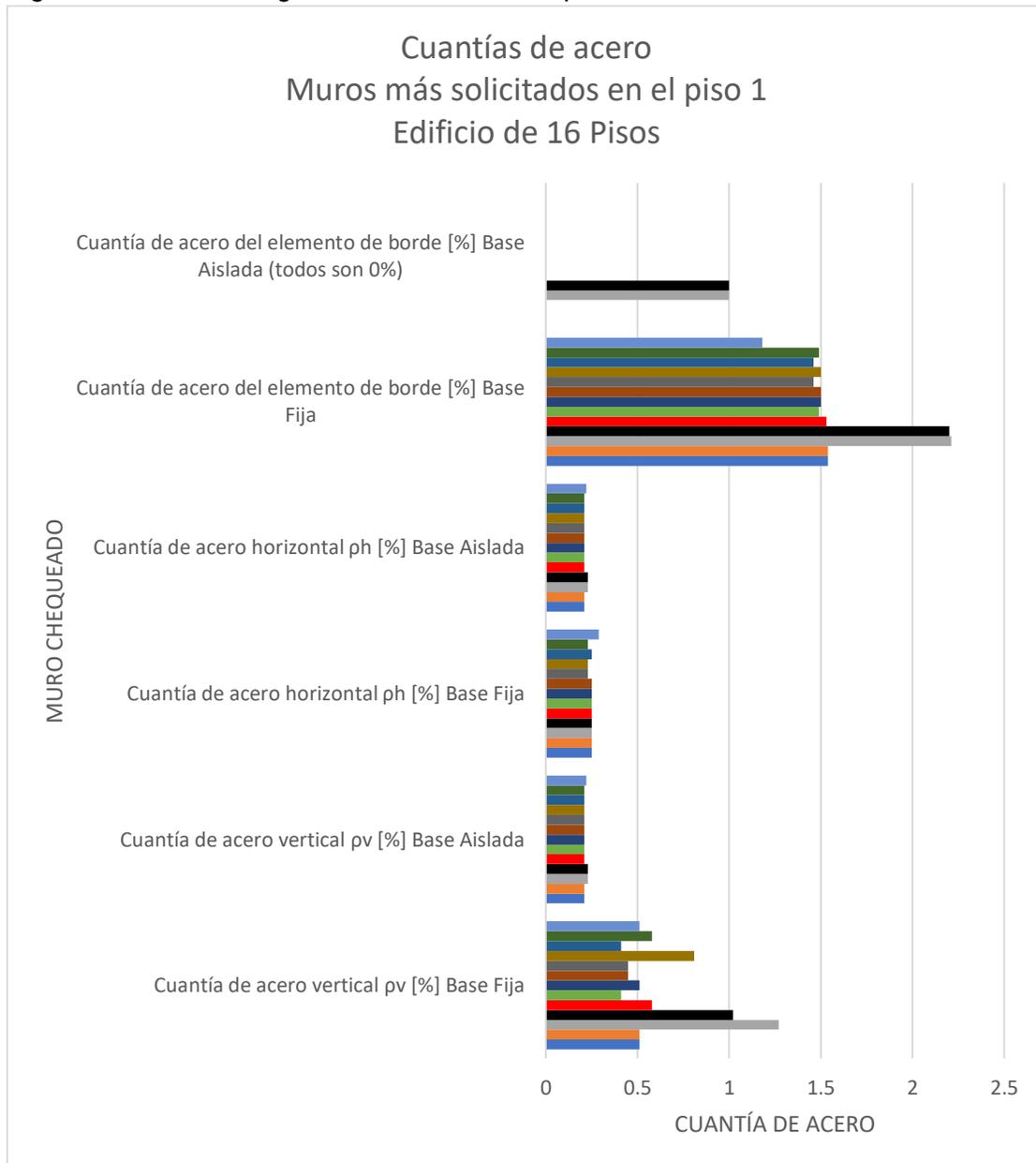


Figura 4-15: Cuantías de acero. Edificio de 16 pisos. 102

Figura 5-1: Cortantes por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.	108
Figura 5-2: Cortantes por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.	108
Figura 5-3: Cortantes por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.	109
Figura 5-4: Cortantes por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.	110
Figura 5-5: Cortantes por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.	111
Figura 5-6: Cortantes por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.	111
Figura 5-7: Cortantes por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.	113
Figura 5-8: Cortantes por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.	113
Figura 5-9: Cortantes por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.	114
Figura 5-10: Desplazamientos por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.	115
Figura 5-11: Desplazamientos por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.	116
Figura 5-12: Desplazamientos por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.	116
Figura 5-13: Desplazamientos por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.	118
Figura 5-14: Desplazamientos por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.	118
Figura 5-15: Desplazamientos por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.	119
Figura 5-16: Desplazamientos por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.	121
Figura 5-17: Desplazamientos por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.	121
Figura 5-18: Desplazamientos por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.	122
Figura 5-19: Derivas por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.	124
Figura 5-20: Derivas por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.	124
Figura 5-21: Derivas por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.	125
Figura 5-22: Derivas por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.	127
Figura 5-23: Derivas por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.	127
Figura 5-24: Derivas por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.	128
Figura 5-25: Derivas por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.	130
Figura 5-26: Derivas por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.	130
Figura 5-27: Derivas por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.	131
Figura 5-28: Aceleraciones por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.	133
Figura 5-29: Aceleraciones por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.	134
Figura 5-30: Aceleraciones por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.	134
Figura 5-31: Aceleraciones por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.	135
Figura 5-32: Aceleraciones por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.	135
Figura 5-33: Aceleraciones por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.	136
Figura 5-34: Aceleraciones por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.	136
Figura 5-35: Aceleraciones por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.	137
Figura 5-36: Aceleraciones por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.	137

Lista de tablas

	<u>Pág.</u>
Tabla 2-1: Refuerzo transversal para elementos especiales de borde. Adaptada de la tabla 18.10.6.4(g) (ACI318, 2019).....	20
Tabla 3-1: Cargas estáticas aplicadas sobre los modelos estructurales	48
Tabla 3-2: 11 pares de sismos FEMA seleccionados. Fuente FEMA P695.....	72
Tabla 4-1: Cantidades totales de acero para estructuras de base fija	89
Tabla 4-2: Cantidades totales de acero para estructuras de base aislada	89
Tabla 4-3: Listado de muros más exigidos en la dirección X, edificio de 8 pisos.	92
Tabla 4-4: Listado de muros más exigidos en la dirección Y, edificio de 8 pisos.	92
Tabla 4-5: Listado de muros más exigidos en la dirección X, edificio de 12 pisos.	93
Tabla 4-6: Listado de muros más exigidos en la dirección Y, edificio de 12 pisos.	93
Tabla 4-7: Listado de muros más exigidos en la dirección X, edificio de 16 pisos.	93
Tabla 4-8: Listado de muros más exigidos en la dirección Y, edificio de 16 pisos.	94
Tabla 4-9: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 8 pisos con base fija.	94
Tabla 4-10: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 8 pisos con base aislada.	95
Tabla 4-11: Promedios de cuantías de acero en los muros más solicitados del edificio de 8 pisos.	95
Tabla 4-12: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 12 pisos con base fija. ..	97
Tabla 4-13: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 12 pisos con base aislada.	97
Tabla 4-14: Promedios de cuantías de acero en los muros más solicitados del edificio de 12 pisos.	98
Tabla 4-15: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 16 pisos con base fija. ..	99
Tabla 4-16: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 16 pisos con base aislada.	100
Tabla 4-17: Promedios de cuantías de acero en los muros más solicitados del edificio de 16 pisos.	101
Tabla 5-1: Límites de nivel de desempeño según <i>Vision 2000</i>	106
Tabla 5-2: Datos para los modelos de aislamiento en la base.	107
Tabla 5-3: Cortantes en la base del edificio de 8 pisos.	110
Tabla 5-4: Cortantes en la base del edificio de 12 pisos.	112
Tabla 5-5: Cortantes en la base del edificio de 16 pisos.	114
Tabla 5-6: Desplazamientos máximos en el edificio de 8 pisos. Fuente propia	117

Tabla 5-7: Desplazamientos máximos en el edificio de 12 pisos. Fuente propia	120
Tabla 5-8: Desplazamientos máximos en el edificio de 16 pisos. Fuente propia	123
Tabla 5-9: Derivas máximas en el edificio de 8 pisos. Fuente propia	126
Tabla 5-10: Derivas máximas en el edificio de 12 pisos.....	129
Tabla 5-11: Derivas máximas en el edificio de 16 pisos.....	132

Introducción

En una época en que las construcciones de edificios son más comunes, y en donde es necesario que dichas construcciones se realicen de una manera económica sin dejar a lado la seguridad que debe representar para sus habitantes, es primordial investigar nuevos métodos y tecnologías para ejecutar los diseños estructurales aprovechando los avances en materia de computación, los cuales permiten agilizar los cálculos necesarios para los análisis más avanzados, complejos y exactos.

Siempre se ha pensado que la forma de mejorar un diseño estructural para edificios que se basen en el sistema de muros de cortante es aumentando las cuantías de refuerzo, aumentando las secciones de los muros o utilizando otros tipos de materiales para sustituir los tradicionales como el acero y el concreto; sin embargo poco se ha hablado al respecto de controlar la demanda sísmica de la estructura debido, tal vez, a que se ha tenido presente que los sismos son impredecibles en lo que respecta al tiempo de ocurrencia, su magnitud, la duración, la profundidad, etc., y que por este motivo sería complicado el manipular su resultado sobre las estructuras diseñadas.

Sin embargo, existe la posibilidad de controlar esa demanda mediante el uso de aisladores sísmicos instalados en la base de la edificación, aprovechando que los edificios compuestos por muros de concreto son muy rígidos y que, por este hecho, la utilización del sistema de aislamiento es más efectivo comparado con su implementación en sistemas estructurales más flexibles.

El aislamiento desacopla el edificio del suelo permitiendo que, los aisladores que se localizan entre el suelo y la súper estructura disminuyan las aceleraciones y con ello los cortantes, que la estructura, compuesta por muros de baja ductilidad, debe resistir por efecto del movimiento del suelo en la ocurrencia de los sismos.

El primer capítulo presenta cómo los estudios de las consecuencias de los sismos, acontecidos en diferentes partes del mundo, son la base para la generación de modificaciones en las exigencias actuales de los códigos de diseño estructural y cómo, en este caso en especial, es necesario que se encuentre una forma de mejorar los resultados de los diseños realizados en el sistema estructural de muros de concreto de cortante, pues estos elementos siendo muy rígidos, necesitan de elementos de borde para incrementar su ductilidad. Obviamente, la implementación de los elementos de borde, especiales u ordinarios involucra el aumento de acero que debe utilizarse en la construcción. Así mismo se plantea el uso de los aisladores sísmicos de base en el sistema estructural de muros de concreto, algo que no es común en este tipo de edificios, pero que es bastante utilizado en sistemas estructurales más flexibles como lo son los pórticos resistentes a momento. Adicionalmente, se profundiza en el hecho de si es posible reducir la cantidad de aceros necesarios para soportar las nuevas cargas resultantes con la implementación de los aisladores manteniendo o, inclusive, mejorando el desempeño de la estructura.

El capítulo dos presenta la base teórica tanto de las necesidades de norma para las estructuras de muros de concreto como del análisis dinámico cuando se utiliza el sistema de aislamiento sísmico. Como se destacó en el primer capítulo, las exigencias normativas cambian después de los estudios realizados sobre las consecuencias finales de los diferentes sismos ocurridos en diferentes partes del mundo, y aunque las bases del diseño son las mismas, la aplicación puede tener adaptaciones para mejorar los resultados finales en la edificación.

En los capítulos tres, cuatro y cinco se muestran los diferentes procedimientos ejecutados y sus resultados en la aplicación del diseño tanto elástico como inelástico de tres edificios usados como casos de estudio, diferenciados entre sí por el número de pisos y su distribución arquitectónica. Estos edificios son ejemplos reales de construcciones que ya fueron finalizadas o se encuentran en ejecución y que representan la actualidad comercial de la vivienda que se construye en el país. Para la realización de los diferentes análisis se utiliza software comercial que ejecuta los cálculos mediante la modelación de elementos finitos y que permite usar rótulas con plasticidad distribuida, que es la mejor aproximación para el análisis del comportamiento no lineal de los muros ya que para los sistemas de pórticos de vigas y columnas es más recomendado el uso de rótulas con plasticidad concentrada. De igual manera, el software permite la modelación dinámica no lineal.

Finalmente, el capítulo seis contiene las conclusiones obtenidas y las recomendaciones que se hacen para la realización de otros trabajos que tengan como fin la optimización de los diseños estructurales de edificios de muros de concreto con la utilización de aislamiento sísmico en la base.

1. Aspectos generales

1.1 Antecedentes

Los eventos sísmicos ocurridos a finales del siglo XX y comienzos del XXI, exigen que los diseñadores estructurales investiguen nuevas tecnologías que estén acorde con las necesidades generadas por factores identificados como: 1) los desastres ocurridos por sismos en ciudades como Northridge (EE.UU) en 1994 con una magnitud de 6.7 (Hall et al., 1994); Kobe (Japón) en 1995 de magnitud 6.9 (Saito, 2014); Concepción (Chile) en 2010 de magnitud 8.8 (Pallardy et al., 2016); Nueva Zelanda en los años 2010 y 2011 (Carlos Alberto Arteta, 2015); representadas en desplomes de diferentes edificios y obras de infraestructura. Igualmente, y a nivel local, del desalojo de edificios compuestos por estructuras de muros de concreto reforzado como el caso del edificio Atalaya de la Mota en Medellín (Colombia) (El-Colombiano, 2019). 2) las actualizaciones de las normativas de diseño y construcción sismo resistente en todo el mundo, incluida la norma colombiana en donde se está a la espera de la actualización sobre el Reglamento NSR-10, las cuales implican cambios sustanciales en los requisitos de análisis y diseño, tal como se puede evidenciar en la actualización de la norma de Estados Unidos (*American Concrete Institute*, ACI 318-19) “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (ACI, 2019), actualizada en el año 2019, y donde se identifican, entre otras, modificaciones en los capítulos 11 y 18, que redundan en la necesidad de incrementar la ductilidad de los muros mediante la exigencia de dimensiones mínimas mayores de las secciones transversales y de los elementos de borde, y el refinamiento en la cantidad de los refuerzos longitudinales y transversales. Estos cambios indican que se manifiesta la continuidad y, en algunos países, el aumento del uso del sistema estructural con muros de concreto reforzado en las construcciones futuras. 3) la creación, estudio, desarrollo e implementación en el sector de la construcción de los sistemas de protección sísmica, y en especial de los sistemas de protección pasiva; que además de ser una práctica eficaz y eficiente para aumentar el

desempeño sísmico de la edificación, incide en las cantidades de concreto y de refuerzo de las estructuras en donde son utilizados.

1.2 Efectos de los sismos en estructuras de muros de cortante

El presente estudio analiza el caso de las estructuras de muros de ductilidad reducida, las cuales se basan en unidades estructurales compuestas por muros delgados que no utilizan vigas ni columnas dentro del sistema de resistencia sísmica, y donde se tiene una alta densidad de elementos que soportan las cargas gravitacionales y cargas dinámicas generadas por los movimientos sísmicos. Dicho sistema de construcción es llamado comúnmente sistema industrializado ya que sus procesos permiten reducir el tiempo de ejecución de las obras por medio del uso óptimo de las formaletas de los muros. Generalmente se emplean mallas electrosoldadas como refuerzo longitudinal y transversal en el alma del muro, lo que en determinadas situaciones puede ser desfavorable ya que este tipo de refuerzo es poco dúctil y permite fallas frágiles, llegando inclusive, al colapso del muro. Además del diseño para soportar las solicitaciones estáticas y dinámicas, es necesario detallar los refuerzos de los elementos de borde buscando aumentar la ductilidad de los muros para mejorar el comportamiento ante los sismos durante la vida útil de la estructura.

Con la ocurrencia de cada sismo de magnitud importante, se procede con la evaluación de los daños en las estructuras buscando aprender de los errores de diseño y de construcción, para mejorar la respuesta estructural ante las solicitaciones sísmicas en futuras construcciones. Es así como se han identificado tipos de fallas que no habían sido tenidas en cuenta para el desarrollo de las normatividades de los códigos de construcción y que, con los adelantos actuales en los sistemas de información, se investigan de manera adecuada para determinar cuáles deben ser las modificaciones en las actualizaciones de las Normas.

En general, el resultado de los estudios sobre las estructuras de concreto redundan en la necesidad de aumentar la ductilidad del sistema mediante el correcto uso de los elementos

de borde; necesidad de revisar las secciones mínimas de los elementos utilizados, y además de un refinamiento en el detallado de acero de los elementos estructurales.

De igual forma, en la evaluación posterior a los eventos sísmicos de importancia, se ha encontrado que la mayoría de los elementos que no pertenecen al sistema de resistencia sísmica están averiados o en muchos casos totalmente destruidos. También es posible encontrar una cantidad de contenidos, propios de cada grupo de uso de la estructura, que también se ven impactados por los daños producidos por los sismos que pueden generar pérdidas económicas significativas. Como ejemplo de contenidos en los hospitales, se tienen los equipos médicos, los cuales son costosos y su afectación puede catalogarse como pérdidas directas generadas por el alto valor de inversión que representa el componente en sí y como pérdida de funcionalidad generada por la imposibilidad de utilizar el equipo. En las empresas donde se tienen equipos de cómputo de gran tamaño, es importante que éstos continúen en funcionamiento inmediatamente después de un evento sísmico y que no se produzcan daños que comprometan su funcionamiento. Es decir, dependiendo del uso que se le esté dando a la edificación en el momento del sismo, las pérdidas pueden llegar a ser mayores que el costo de las reparaciones e inclusive mayores que al costo de la misma estructura. Adicionalmente, se puede presentar el caso que la reparación de la estructura no sea económica o técnicamente factible por lo que se debe demoler la edificación.

Lo anterior es el resultado de que los diseños estructurales actuales se ajustan al cumplimiento estricto de las normas en lo que respecta a la protección de las vidas humanas; sin embargo el desarrollo de nuevos métodos de análisis y diseño de estructuras permite poder llegar más allá de esta obligación normativa al facilitar la generación de diseños en los cuales las estructuras respondan a los sismos según un grado de desempeño deseado por el propietario de la edificación y en el cual la unidad estructural se pueda comportar de tal manera que se eviten daños en los elementos internos de las edificaciones y que no sea necesario, en los casos más críticos, la demolición de la estructura después de ocurrido el sismo; es decir poder adicionar un factor económico al diseño final.

1.3 Uso de protección sísmica

Los sistemas de protección sísmica pueden clasificarse en tres grupos: sistemas activos; semi activos y pasivos (López et al., 2011). Los dos primeros tipos se caracterizan porque poseen sensores, sistemas de control y procesamiento de datos, que se activan en el momento en que ocurre un sismo, para ajustar la respuesta que deben tener los dispositivos de protección ante ese evento. Todo el análisis y la respuesta se realizan en tiempo real, y son dependientes de un suministro de energía constante, antes y durante el sismo.

Por otro lado, el sistema pasivo de protección sísmica es parte del diseño de la estructura de la edificación, y se basa en el establecimiento de la respuesta que se desea obtener ante un rango de sollicitaciones sísmicas, las cuales son dependientes de los espectros de diseño de las normas o de los sismos históricos que se utilicen para la determinación de los empujes laterales debidos al movimiento del suelo. Debido a que los sistemas pasivos son más básicos en su funcionamiento, son más económicos y con ello más utilizados en las construcciones. De estos sistemas, se destacan los disipadores de energía, las masas sintonizadas y los aisladores sísmicos.

Los disipadores de energía aumentan la capacidad de disipación de energía de la estructura, concentrando la disipación de energía en los elementos que componen el sistema de protección y no solamente en las rótulas plásticas de los elementos de la estructura que se generan durante el sismo. Estos elementos se instalan en lugares estratégicos de la estructura, y se activan debido a los desplazamientos y velocidades inducidos por el sismo a la edificación.

Caso diferente ocurre con los aisladores sísmicos, los cuales se localizan generalmente en la base de la estructura o en el piso que se desee aislar. En el caso que se instalen entre la cimentación y la súper estructura, desacoplan la unidad estructural del suelo reduciendo la rigidez del sistema y aumentando así el período fundamental de la estructura aislada en comparación con el período de la estructura fija en la base, lo cual genera una disminución de la magnitud de las fuerzas cortantes de piso y de los empujes sobre la

estructura. Mientras más rígida y con un período fundamental más corto sea la estructura que se quiera aislar, más efectiva será la acción de los aisladores de base.

Actualmente se ha evidenciado una evolución en el desarrollo de los materiales que se utilizan en la fabricación de los aisladores sísmicos, y se ha incrementado su utilización en puentes y en edificaciones. Sin embargo, las investigaciones se han concentrado en el uso de aisladores de base en estructuras de pórticos, y para grupos especiales de ocupación como hospitales, estaciones de bomberos, de policía y similares, así como en edificaciones antiguas de tipo patrimonial que deben ser preservadas sin alterar su arquitectura original.

Así mismo, es notorio el aumento del uso del sistema estructural de muros de concreto reforzado para edificaciones, tanto de baja como de gran altura; especialmente para uso de vivienda de interés social o de interés prioritario.

Se busca aprovechar el suelo disponible, construyendo en altura y con edificaciones rígidas que permitan controlar grandes desplazamientos horizontales; además de tener la posibilidad de industrializar la construcción del sistema para disminuir los costos finales y permitir que se aumente la velocidad de entrega de los inmuebles para ser habitados; sin contar con el ahorro de los costos de acabados y de un óptimo manejo de espacios arquitectónicos.

Estos factores hacen que sea más fácil que las familias puedan comprar una vivienda, haciéndolo un negocio rentable para el constructor; por lo que los muros de concreto reforzado como sistema estructural seguirán siendo un sistema muy utilizado y los códigos de diseño continuarán su reglamentación para el uso de este tipo de construcción.

Teniendo en cuenta el aumento del período fundamental de la estructura con el uso de los aisladores sísmicos en la base; que es más efectivo en estructuras muy rígidas y considerando que el sistema compuesto por muros de concreto reforzado es altamente rígido, se justifica la investigación del comportamiento de las edificaciones diseñadas con muros de concreto usando el sistema de protección sísmica de aislamiento en la base; además se justifica la verificación de la disminución de las cuantías de acero necesarias dada la reducción en la demanda sísmica y la revisión del desempeño sísmico de la estructura aislada considerando las reducciones de las cuantías de acero. Cabe anotar que el diseño de edificios con el uso de aisladores en estructuras conformadas por muros

de concreto ya ha sido realizado por el profesor Dr. Mikayel G. Melkumyan en Armenia, país del Cáucaso Sur entre Europa y Asia, quien desde el año 2003 ha venido desarrollando e implementando el uso de grupos de aisladores de tamaño pequeño en los sistemas de aislamiento de edificios aislados sísmicamente.

1.4 Objetivos para la aplicación del aislamiento de base en estructuras de muros de concreto

El objetivo principal de la investigación es el de evaluar el comportamiento estructural de edificaciones de muros de concreto reforzado bajo un nuevo enfoque de diseño sísmico orientado a la utilización de aislamiento en la base.

Para conseguir este objetivo, se siguen los siguientes pasos:

- Seleccionar edificaciones diseñadas con muros de concreto reforzado y de base fija, y obtener los parámetros estructurales de análisis y diseño.
- Efectuar el análisis y el diseño de las edificaciones de muros de concreto reforzado utilizando el nuevo enfoque de diseño sísmico de aislamiento de base.
- Determinar por medio de análisis tiempo – historia el comportamiento sísmico de las unidades estructurales tanto con base fija como base aislada.
- Comparar los resultados obtenidos con el aislamiento en base contra los resultados de las estructuras sin aislamiento para confirmar la efectividad del uso de aisladores sísmicos.

2. Fundamentos de diseño de estructuras de muros de concreto y de aislamiento sísmico

2.1 Estado del arte

Es importante reconocer que los estudios e investigaciones al respecto del diseño de estructuras de muros de concreto y del uso de aisladores sísmicos han sido realizados desde hace muchos años, hasta el punto de que los resultados de estas investigaciones han sido utilizados para ser tenidas en cuenta en los códigos de diseño estructural de diferentes países.

Como ejemplo, se tienen autores como (Hirosawa, 1975) y (Barda et al., 1976), que se dedicaron a estudiar los esfuerzos cortantes en muros de concreto, y cuyas investigaciones hacen parte del Reglamento ACI-318 en el capítulo 18.10.4. Adicionalmente, la experimentación sobre muros de concreto ejecutada por autores como (Moehle, 2014), (Motter et al., 2018), (Segura & Wallace, 2018), (Abdullah & Wallace, 2019), (Welt et al., 2018), (Arteta et al., 2018), (Aaleti et al., 2013), (Hardisty et al., 2015), (Lu et al., 2013), (Sritharan et al., 2014), entre otros, ha sido fundamental en la implementación de nuevas exigencias para las modificaciones actuales de las normas de diseño y construcción de sistemas estructurales con muros de concreto.

En cuanto a las investigaciones y estudios sobre los aisladores sísmicos, existen diversos documentos que explican su uso, como por ejemplo: (Lindley, 1970), (Megget, 1978) y (Kelly et al., 1972) quienes desde los años 70 escribieron sobre la aplicación de los aisladores en las construcciones; y en la actualidad se tienen otras investigaciones de autores como (Naeim & Kelly, 1999), (L.P. et al., 2001), (Colunga, 2017) y más recientemente (Piscal, 2018) y (Mikayel Melkumyan, 2019).

El común denominador en las conclusiones de las investigaciones es que el uso de los aisladores trae ventajas a las estructuras de pórticos ante las solicitaciones sísmicas, además que debe tenerse precaución en su uso en los lugares de suelos blandos.

2.1.1 Diseño de estructuras con muros de concreto reforzado

En algunos países de América Latina se han tomado como base, para el desarrollo de la normas sismo resistentes, las normas ACI y más exactamente las especificadas por el Comité 318 que hace referencia a las estructuras en concreto y establece unos requisitos mínimos de materiales, diseño y de especificaciones de los detalles estructurales que deben tenerse en cuenta en el diseño de las estructuras en concreto (ACI318, 2019); entre los países que hacen esta adopción está Colombia (NSR-10, 2010), Perú (Norma Técnica E.30, 2019), Chile (NCH2745, 2013) y Ecuador (NEC, 2015).

Básicamente, el diseño de muros de concreto especiales comienza con la clasificación del elemento según la relación de aspecto en el plano del muro, definida como la relación entre la altura del muro y su longitud (h_w/l_w), y la relación de aspecto en el plano perpendicular del muro definida como la relación entre la longitud y el espesor (l_w/b_w). Estos dos valores le dan una clasificación al muro que se va a diseñar y sus límites se han concebido según las experiencias y experimentación en ingeniería (ACI318, 2019).

La relación de aspecto h_w/l_w , tiene gran relevancia en lo que respecta a la ductilidad del muro y se recomienda que para que sea aplicable un factor de capacidad de disipación de energía R entre 4 y 6, es necesario que la relación de aspecto no sea mayor que 6.0. Por otro lado, también se ha manifestado que si el valor de la relación de aspecto supera ese límite superior, la estructura no sale del rango elástico, por lo que el valor de R , debería ser 1.0 (Carlos A. Arteta et al., 2018).

La conclusión al respecto de estas afirmaciones es que la configuración geométrica del muro incide directamente en el desempeño de la estructura, permitiendo que pueda o no disipar energía en el rango inelástico durante el sismo. En la actualidad, el diseño sísmico se realiza con la premisa que todos los elementos estructurales entran en el rango inelástico utilizando un valor de R igual para todos los elementos de la estructura, sin embargo, dado que no todos elementos van a llegar al rango inelástico, o la demanda

inelástica puede variar entre los diferentes elementos estructurales, el valor de R no debería ser el mismo.

La Norma ACI-318 19 especifica que la cuantía mínima del acero tanto transversal como longitudinal para el diseño de muros de concreto es de 0.0025, y que este valor podría ser menor si se cumple que el cortante último, es decir el cortante que resulta de la aplicación de las cargas mayoradas, sea menor que:

$$0.0083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}; \quad (2.1)$$

donde, λ es el factor de propiedades mecánicas del concreto, f'_c es el esfuerzo a compresión del concreto en MPa, y A_{cv} es el área bruta de la sección de concreto del muro; en cuyo caso permite reducir la cuantía mínima a valores que varían entre 0.0010 y 0.0015 para el refuerzo longitudinal y entre 0.0010 y 0.0025 para el refuerzo transversal. La selección del valor dependerá de las condiciones de fabricación del muro (hecho en obra o prefabricado) y del refuerzo (corrugado en barras o refuerzo electrosoldado) y su diámetro.

De la misma manera, se permite el uso de una sola capa (conocido comúnmente también como “cortina”) de refuerzo en los muros cuando el cortante último V_u , es menor o igual que:

$$0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (2.2)$$

y

$$h_w/l_w < 2.0 \quad (2.3)$$

haciendo claridad en que es necesario colocar las dos cortinas de refuerzo cuando el muro está sometido a cargas que generan cortantes importantes y cuando no hay seguridad que el acero en una sola cortina pueda quedar siempre en el eje del muro; además que, si existe acero cerca de las paredes del muro, puede prevenirse la fragmentación del concreto debido a los esfuerzos que se generan en el momento del sismo. Las dos cortinas de refuerzo vertical en muros esbeltos, $h_w/l_w \geq 2.0$, ayudan a mantener la estabilidad

lateral en la zona de compresión cuando se presentan los ciclos de carga seguidos de la fluencia del acero vertical a tensión (ACI318, 2019). En este caso, se plantea la duda de la efectividad de una sola cortina en los muros, entendiendo que, si el concreto debe estar reforzado, entonces sería lógico pensar en que el concreto esté entre dos capas de acero porque una sola capa, o cortina no confinaría el concreto.

Por otro lado, se exige que el acero vertical tenga una longitud de desarrollo entre los entresijos de la edificación para permitir desarrollar el refuerzo a tensión. Investigaciones al respecto (Aaleti et al., 2013; Hardisty et al., 2015) concluyen que deben evitarse los traslapes en la zona de la base del muro, inclusive que entre la base de la edificación y el segundo piso no se deberían generar traslapes en los elementos de borde. Estas conclusiones se vuelven exigencias en la norma americana (ACI318, 2019).

Otro requisito en el diseño de muros de concreto es el de utilizar un acero longitudinal en los extremos de los muros, o machones de muro, en una distancia equivalente a $0.15l_w$ y con una cuantía de $\frac{0.50\sqrt{f'_c}}{f_y}$ siendo f_y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Este acero debe llevarse por encima de la losa, al menos una distancia igual a la longitud del muro l_w o $M_u/3V_u$, en donde M_u es el momento mayorado de la sección y V_u la fuerza cortante mayorada; el que sea mayor (Lu et al., 2013) (Sritharan et al., 2014). Las conclusiones de los estudios se basan en el tipo de fallas que se encontraron en muros de edificaciones de varios pisos afectados por los sismos ocurridos durante los años de 2010 y 2011 de Nueva Zelanda en Canterbury, y cuyas fallas se evidenciaron también en el sismo de Chile de 1985. Principalmente, se encontró un número limitado de fisuras simples en la región de las rótulas plásticas que fallaron, indicando un tipo de falla frágil. Para mejorar este comportamiento, se plantea que se deberían diseñar los muros con una ductilidad tal que se puedan formar gran cantidad de fisuras en dos etapas en las regiones de las rótulas plásticas. El acero mínimo solicitado por la norma es suficiente para garantizar la generación de las fisuras primarias, pero es insuficiente para la generación de fisuras en una fase secundaria de comportamiento inelástico que permita mejorar el tipo de falla esperado en un muro.

La mayor ventaja con el uso del sistema de los muros de concreto es el cortante que asumen estos elementos en la ocurrencia de los sismos. Por lo tanto, una de las partes más importantes a tratar es el del diseño por solicitaciones cortantes en el que, definitivamente, debe tenerse en cuenta cuál es la relación de aspecto del muro analizado. Muros que son muy altos y cortos, es decir con una relación de aspecto muy grande, son muros que están más solicitados por flexión, en tanto que los muros que tienen una relación de aspecto menor, en la que la longitud del muro es mayor a la altura, es el cortante el que gobierna su diseño.

Para el diseño por cortante se utiliza el valor de la fuerza cortante de diseño V_e , obtenido con los factores de mayoración de carga. En la norma colombiana NSR-10, V_e es el mismo valor de la fuerza cortante mayorada V_u ; aunque enfatiza en que debe tenerse en cuenta que el valor V_u puede incrementarse en casos como en el uso de segmentos de muro entre dos aberturas de ventanas. La norma americana ACI-318 19, incluye dentro de sus requisitos de diseño que la solicitación última al cortante se incremente por el producto de dos factores Ω_v , factor de sobrerresistencia en la sección crítica, y ω_v , factor de amplificación dinámica del cortante; y estos factores dependen directamente de la relación de aspecto h_w/l_w .

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (2.4)$$

Si la relación de aspecto es mayor que 1.5, Ω_v será el mayor valor entre la relación de la resistencia probable a la flexión y el momento mayorado M_{pr}/M_u y 1.5. Si la relación de aspecto es menor o igual que 1.5, el valor de Ω_v es de 1.0.

El valor de ω_v depende de la misma relación de aspecto, pero con 2.0 como límite. Si la relación de aspecto es menor que 2.0, entonces el valor ω_v debe tomarse como 1.0. De lo contrario, ese valor deberá calcularse:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6 \quad (2.5)$$

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{30} \quad n_s > 6 \quad (2.6)$$

Donde n_s es el número de pisos por encima de la sección crítica, y

$$n_s > 0.007h_{wcs}. \text{ (ACI318, 2019).} \quad (2.7)$$

Donde h_{wcs} es la altura de todo el muro estructural por encima de la sección crítica.

Del planteamiento anterior y comparando las normas citadas, se puede concluir que las últimas actualizaciones a los reglamentos incluyen un aumento en el valor de las solicitaciones por cortante en los muros, y que el efecto de esta modificación es la de exigir mayores secciones geométricas y aumento del refuerzo transversal.

Además del diseño por cortante, debe tenerse en cuenta el diseño por flexo compresión del muro, en el que las normas exigen que diseñe para el momento máximo mayorado que pueda acompañar a la máxima carga axial mayorada por cada combinación de carga efectuada, y donde es de extrema importancia el uso de los diagramas de interacción del muro. Es importante tener en cuenta que el diseño del refuerzo longitudinal para un muro puede tener diferentes configuraciones que cumplen con la demanda observada en el diagrama de interacción momento-carga axial; sin embargo, debe optarse por las configuraciones de refuerzo que aseguren una buena capacidad en ductilidad y eviten en lo posible el pandeo del refuerzo.

Adicionalmente a las exigencias de diseño descritas anteriormente, se debe tener en cuenta la necesidad de la utilización de elementos de borde de tipo especiales u ordinarios. Los elementos especiales de borde se evalúan de acuerdo con el cumplimiento de dos requisitos: el primero es un requisito de desplazamiento a nivel de la cubierta; y el otro tiene que ver con la máxima sollicitación a compresión en los extremos de los muros. En el primer caso, en los muros que tienen una relación de aspecto (relación de la altura de todo el muro estructural por encima de la sección crítica entre la longitud completa del muro, o machón del muro) $h_{wcs}/l_w \geq 2.0$ y que son efectivamente continuos desde la base de la edificación hasta la parte superior del muro y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y cargas axiales, se tiene que:

Es necesario la utilización de elementos de borde en las zonas de compresión del muro cuando se cumpla que:

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad (2.8)$$

donde el valor de c es la mayor profundidad del eje neutral calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento según la dirección del desplazamiento de diseño δ_u .

No debe utilizarse un valor inferior a 0.005 para la relación $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$.

Este método para revisar la necesidad del elemento de borde especial se basa en el criterio en que el esfuerzo máximo en la fibra de compresión llega a un valor crítico cuando el muro ha tenido un desplazamiento 1.5 veces mayor al desplazamiento de diseño. Este desplazamiento es medido en la parte superior del muro, y la altura del muro es medida a partir de la sección crítica del mismo.

En el caso en que c supere el valor de $\frac{l_w}{900\left(\frac{\delta_u}{h_{wcs}}\right)}$, el elemento de borde especial confinado es necesario. La práctica recomendada es que siempre se incluya un elemento de borde especial en los muros especiales esbeltos que hayan sido diseñados para tener una única sección crítica para la fuerza axial y momento, a no ser que las demandas sean demasiado bajas debido al nivel de amenaza sísmica o a la configuración del sistema de muros (Moehle, 2014).

Cuando, debido al método del desplazamiento en la cubierta δ_u , es necesario el elemento especial de borde, se debe cumplir que el acero de este sea extendido verticalmente arriba y debajo de la sección crítica una longitud no menor que el mayor valor entre l_w y $\frac{M_u}{4V_u}$

En cuanto al espesor b del elemento de borde, éste deberá ser mayor que:

$$\sqrt{(0.0025 l_w c)} \quad (2.9)$$

y se debe cumplir que:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq \frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \quad (2.10)$$

con

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \left(\frac{l_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{8\sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \quad (2.11)$$

y no es necesario que $\frac{\delta_c}{h_{wcs}}$ sea tomado menor que 0.015. El reglamento colombiano NSR-10 no tiene exigencias del ancho mínimo del elemento de borde, como si lo tiene la norma norte americana.

Al respecto de la capacidad de desplazamiento, se debe tener en cuenta que los principales factores de los cuales depende la deriva son: relación entre la profundidad del eje neutro del muro y el ancho de la zona a compresión $\frac{c}{b}$; la relación entre la longitud del muro y el ancho de la zona a compresión $\frac{l_w}{b}$; la relación del esfuerzo máximo cortante del muro y la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto $\frac{v_{m\acute{a}x}}{\sqrt{f'_c}}$; y el uso de estribos sobre puestas contra estribos simples con ganchos suplementarios que tengan ganchos sísmico en sus extremos (Abdullah & Wallace, 2019).

Los muros estructurales que no estén diseñados de acuerdo con la necesidad de elemento de borde según el desplazamiento en la cubierta, deberán tener elementos especiales de borde en sus extremos y alrededor de las aberturas que tenga el muro, cuando el máximo esfuerzo a compresión, en las fibras extremas, es mayor que el 20% de la resistencia del concreto a compresión $0.2f'_c$. El elemento de borde puede discontinuarse cuando el esfuerzo sea menor que $0.15f'_c$ (ACI318, 2019).

En el caso que sea necesario el elemento de borde, según el resultado del procedimiento utilizado, es necesario que se cumplan, entre otros, los siguientes requisitos (ACI318, 2019):

- El elemento de borde deberá tener una longitud, medida desde el borde del muro, de, al menos, el mayor valor entre $c - 0.1l_w$ y $\frac{c}{2}$.
- El ancho b debe ser al menos la relación de la altura del muro en el piso analizado entre 16, $h_u/16$.

- Si la relación de aspecto del muro o machón de muro es $h_{wcs}/l_w \geq 2.0$ y $c/l_w \geq \frac{3}{8}$, el ancho b no debe ser menor que 300 mm.
- El refuerzo transversal del elemento de borde deberá cumplir con las exigencias del refuerzo transversal para columnas diseñadas bajo la capacidad especial de disipación de energía, pero el límite del espaciamiento vertical que en columnas es de un cuarto de la menor dimensión del elemento de borde, cambia a un tercio.
- Los estribos se deben disponer de tal manera que la máxima separación del refuerzo longitudinal en el perímetro del elemento de borde no sea mayor que el menor valor entre 350 mm y dos tercios el ancho del elemento de borde. El soporte lateral consiste en ganchos suplementarios con ganchos sísmicos o la esquina de un estribo cerrado de confinamiento. La longitud de la rama del estribo de confinamiento no puede superar el doble del ancho del elemento de borde, y los estribos cerrados de confinamiento adyacentes deben superponerse el menor valor entre 150 mm y dos tercios el ancho del elemento de borde.
- El reglamento *American Concrete Institute* (ACI318, 2 019) estipula que la cantidad de refuerzo horizontal en los elementos especiales de borde deben cumplir la exigencia de la tabla 18.10.6.4(g) que depende del tipo de estribo usado: rectilíneo, o en espiral o circular (ver Tabla 2-1).
- El concreto del sistema de piso donde se encuentre localizado el elemento de borde, debe tener una resistencia no menor que el 70% de f'_c del muro.
- En las zonas superior e inferior a partir de la zona crítica del muro y con una longitud no menor que el mayor valor entre l_w y $\frac{M_u}{4V_u}$, se deberá dar soporte lateral al refuerzo vertical del alma del muro, consistente en las esquinas de estribos cerrados o por ganchos suplementarios con ganchos sísmicos en sus dos extremos. El refuerzo transversal utilizado no deberá tener una separación vertical mayor a 300 mm y el diámetro debe ser, al menos, #3 para acero vertical menor o igual a #10, o #4 para refuerzo transversal que soporte un acero vertical mayor o igual a #11.

Tabla 2-1: Refuerzo transversal para elementos especiales de borde. Adaptada de la tabla 18.10.6.4(g) (ACI318, 2019).

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
A_{sh}/sb_c para estribos rectilíneos	El mayor entre	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s para estribos circulares o en espiral	El mayor entre	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

donde A_{sh} es el área total del refuerzo transversal; sb_c es la separación de los estribos del elemento de borde; ρ_s es la relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado; A_g es el área bruta de la sección de concreto; A_{ch} es el área de la sección transversal de un miembro estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal y f_{yt} es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

Las recomendaciones del reglamento ACI 318, se direccionan a que es mucho mejor el uso de refuerzos transversales en los elementos de borde especiales en forma de estribos enlazados, que el uso de ganchos suplementarios con ganchos sísmicos en sus extremos tal como lo concluyen las investigaciones realizadas, basadas en la experiencia recogida por los daños generados en sismos recientes, y en las cuales también se afirma que para tener un mejor comportamiento del muro se deben colocar ganchos sísmicos en el refuerzo vertical del alma del muro y en la región de la rótula plástica, para evitar la pérdida de capacidad a los requerimientos axiales en los elementos de borde (Carlos Alberto Arteta, 2015; Segura & Wallace, 2018; Welt et al., 2017).

Una vez más se concluye que son varios los requerimientos adicionales que se deben tener en cuenta cuando se necesitan los elementos de borde especiales; y se vislumbra que las exigencias aumenten cada vez más conforme se realizan más ensayos y se evalúa el comportamiento de las estructuras de muros de concreto durante eventos sísmicos.

Además de analizar la necesidad de los elementos especiales de borde, también debe tenerse en cuenta que cuando no se requieran, se debe revisar la cuantía de acero en los extremos de los muros para detallar la utilización de elementos “ordinarios” de borde, que deberán construirse cuando esa cuantía sea mayor que:

$$\frac{2.8}{f_y} \text{ (en MPa)} \quad (2.12)$$

en los cuales se confinará el refuerzo vertical del borde en una longitud igual a la solicitada para los elementos especiales de borde y con una separación que depende del grado del acero que se utilice y si es dentro de la zona comprendida entre l_w y $\frac{M_u}{4V_u}$, o no.

La conclusión final al respecto de los diseños actuales de los muros de concreto usados como muros de cortante en el sistema de resistencia sísmica de una estructura, es que deben cumplir con una serie de exigencias rigurosas, en lo que respecta a las secciones, refuerzos y detallados adicionales que deben ser tenidos en cuenta para su utilización; y la tendencia normativa es la de incrementar dichas exigencias conforme se aprende más de las experiencias que se recogen en los estudios de fallas estructurales por cargas sísmicas.

No obstante las diferentes investigaciones realizadas al respecto de los requerimientos del reglamento ACI 318, se concluye que el cumplimiento del reglamento no exime que se puedan presentar fallas en los muros ya que dichos requerimientos pueden ser insuficientes en lo que tiene que ver con las secciones mínimas de muros y de los elementos especiales de borde (Segura & Wallace, 2018). La disertación elaborada por Christopher Segura (Segura, 2018) deja varias recomendaciones que deberán dar como resultado la generación de mayores exigencias a las que hoy se tienen en el diseño de los muros estructurales de concreto.

En el ámbito colombiano, la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica (*Colombian Earthquake Engineering Research Network CEER*), ha realizado investigaciones desde el año 2015 con respecto al comportamiento sísmico de edificios con muros de concreto reforzado. Las principales conclusiones que se pueden deducir del estudio, hablando de manera global, es que son muchos los intentos por tratar de mejorar

el desempeño de los muros de concreto sometidos a cargas sísmicas; y para ello se investigan diferentes configuraciones de materiales de refuerzo, resistencias de materiales y geometrías, entre otros, llegando a conclusiones como que, bajo los requisitos actuales del Reglamento Colombiano NSR-10 (NSR-10, 2010), los sistemas estructurales basados en muros de concreto reforzado no son adecuados para ser usados en edificios altos pues no es posible garantizar el buen comportamiento de la estructura (Carlos A. Arteta et al., 2018).

De igual manera, estos estudios recomiendan modificaciones al reglamento colombiano actual con la premisa que las condiciones con las que se conforma la norma estadounidense son muy diferentes a las condiciones y los tipos de estructuras que se diseñan y construyen en Colombia. Por ejemplo, se plantea la creación de un capítulo destinado a las estructuras con muros que tengan espesores entre 100 y 150 mm, que no tengan elementos de borde y que, dentro de su configuración, el refuerzo del alma del muro esté conformado por solo una cortina o capa de acero. Los investigadores proponen en su investigación que el coeficiente de reducción por ductilidad sea $R_0 = 3.0$ y el coeficiente de sobre resistencia $\Omega_0 = 2.5$. Por otro lado, la propuesta incluye que el límite de la deriva sea del 50% del límite actual, es decir la deriva límite sería de 0.5%.

Como recomendaciones adicionales se señala no permitir el uso de refuerzo electrosoldado en edificaciones de más de tres pisos. Podría utilizarse este tipo de refuerzo en estructuras de un número mayor de pisos, siempre y cuando sea en el tercio superior del mismo; además de la recomendación de modificar la cuantía de acero longitudinal del muro para que el momento de fluencia sea mayor en un 20% al momento de agrietamiento, entre otras.

Es decir, las investigaciones sobre el diseño de muros de concreto reforzado, apuntan a un aumento en el grado de exigencia por parte de los códigos y normas actuales, inclusive admitiendo que dichos requisitos pueden no ser suficientes para esperar un buen desempeño de los muros ante los sismos equivalentes a una intensidad de diseño.

2.1.2 Diseño de estructuras aisladas en la base

En Europa se comienza a hablar de aislamiento sísmico en puentes desde, aproximadamente, el año 1966. En esa época, ya se utilizaban sistemas de amortiguadores de elementos de acero y materiales de caucho laminado (L.P. et al., 2001).

Las primeras edificaciones aisladas por medio de elementos de caucho datan de 1969 con la construcción de la escuela Pestalozzi en Skopje, Macedonia del Norte (Naeim & Kelly, 1999); la primera edificación con uso residencial que utilizó el sistema de aislamiento en la base fue "*The William Clayton Building*" (L.P. et al., 2001), diseñada a finales de los años 70 en la ciudad de Wellington, Nueva Zelanda para una vivienda con estructura de pórticos de concreto (Megget, 1978).

Los pioneros modernos en el desarrollo de aisladores sísmicos tales como: Lindley, (1970), Kelly et al (1972) y Skinner et al (1974); describieron cómo el uso de los aisladores permite disminuir la rigidez de la estructura aislada, disminuyendo los desplazamientos relativos entre los pisos y las fuerzas de cortante, pero sus investigaciones se enfocaron en estructuras de pórticos.

Con el desarrollo de nuevas tecnologías en la fabricación de aisladores, su uso se ha vuelto más frecuente y es así como a nivel mundial se tienen diversos casos de construcciones usando este sistema de protección: Piscal y López (2016) dan cuenta de 13672 edificios en el mundo con aislamiento sísmico en la base, de los cuales 137 (1% del total) fueron construidos en Chile, México, Colombia, Perú y Ecuador; reportando solo 20 en Colombia. La mayor cantidad de edificios aislados han sido construidos en Japón (8000 edificios).

Al respecto de los reglamentos o normas en el mundo que abarcan el diseño de aisladores de base, se tienen: Japón: BSLEO 2000, Notificación No. 1457 y No. 2009 (BSLEO, 2009). China: GB50011-2010 (GB50011, 2010). Italia: NTC-2008 (Decreto Ministeriale, 2008). USA: ASCE 7-16 (ASCE, 2017). Chile: NCh 2745-2013 (NCH2745, 2013). Europa: Eurocode 8 (Eurocode 8, 2004).

En el caso latinoamericano, en México por ejemplo, las aplicaciones de aislamiento en la base de edificios crece muy lentamente debido a la ausencia de lineamientos de diseño en concordancia con los códigos de construcción, a pesar de las guías y métodos de

diseño de aislamiento en la base que han planteado autores como Arturo Tena-Colunga y otros (Tena-Colunga, 2001). Uno de los vacíos que se tienen en el uso de la protección con aisladores es que hay poca investigación analítica en las condiciones de suelos blandos como los que son comunes en la ciudad México. A pesar del impacto positivo del uso de aislamiento en base en estructuras de pórticos de concreto, es necesario tener en cuenta el comportamiento en suelos blandos debido a la amplificación de frecuencias, además de la necesidad de estudios e implementación en los códigos de construcción de factores R de capacidad de disipación de energía adecuados a las nuevas condiciones de las estructuras aisladas; sin despreciar el comportamiento de las estructuras ante las torsiones que se presentan por la distribución de las masas en la súper estructura y las respectivas amplificaciones torsionales en el sistema de aislamiento debidas a la rigidez de sus elementos (Tena-Colunga, 2007).

En Colombia, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010), en los artículos A.3.8 y A.3.9, reglamenta el uso de estructuras aisladas en la base, siempre y cuando se cumplan en la totalidad los requisitos de uno de los siguientes documentos: “*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary*”, 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004; o “*Mínimum Design Loads for Building and Other Structures*”, ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006.

Actualmente, en Colombia, los profesores Carlos M. Piscal de la Universidad de La Salle en Bogotá junto con Francisco López A. de la Universidad Politécnica de Cataluña de España han centrado sus esfuerzos en el estudio de la necesidad de generar unas pautas para el diseño de sistemas de aislamiento sísmico de edificaciones ya que el reglamento colombiano no incluye directamente la regulación para su diseño y construcción. Los autores recalcan la necesidad de revisar el valor del coeficiente de disipación de energía R en los sistemas aislados, que debe ser diferente al utilizado en sistemas no aislados, y adicionalmente se subraya cómo las versiones de las metodologías de diseño de los años 2010 y 2016 de la *American Society of Civil Engineers* ASCE están adaptadas, especialmente para edificaciones de tipo indispensables (Piscal & López, 2016, 2019).

Otros autores han realizado investigaciones sobre los presupuestos de costo de construcción de edificaciones de uso hospitalario (estructuras de tipo pórtico resistente a momentos y/o sistema combinado) en las ciudades de Cali y de Armenia (Colombia), y los han comparado con los costos en las mismas edificaciones de base fija; y concluyen que se generan ahorros en la cantidad de acero y concreto necesarios. Los autores coinciden en que el uso del aislamiento sísmico en este tipo de edificaciones es económicamente factible (Enríquez & Solarte, 2019), (González & Alvarez, 2019).

Otra de las conclusiones a las que se puede llegar con la revisión de la literatura, al respecto del aislamiento sísmico, es que su implementación se ha tratado más profundamente en edificaciones de usos especiales y del tipo de estructura de pórticos. Para uso residencial no ha sido tan amplia la investigación; sin embargo en Armenia (continente asiático) se han venido desarrollando diferentes diseños de edificaciones con muros de concreto reforzado, para uso residencial y mixto, con alturas de hasta 18 pisos, donde se reporta que en el año 2018 se tenían 58 diseños realizados, 50 de los cuales ya habían sido construidos (Melkumyan, 2018).

A nivel general, la metodología para el diseño de edificaciones con el uso de aisladores sísmicos en la base, fue propuesta en el libro *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice* (Naeim & Kelly, 1999): en los inicios del diseño de aisladores sísmicos en la base de las edificaciones, y según el *Uniform Building Code UBC*, se tomaba el período fundamental de la estructura y se realizaba un análisis estático; los desplazamientos se revisaban en la base aislada y el movimiento de la súper estructura era asimilado al de un cuerpo rígido.

Con la evolución de los códigos de construcción y el desarrollo de modelos numéricos más avanzados, se exigió que, en el diseño de estructuras aisladas en la base, se tuviese en consideración un espectro de diseño o un acelerograma (análisis dinámico). Podría decirse que la utilización de uno u otro sistema depende de las características de la estructura y del sistema de aislamiento en la base que se vaya a utilizar, siendo que si el sistema se comporta como uno de un grado de libertad y el suelo es relativamente rígido se aconseja que se utilice un análisis estático, y en otras condiciones que el análisis sea de tipo dinámico. Genatios & Lafuente (2016) aconsejan que el análisis sea realizado mediante el uso de un espectro local que represente las condiciones del lugar donde se realizará la

construcción; pero que sea chequeado el resultado final usando registros reales de sismos en suelos similares a los que se tendrán en el lugar de la construcción.

En el caso del reglamento norteamericano del *American Society of Civil Engineers* (ASCE, 2017), el capítulo 17 contiene los requisitos para el diseño sísmico de estructuras aisladas destacando los siguientes aspectos:

Para hallar la aceleración espectral del MCE (sismo máximo considerado) se permite el uso del espectro de diseño y el uso de mínimo de siete registros históricos con condiciones similares a las del sitio del proyecto. Igualmente, se tiene permitido el análisis estático y dinámico previo el cumplimiento de varios aspectos contenidos en el artículo 17.4.

El sistema de aislamiento debe diseñarse y construirse para que soporte un desplazamiento máximo D_M :

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4 \pi^2 B_M} \quad (2.13)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad S_{M1} es el parámetro de aceleración espectral para un amortiguamiento del 5% en un período de 1-s; T_M es el período efectivo de la estructura aislada; y B_M es el factor de amortiguamiento según la tabla 17.5-1 (ASCE, 2017);

El período efectivo para el máximo desplazamiento T_M es:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}} \quad (2.14)$$

Siendo W el peso efectivo sobre la base aislada; k_M la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

El desplazamiento máximo total de los elementos del sistema de aislamiento D_{TM} , incluyendo los efectos torsionales accidentales no puede ser tomado menor a:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{p_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (2.15)$$

En donde D_M desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento; y es la distancia entre el centro de rigidez y el elemento al cual se le calcula el desplazamiento; e es la excentricidad medida entre el centro de masa de la estructura sobre el plano de aislamiento; b la distancia más corta en la planta de la estructura, perpendicular a d ; d es la distancia más larga en la planta de la estructura; y P_T es la relación entre el período efectivo traslacional del sistema de aislamiento y el período efectivo torsional del sistema de aislamiento, según el artículo 17.5.3.3 del ASCE 7-16 (ASCE, 2017). Entonces, la estructura se debe diseñar para el desplazamiento de diseño y se debe tener en cuenta la rigidez del sistema de aislamiento.

Después de tener los desplazamientos de diseño, se hallan las fuerzas horizontales V_b por debajo del sistema aislado y V_s en la súper estructura aislada cuyos valores son utilizados para realizar la distribución vertical de las fuerzas sísmicas en el análisis estático.

En lo que respecta al valor R , que define el nivel de inelasticidad en un sistema estructural durante un sismo, Patel & Vyas (2018) proponen un método para encontrar su valor a partir de los factores de ductilidad, de redundancia, de sobre esfuerzo y de amortiguamiento de la estructura.

$$R = R_S R_\mu R_\xi R_R \quad (2.16)$$

Los resultados finales concluyen, que el factor R depende básicamente de la ductilidad por lo que este factor debe ser tenido en cuenta para evaluar la seguridad de la estructura.

Igualmente, Zerbin et al (2019), plantean que el valor R depende de la ductilidad de la estructura y analizan su valor mediante el comportamiento de modelos MDOF (*multi-degree-of-freedom*) y SDOF (*single-degree-of-freedom*); y concluyen que el desplazamiento dúctil es tomado como una representación del factor de reducción por ductilidad y con los manejos de los modelos se puede llegar a unir el comportamiento de las demandas globales de ductilidad de la estructura con las locales y así obtener el factor de reducción por ductilidad del sistema de varios grados de libertad (MDOF), a partir del sistema simple (SDOF).

Al respecto, (Rodríguez, 2016) coincide al afirmar que la ductilidad en la estructura no debería ser el fin último del diseño estructural ya que no tenerlo en cuenta implica daños en la estructura debidos a los efectos de las fuerzas generadas por los sismos.

En el caso de las estructuras aisladas, el valor de R , asumiendo que el comportamiento de la estructura está dentro del rango elástico, podría ser igual a 1.0 pero se permiten valores hasta de 2.0; y se puede concluir que falta mayor investigación al respecto del valor que debería permitirse en los códigos de diseño para aplicar en los diseños de las estructuras con aislamiento en la base (Piscal & López, 2019).

2.2 Teoría del uso de aisladores sísmicos

Aunque el tema del aislamiento ha sido estudiado desde los años 1960 y existen diferentes autores que han realizado investigaciones sobre el aislamiento de estructuras de edificaciones, casi todos se han concentrado en el estudio en sistemas de tipo pórtico y muy pocos en estructuras de muros de concreto. Esto se debe a que el uso de este tipo de estructuras no es tan común como lo es el sistema de pórticos; además porque el uso del aislamiento se ha concentrado en estructuras de usos especiales como hospitales, estaciones de policía, de bomberos, etc., en donde, debido a restricciones arquitectónicas, es más ventajoso el sistema de pórticos para la distribución de espacios.

Como pionero en el estudio del aislamiento sísmico de base, las investigaciones realizadas, y publicadas en el libro *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice* (Naeim & Kelly, 1999), son la base de los estudios del aislamiento sísmico, teniendo en cuenta que después de la publicación de sus resultados se ha incrementado el nivel en las investigaciones realizadas ya que, en la actualidad, hay herramientas informáticas que permiten ir más allá para encontrar resultados adicionales en las investigaciones que se efectúan (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

El planteamiento principal, punto de partida para el aislamiento sísmico, se basa en una estructura de masa m , rigidez k_s , y amortiguación viscosa c_s , que se aísla con un sistema generado por un resorte lineal de rigidez k_b y amortiguamiento c_b el cual puede representarse mediante un sistema de dos grados de libertad, con unos desplazamientos

laterales, producto de una excitación sísmica, identificados como u_s para la masa de la edificación, u_b en el aislamiento y u_g en el suelo.

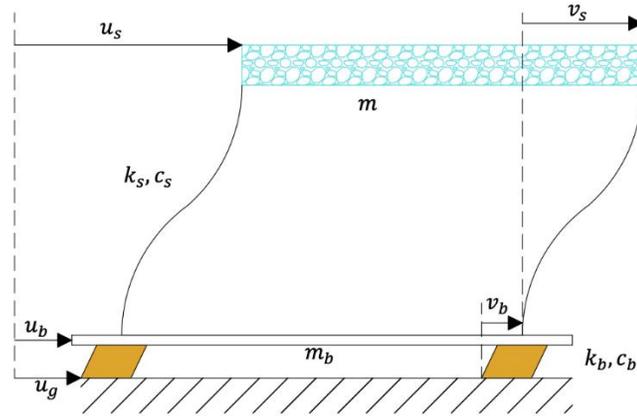


Figura 2-1: Desplazamiento de una estructura de 1 piso con aislamiento en base.

Aplicando la segunda ley de Newton, ley fundamental de la dinámica, se tiene:

$$m\ddot{u}_s = -c_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) - k_s(u_s - u_b) \quad (2.17)$$

y

$$m\ddot{u}_s + m_b\ddot{u}_b = -c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) - k_b(u_b - u_g) \quad (2.18)$$

\dot{u}_b y \dot{u}_s son las velocidades absolutas en la losa de la base aislada y en la parte superior de la estructura respectivamente; y \ddot{u}_b y \ddot{u}_s corresponden a las aceleraciones absolutas en los mismos niveles.

Expresando las ecuaciones (2.17) y (2.18) en función de los desplazamientos relativos entre pisos v_s y v_b :

$$v_s = u_s - u_b \quad (2.19)$$

$$v_b = u_b - u_g \quad (2.20)$$

Se obtiene:

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g \quad (2.21)$$

y

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (2.22)$$

Si se elimina el desplazamiento relativo entre la base de la estructura aislada y la parte superior de la misma $v_s = 0$, entonces:

$$M\ddot{v}_b + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -M\ddot{u}_g \quad (2.23)$$

Se obtiene la ecuación dinámica estándar para un sistema de un grado simple de libertad con masa total $M = (m + m_b)$.

De la ecuación (2.17), suprimiendo el movimiento relativo entre la base de estructura aislada y el suelo, se obtiene la ecuación dinámica de movimiento para una estructura de base fija:

$$m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g \quad (2.24)$$

En un sistema de dos grados de libertad, la ecuación de movimiento puede escribirse de forma matricial:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g$$

Donde cada parte de la expresión es compuesta por

$$[M] = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}; \{\ddot{v}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}; \{\dot{v}\} = \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}; \{v\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix}$$

$$\{r\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.25)$$

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.26)$$

Se hacen algunas definiciones tales como:

Relación de masas γ que está dada por:

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b} = \frac{m}{M} \quad (2.27)$$

Valores de frecuencias en la base, ω_b , y en la súper estructura, ω_s , se definen como:

$$\omega_s^2 = \sqrt{\frac{k_s}{m}} \quad (2.28)$$

$$\omega_b^2 = \sqrt{\frac{k_b}{M}} \quad (2.29)$$

Y el cuadrado de la relación de la frecuencia fundamental de la base y la superestructura, ε , se define como:

$$\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s} \right)^2 \quad (2.30)$$

El cual es asumido como un valor con un orden de magnitud de 10^{-2} .

Adicionalmente se definen los factores de amortiguamiento así:

Para la superestructura:

$$\xi_s = \frac{c_s}{2m\omega_s} \quad (2.31)$$

Y para la base:

$$\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b} \quad (2.32)$$

Para encontrar las frecuencias naturales del sistema, se resuelve la ecuación:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0$$

Teniendo que

$$[M] = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix};$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix};$$

ω^2 : frecuencias naturales del sistema

entonces:

$$\begin{vmatrix} k_b - \omega^2 M & (-\omega^2 m) \\ -\omega^2 m & k_s - \omega^2 m \end{vmatrix} = 0 \quad (2.33)$$

Expandiendo los valores determinantes de la ecuación (2.33), queda la ecuación de frecuencia:

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (2.34)$$

La ecuación cuadrática (2.29) se resuelve con dos raíces,

$$\omega_1^2, \omega_2^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) \pm \sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} \right\} \quad (2.35)$$

Ahora, el término que está bajo el radical en la ecuación (2.30) puede escribirse como:

$$\sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} = (\omega_s^2 - \omega_b^2) \sqrt{1 + 4\gamma \frac{\omega_b^2\omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2}} \quad (2.36)$$

Aplicando la serie binomial al término del radical en el lado derecho de la ecuación (2.36) se obtiene:

$$\sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} = (\omega_s^2 - \omega_b^2) \left\{ 1 + 2\gamma \frac{\omega_b^2\omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2} \right\} \quad (2.37)$$

Reemplazando la ecuación (2.37) en la ecuación (2.35)

$$\omega_1^2 = \frac{\omega_b^2}{(1-\gamma)} \left[1 - \frac{\gamma\omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)} \right] \quad (2.38)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \left[1 + \frac{\gamma\omega_b^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)} \right] \quad (2.39)$$

Como la frecuencia de la estructura es mucho mayor que la frecuencia de la base, entonces,

$$\omega_1 = \omega_b \sqrt{1 - \gamma\varepsilon} \approx \omega_b \quad (2.40)$$

$$\omega_2 = \frac{\omega_s^2}{\sqrt{1-\gamma}} \sqrt{1 + \frac{\gamma\omega_b^2}{\omega_s^2}} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1-\gamma}} \quad (2.41)$$

Según las fórmulas anteriores, la primera frecuencia natural corresponde a la frecuencia del aislamiento, la cual no depende de la rigidez de la estructura; y la segunda frecuencia natural corresponde a la frecuencia de la estructura aislada que se incrementa por la masa de la base.

Ahora, el primer modo $\{A^{(1)}\}$ está dado por:

$$\begin{bmatrix} k_b - \omega_b^2 M & (-\omega_b^2 m) \\ -\omega_b^2 m & k_s - \omega_b^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1^{(1)} \\ A_2^{(1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.42)$$

Solucionando la segunda ecuación de la matriz (2.37), se encuentra que:

$$-\omega_b^2 m A_1^{(1)} + (k_s - \omega_b^2 m) A_2^{(1)} = 0 \quad (2.43)$$

Si $A_1^{(1)} = 1$; entonces:

$$A_2^{(1)} = \frac{\omega_b^2 m}{k_s - \omega_b^2 m} = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2 - \omega_b^2} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\varepsilon}\right) - 1} = \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} \approx \varepsilon \quad (2.44)$$

Por lo tanto, la primera forma de modo puede escribirse como:

$$\{A^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad (2.45)$$

De forma similar, la segunda forma de modo $\{A^{(2)}\}$, está dada por:

$$\begin{bmatrix} k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M & -\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m \\ -\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m & k_s - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1^{(2)} \\ A_2^{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.46)$$

Solucionando la primera ecuación de la matriz (2.41):

$$\left(k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M \right) A_1^{(2)} - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m A_2^{(2)} = 0 \quad (2.47)$$

Haciendo $A_1^{(2)} = 1$;

$$A_2^{(2)} = \frac{k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M}{\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m} = \frac{(1-\gamma)\varepsilon - 1}{\gamma} \quad (2.48)$$

Y puede escribirse de manera matricial así:

$$\{A^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\left(\frac{1 - (1-\gamma)\varepsilon}{\gamma}\right) \end{Bmatrix} \quad (2.49)$$

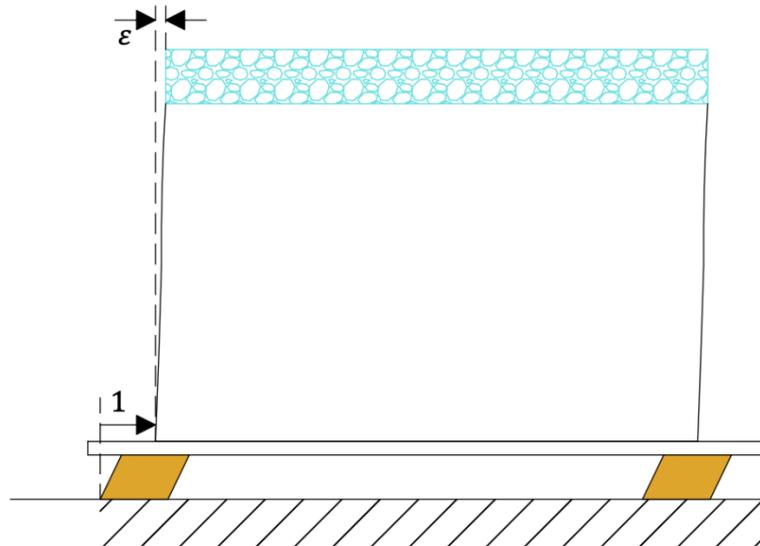


Figura 2-2: Primer modo de vibración de la estructura de 1 piso con aislamiento de base.

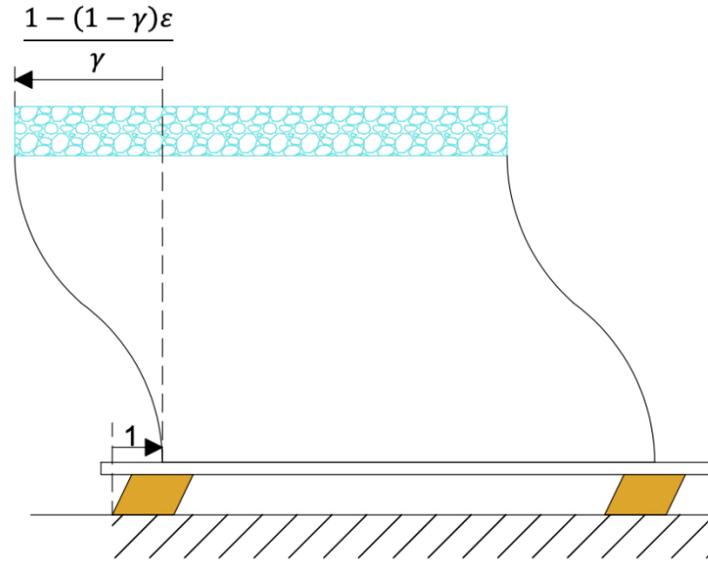


Figura 2-3: Segundo modo de vibración de la estructura de 1 piso con aislamiento de base.

En la figura 2-2 se puede ver que el primer modo está representando una estructura rígida sobre una base flexible.

Usando el método de la superposición modal, los desplazamientos relativos en la base y en el nivel de la losa de una estructura de un solo piso, en un modelo de cuerpo libre de dos grados de libertad, pueden representarse como:

$$v_b(t) = u_1(t)A_1^{(1)} + u_2(t)A_1^{(2)} \quad (2.50)$$

$$v_s(t) = u_1(t)A_2^{(1)} + u_2(t)A_2^{(2)} \quad (2.51)$$

Asumiendo que el amortiguamiento es tan bajo como para mantener las propiedades de ortogonalidad de los modos, entonces $u_1(t)$ y $u_2(t)$ cumplen con las siguientes ecuaciones dinámicas:

$$M_1\ddot{u}_1 + C_1\dot{u}_1 + K_1u_1 = P_1(t) \quad (2.52)$$

$$M_2\ddot{u}_2 + C_2\dot{u}_2 + K_2u_2 = P_2(t) \quad (2.53)$$

en donde:

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\} & M_2 &= \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\} \\
 C_1 &= \{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\} & C_2 &= \{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\} \\
 K_1 &= \{A^{(1)}\}^T [K] \{A^{(1)}\} & K_2 &= \{A^{(2)}\}^T [K] \{A^{(2)}\} \\
 P_1 &= -\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\} \ddot{u}_g & P_2 &= -\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\} \ddot{u}_g
 \end{aligned} \tag{2.54}$$

Dividiendo las ecuaciones (2.47) y (2.48) por M y reemplazando los valores de $\frac{C}{M}$ y $\frac{K}{M}$, se llega a las siguientes ecuaciones:

$$\ddot{u}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{u}_1 + \omega_1^2u_1 = -\alpha_1\ddot{u}_g \tag{2.55}$$

$$\ddot{u}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{u}_2 + \omega_2^2u_2 = -\alpha_2\ddot{u}_g \tag{2.56}$$

ξ_1 y ξ_2 son las relaciones de amortiguamiento modales del primer y segundo modo, respectivamente; y α_1 y α_2 son las participaciones modales del primer y segundo modo, respectivamente, dadas por:

$$\xi_1 = \frac{C_1}{2\omega_1 M_1} \tag{2.57}$$

$$\xi_2 = \frac{C_2}{2\omega_2 M_2} \tag{2.58}$$

$$\alpha_1 = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\}}{M_1} \tag{2.59}$$

$$\alpha_2 = \frac{-\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\}}{M_2} \tag{2.60}$$

El cálculo de α_1 se hace por medio de la solución de la siguiente matriz:

$$\alpha_1 = \frac{\begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}} = \frac{M+m\varepsilon}{M+2m\varepsilon+m\varepsilon^2} \tag{2.61}$$

Asumiendo $\varepsilon^2 \approx 0$, entonces:

$$\alpha_1 = 1 - \frac{m\varepsilon}{M + 2m\varepsilon} = 1 - \frac{\varepsilon}{(1/\gamma) + 2\varepsilon} = 1 - \frac{\gamma\varepsilon}{1 + 2\gamma\varepsilon} \approx 1 - \gamma\varepsilon \quad (2.62)$$

La masa modal en el primer modo M_1^* , es:

$$M_1^* = \alpha_1^2 M_1 = (1 - \gamma\varepsilon)^2 (M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2) \approx M(1 - \gamma\varepsilon^2(1 - 3\gamma)) \approx M \quad (2.63)$$

Solucionando la matriz de α_2 de la ecuación (2.60), se obtiene:

$$\alpha_2 = \gamma\varepsilon \quad (2.64)$$

y la masa modal en el segundo modo M_2^* , queda:

$$M_2^* = M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2\varepsilon(1 - \gamma)]}{\gamma} \quad (2.65)$$

Como el factor de participación modal del segundo modo α_2 , es muy pequeño, este es casi ortogonal a la señal de entrada del sismo.

De la ecuación dinámica (2.53) y las definiciones en (2.54), se tiene que:

$$P_2(t) = -\{A^{(2)}\}^T [m]\{r\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.66)$$

Debido a que ε , es muy pequeño de orden de 10^{-2} , podemos asumir que:

$$\{r\} \approx \{A^{(1)}\} \approx \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.67)$$

Teniendo en cuenta la propiedad de la ortogonalidad modal en la que el trabajo realizado por las fuerzas de inercia asociadas al segundo modo sobre los desplazamientos del primer modo es nulo, entonces:

$$\{A^{(2)}\}^T [M]\{A^{(1)}\} = 0 \approx \{A^{(2)}\}^T [M]\{r\} \quad (2.68)$$

Entonces:

$$P_2(t) = 0 \quad (2.69)$$

La ecuación (2.69) demuestra que la energía en el segundo modo no será transferida a la estructura, a pesar de que el movimiento del suelo tiene energía en esa frecuencia modal.

Un sistema de aislamiento sísmico es efectivo no tanto por la capacidad de disipar energía y si por desviarla aprovechando la propiedad de la ortogonalidad (Christopoulos & Filiatrault, 2006).

La capacidad de disipar energía es una propiedad, también, muy importante en los sistemas de aislamiento sísmico; siendo que la disipación de esa energía se debe al amortiguamiento lineal. Entonces, para encontrar las relaciones modales de viscosidad ξ_1 y ξ_2 , de las ecuaciones (2.54) y (2.60) se tiene:

$$\begin{aligned}\xi_1 &= \frac{\{A^{(1)}\}^T [c] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 M_1} = \frac{\begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}}{2\omega_1 (M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2)} \\ &= \frac{c_b + c_s \varepsilon^2}{2\omega_b \sqrt{1 - \gamma\varepsilon} (M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2)}\end{aligned}\quad (2.70)$$

Igualando $\varepsilon^2 = 0$, entonces:

$$\xi_1 \approx \frac{\xi_b (1 - 2\gamma\varepsilon)}{\sqrt{1 - \gamma\varepsilon}} \approx \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right)\quad (2.71)$$

Ahora, para el caso de ξ_2 :

$$\xi_2 = \frac{\{A^{(2)}\}^T [c] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 M_2} = \frac{\left\{ \frac{(1 - \gamma)\varepsilon - 1}{\gamma} \right\}}{2\omega_s \frac{\sqrt{1 + \gamma\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}} M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2\varepsilon(1 - \gamma)]}{\gamma}}\quad (2.72)$$

Resolviendo la ecuación (9.45), se llega a:

$$\xi_2 \approx \frac{\xi_s}{\sqrt{1 - \gamma}} + \frac{\gamma \xi_b \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}}\quad (2.73)$$

Según la ecuación (2.71), el amortiguamiento del primer modo en el sistema de aislamiento corresponde, prácticamente al amortiguamiento de los aisladores. La ecuación (2.73) deja ver que el amortiguamiento en el segundo modo incluye también el amortiguamiento en la base, contribuyendo al amortiguamiento total de la estructura.

Después de tener los valores de $\alpha_1, \alpha_2, \xi_1$ y ξ_2 , se puede calcular la respuesta de la estructura aislada bajo la excitación de una aceleración en el suelo \ddot{u}_g . Primero, por medio de la integral de Duhamel en función del tiempo $d\tau$, se obtienen las respuestas modales u_1 y u_2 :

$$u_1(t) = -\frac{\alpha_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\xi_1 \omega_1 \tau} \sin \omega_1(t-\tau) d\tau \quad (2.74)$$

y

$$u_2(t) = -\frac{\alpha_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\xi_2 \omega_2 \tau} \sin \omega_2(t-\tau) d\tau \quad (2.75)$$

Los máximos valores de u_1 y u_2 , se dan como:

$$|u_1(t)|_{m\acute{a}x} = \alpha_1 S_D(\omega_1, \xi_1) \quad (2.76)$$

$$|u_2(t)|_{m\acute{a}x} = \alpha_2 S_D(\omega_2, \xi_2) \quad (2.77)$$

$S_D(\omega_i, \xi_i)$, corresponde a la respuesta del espectro de desplazamiento para el movimiento en el suelo $\ddot{u}_g(t)$, a una frecuencia ω_i y con una relación de amortiguamiento ξ_i .

Ya que las frecuencias naturales están bien demarcadas, los valores de los desplazamientos relativos v_b y v_s pueden obtenerse mediante la aplicación de la combinación modal SRSS.

$$|v_s(t)|_{m\acute{a}x} = \sqrt{\left(A_2^{(1)} |u_1(t)|_{m\acute{a}x}\right)^2 + \left(A_2^{(2)} |u_2(t)|_{m\acute{a}x}\right)^2} \quad (2.78)$$

$$|v_b(t)|_{m\acute{a}x} = \sqrt{\left(A_1^{(1)} |u_1(t)|_{m\acute{a}x}\right)^2 + \left(A_1^{(2)} |u_2(t)|_{m\acute{a}x}\right)^2} \quad (2.79)$$

Ahora, tomando los resultados de las ecuaciones (2.45), (2.49), (2.62), (2.64), (2.76) y (2.77):

$$A_1^{(1)} = 1, A_2^{(1)} = \varepsilon,$$

$$A_1^{(2)} = 1, A_2^{(2)} = ((1-\gamma)\varepsilon - 1)/\gamma,$$

$$\alpha_1 = 1 - \gamma\varepsilon \text{ y } \alpha_2 = \gamma\varepsilon;$$

Y reemplazándolos en (2.75) y (2.79), se tiene:

$$|v_b(t)|_{m\acute{a}x} = \sqrt{(1 - \gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (2.80)$$

y

$$\begin{aligned} |v_s(t)|_{m\acute{a}x} &= \sqrt{\varepsilon^2 (1 - \gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 \frac{1}{\gamma^2} [(1 - \gamma)\varepsilon - 1]^2 [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \\ &= \varepsilon \sqrt{(1 - \gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \frac{1}{\gamma^2} [(1 - \gamma)\varepsilon - 1]^2 [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \end{aligned} \quad (2.81)$$

Generalmente, el segundo término de la ecuación (2.75) puede obviarse para espectros de sismo donde el desplazamiento en frecuencias altas (correspondientes a ω_2) es mucho más pequeño que en frecuencias bajas (correspondiente a ω_1):

$$|v_b(t)|_{m\acute{a}x} \approx (1 - \gamma\varepsilon) [S_D(\omega_1, \xi_1)] \quad (2.82)$$

De igual manera, la ecuación (2.76) puede resumirse como:

$$|v_s(t)|_{m\acute{a}x} \approx \varepsilon \sqrt{[S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (2.83)$$

Todo este desarrollo teórico ha sido la base para la aplicación del aislamiento sísmico en diferentes tipos de estructuras, y en la actualidad, debido al gran desarrollo que se tiene en los sistemas de computación, se ha hecho más común la investigación y el diseño comercial con este tipo de dispositivos de protección sísmica.

A partir de esta teoría, se siguen las consideraciones de análisis y diseño para los edificios aislados sísmicamente, teniendo en cuenta que ya son varios los países que ya tienen incluidos en sus códigos las provisiones de diseño, las cuales, en sus inicios, se basaron en los modelos de un modo de vibración, y con el avance de la computación se han implementado análisis más sofisticados pasando de los estáticos a los dinámicos, cuya aplicación depende de las exigencias según el tipo de suelo donde se localice la estructura, la altura de la estructura, el período de base fija, la regularidad estructural del edificio y la rigidez del sistema de aislamiento.

3. Diseño, modelación y propiedades de los casos de estudio

Como ya fue mencionado, se ha hecho más notorio el uso del sistema estructural de muros de concreto reforzado para la construcción de edificios de vivienda, especialmente por la ventaja de la posibilidad de la implementación del sistema industrializado en el cual se optimiza el uso de la formaleta para el vaciado de los muros y las losas, aumentando notablemente la velocidad de la construcción y con ello disminuyendo los costos finales; sin embargo, los requisitos obligatorios de las actualizaciones de los códigos de diseño se enfocan en un aumento de las exigencias de diseño en lo que respecta a las demandas, cuantías de acero y a las secciones mínimas de los muros. Teniendo que cuenta lo que han demostrado la teoría y la práctica sobre el aislamiento sísmico en la base de los edificios, en donde es posible disminuir la demanda sísmica sobre la súper estructura al aislarla de la acción directa del sismo, se trata de determinar, entonces, cuál es desempeño de una estructura conformada por muros de concreto, diseñada con el método convencional que tiene como premisa que la base del edificio está fija y empotrada, para ser comparado con el desempeño que presenta la misma construcción, ahora con aislamiento en la base y en la cual se han modificado las cuantías de acero para verificar las ventajas del aislamiento sobre este tipo de sistema estructural.

3.1 Procedimiento de diseño

Para la realización de la comparación final es necesario seguir un proceso para cada uno de los edificios seleccionados, siguiendo siempre los mismos pasos tanto para las estructuras de base fija como para las estructuras de base aislada, con el fin de obtener resultados numéricos que puedan ser comparados y poder llegar a las conclusiones.

Los pasos son los siguientes:

- Se realiza un análisis elástico lineal sobre las edificaciones en muros de concreto reforzado con el uso del espectro correspondiente a la localización de la estructura, y un detallado (armado de acero de los elementos) correspondiente a una zona de amenaza sísmica alta, lo cual requiere un diseño con capacidad especial de disipación de energía, esto teniendo en cuenta las exigencias del código utilizado, en este caso la norma colombiana NSR-10.

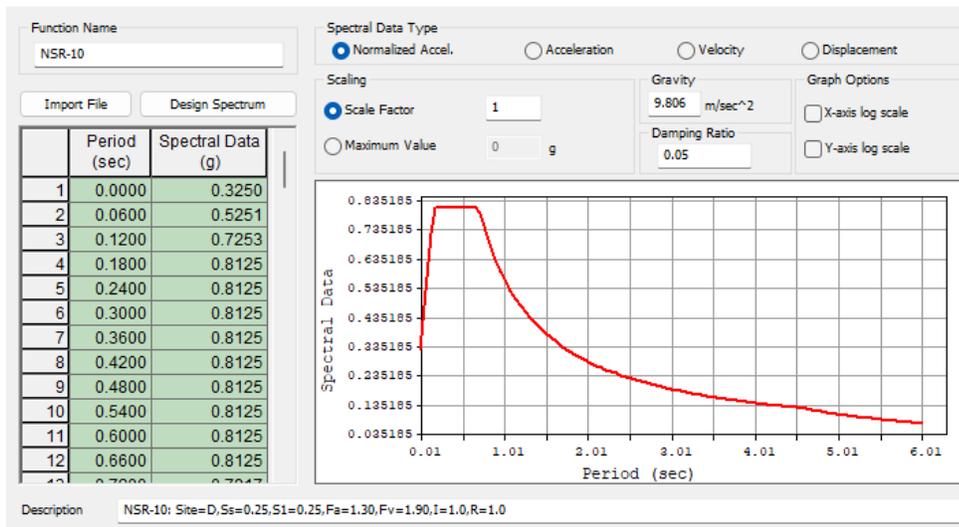


Figura 3-1: Función del espectro de diseño. Adaptada del software MIDAS Gen.

- Después de tener los resultados del detallado de los elementos estructurales, se continúa con el paso de la asignación de propiedades inelásticas a los concretos y aceros utilizados, teniendo en cuenta el resultado del diseño realizado tanto para el edificio con base fija como para el de base aislada. Es necesario seleccionar los modelos de no linealidad que se aplican a los materiales constitutivos.

Name	Material Type	Hysteretic Model
21MPa [NonLinear]	Concrete	Japanese Concrete Standard S...
28Mpa [NonLinear]	Concrete	Japanese Concrete Standard S...
35MPa [NonLinear]	Concrete	Japanese Concrete Standard S...
A706-60[NonLinear]	Steel	Park Model

Figura 3-2: Definición de las propiedades inelásticas de los materiales. Adaptada del software MIDAS Gen.

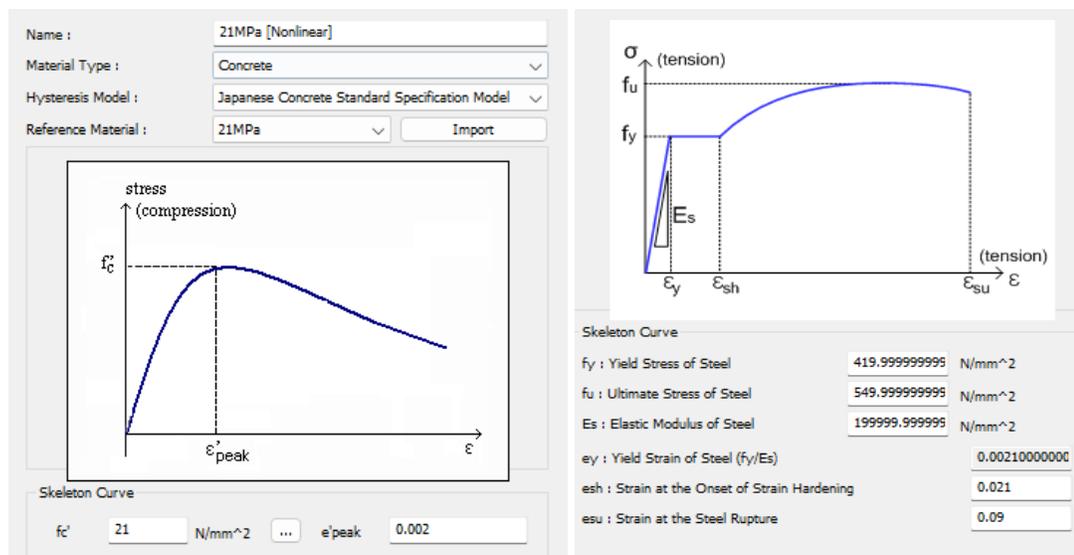


Figura 3-3: Ejemplo de las curvas de las propiedades inelásticas de los materiales. Adaptada del software MIDAS Gen.

- Con las cuantías de acero que se asignaron en el diseño en cada uno de los muros, se configuran y asignan las rótulas plásticas. En este caso se utiliza la plasticidad de tipo “distribuida” en cada uno de los muros.

Data for Strength Auto-Calculation of Hinges

Reference Location for Distributed Hinges

Beam : I-End Center J-End

Fiber Model Option

Beam-Column : Number of Divisions for Auto Generation

Fiber Areas : Auto Size Equal-Size

Ny (y-dir) : 15 Nz (z-dir) : 15

Wall

Consider Out-of-plane Nonlinearity of Plate Type

Number of Divisions for Auto Generation

Fiber Areas : Auto Size Equal-Size

Inplane Direction (z-dir) : 25

Out-of Plane Direction (y-dir) : 1
(* , Plate Type Only)

Figura 3-4: Configuración de las rótulas plásticas. Adaptada del software MIDAS Gen.

The screenshot shows the configuration window for a 'Wall' element in MIDAS Gen. The 'Name' field is set to 'Wall'. The 'Element Type' section has 'Wall' selected. The 'Material Type' is 'RC/SRC(encased)' and the 'Wall Type' is 'Membrane'. The 'Definition' section has 'Moment - Curvature (M-Phi Distributed)' selected. The 'Hinge Type' is 'Fiber (MCPM WALL)'. The 'Interaction Type' is 'None'. The 'Fiber Section' is 'Auto Generation' with a thickness of '1 : 200 (M200)'. The 'Component Properties' table is as follows:

Component	No. of Sections	Hysteresis Model	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> Fx	3	Kinematic Hardening	Properties...
<input type="checkbox"/> Fy	3	Kinematic Hardening	Properties...
<input type="checkbox"/> Fz	1	Kinematic Hardening	Properties...
<input type="checkbox"/> Mx	3	Kinematic Hardening	Properties...
<input checked="" type="checkbox"/> My	3	Kinematic Hardening	Properties...
<input type="checkbox"/> Mz	3	Kinematic Hardening	Properties...

At the bottom, there is a 'Yield Surface Properties...' button.

Figura 3-5: Asignación de las propiedades inelásticas de las rótulas plásticas. Adaptada del software MIDAS Gen.

- Finalizada la parte de la configuración básica de la estructura, se pasa a la selección de los sismos que se tendrán en cuenta para el tratamiento tiempo-historia. Se seleccionan 11 pares de sismos de los 22 registros de falla lejana presentados por el FEMA P695 (2009); de los cuales se toman los pseudo espectros de aceleración y se encuentra el espectro mediano de los sismos seleccionados.

Con base al espectro mediano se escalan los registros seleccionados siguiendo las recomendaciones del ASCE 7-16 para el uso de diseños tiempo-historia en cada una de las tres intensidades que se modelan con cada edificio: sismo de servicio, SLE; sismo de diseño, BDE y sismo máximo esperado, MCE.

Lo primero que se hace es tomar los pseudo espectros de los sismos seleccionados, y se halla el espectro resultado de la mediana de esos 11 espectros, el cual es el espectro de intensidad BDE. En el paso siguiente se toman los períodos límites, de cada una de las estructuras estudiadas, para el escalado según los requisitos del reglamento ASCE 7-16. Es decir, se toman los períodos fundamentales de los edificios de base fija, T y se aplican los límites para el escalado que en este caso son $0.2T$ como límite inferior y $2T$ para el límite superior.

Para los edificios aislados, se toman los períodos aislados T_M y los límites son $0.20 T_M$ y $1.25 T_M$ respectivamente.

El escalado debe realizarse de tal manera que el espectro escalado, correspondiente a la mediana de los 11 pseudo espectros de los sismos seleccionados, no tenga valores menores que el espectro de diseño, que en este caso es el espectro predefinido del Reglamento NSR-10, entre los límites de aislamiento seleccionados.

El valor de escalado encontrado se usa para multiplicar cada par de sismos que se seleccionaron y que se utilizarán en el diseño dinámico no lineal tiempo historia.

Las otras dos intensidades son los sismos de servicio SLE y el sismo máximo esperado MCE. Para encontrar el espectro SLE, se toma el espectro BDE y se multiplica por 0.5 y para espectro MCE se multiplica por 1.5.

Se asume que el espectro MCE_R del mapa de riesgo usado según el ASCE/SEI 7-16, es equivalente al MCE del peligro (o amenaza) sísmico del sitio donde se localizan los edificios para el estudio. Esto para tomar la mediana de los pseudo espectros y poder multiplicarlo por 1.5 y asignar este espectro resultante a la intensidad MCE.

Para el diseño dinámico no lineal tiempo historia, se toma cada escalara de cada una de las intensidades y se multiplican los pares de sismos por esos valores para correr el modelo.

- Se realizan los análisis tiempo-historia de cada uno de los sismos y se obtiene la información de los cortantes, desplazamientos, aceleraciones y derivas por pisos, los cuales son tratados con una mediana de los valores absolutos máximos para realizar las respectivas comparaciones por tipo de edificio y por intensidad del sismo (SLE, BDE y MCE).

3.2 Objetivo del uso de aisladores sísmicos en la base de la estructura

La hipótesis que se quiere demostrar es que con el uso de aislamiento en base es posible reducir las cuantías de acero de los muros de concreto en comparación con un diseño realizado con base fija, obteniendo como mínimo el mismo nivel de desempeño sísmico de la estructura.

3.3 Parámetros de diseño

La experimentación se realiza sobre tres edificios con características arquitectónicas diferentes y que tienen como aspecto en común el estar localizados en zona de amenaza sísmica alta, con A_a y A_v iguales a 0.25, y en un suelo tipo D según el Reglamento NSR-10.

3.3.1 Cargas estáticas

A cada uno de los edificios seleccionados como muestras de la investigación se le aplicaron fuerzas estáticas y dinámicas dependiendo de cada caso. Dentro de las cargas estáticas están el peso propio de los elementos estructurales; las cargas muertas sobre impuestas, como los acabados arquitectónicos; la carga viva de entresijos teniendo en cuenta la clasificación de la estructura, en este caso vivienda, y la carga viva de cubierta.

Tabla 3-1: Cargas estáticas aplicadas sobre los modelos estructurales

Elemento	Carga Muerta (D) KN/m²	Carga Viva (L) KN/m²	Carga Viva de cubierta (L_r) KN/m²	Cargas de granizo (S) KN/m²
Entrepiso de apartamentos	4.16	1.80		
Cubiertas livianas	1.00		0.50	1.00
Escaleras	7.64	3.0		
Cubierta foso de ascensor	4.80		1.80	1.00

Adicionalmente se aplican cargas de tipo lineal en los lugares que se construirán los áticos y antepechos, con un valor de 2.60 KN/m.

3.3.2 Cargas dinámicas

Cuando se realiza el análisis lineal, se tienen en cuenta las fuerzas horizontales equivalentes y las fuerzas dinámicas espectrales. Las primeras, en el caso de las muestras estudiadas, solo se usan para generar la corrección del cortante basal al aplicar las fuerzas espectrales.

Por otro lado, las fuerzas dinámicas espectrales son aplicadas según las exigencias del reglamento al respecto del tipo de suelo, clasificación de uso la estructura, la amenaza sísmica, los valores de aceleración y velocidad pico efectiva, los factores amplificación de aceleraciones y velocidades y pseudo espectro de aceleración.

3.3.3 Configuración del análisis elástico espectral

En primera instancia se realiza un análisis y su respectivo diseño de tipo elástico espectral con las exigencias del reglamento NSR-10. Como resultado se obtienen resistencias de concretos, secciones de muros y cuantías de acero para su reforzamiento.

Por otro lado, y como requisito de norma, se identifican los elementos de borde necesarios según los resultados obtenidos en el análisis y diseño, para así completar el detallado de los elementos estructurales.

Para el diseño elástico se utilizan las siguientes especificaciones:

- Estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica alta.
- El grupo de uso es I con un coeficiente de importancia de 1.0 correspondiente a estructuras de ocupación normal. (NSR-10 A.2.5.1 – A.25.2)
- Tipo de suelo para diseño dinámico, D. (NSR-10 A.2.4.4)
- Aceleración pico efectiva A_a , 0.25. (NSR-10 A.2.3)
- Velocidad pico efectiva A_v , 0.25. (NSR-10 A.2.3)
- Coeficiente de amplificación F_a , 1.30. (NSR-10 A.2.4.5.5)
- Coeficiente de amplificación F_v , 1.90. (NSR-10 A.2.4.5.6)
- Espectro de diseño NSR-10. (Ver figura 3-1 y 3-22)

El diseño final está representado en las cuantías de acero necesarias en cada muro por piso, tanto en el alma como en los elementos de bordes; además de las resistencias y secciones para que en conjunto se cumpla con los requisitos de deriva elástica del código de diseño (no mayores al 1.0%).

3.3.4 Consideraciones del diseño del aislamiento sísmico

El diseño del aislamiento sísmico de los edificios se realiza siguiendo las exigencias del Capítulo 17 del ASCE 7-16 en el que se especifican los requisitos generales para el diseño.

El primer criterio que debe tenerse en cuenta es la demanda sísmica que se le aplicará al diseño, es decir, cómo será representada la intensidad de diseño que según el ASCE 7-

16 corresponde a una intensidad de MCE_R . Esta se toma del estudio de la amenaza sísmica del sitio, con el cual se puede obtener el espectro de respuesta del sitio y se puede llevar a cabo la selección de varios registros de eventos sísmicos históricos que sean representativos del sitio del proyecto, en cuyo caso se deben utilizar no menos que 7 pares de señales.

Para el estudio se utiliza el espectro de respuesta del código NSR-10 en un análisis dinámico espectral para generar el detallado de los muros, el cual será la base para el análisis no lineal de la estructura.

El procedimiento realizado es el siguiente:

1. Se asume un desplazamiento de activación de los aisladores, D_Y .
2. Se asume un desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento D_M .
3. Se asume la fuerza de activación del sistema de activación, F_Y que está entre el 5 y 10% del peso total de la estructura.
4. Se calculan los valores de rigidez inicial, k_1 y rigidez final k_2 así:

$$k_1 = \frac{F_Y}{D_Y}; k_2 = k_1/10 \quad (3.01)$$

5. Valor máximo de la fuerza en los aisladores para un desplazamiento D_M

$$F_D = F_Y + k_2 * (D_M - D_Y) \quad (3.02)$$

6. Esfuerzo de fluencia del aislador

$$Q_M = D_Y * (k_1 - k_2) \quad (3.03)$$

Con la información anterior obtenemos los siguientes datos:

7. Rigidez horizontal efectiva del sistema de aislamiento

$$k_M = \frac{F_D}{D_M} \quad (3.04)$$

8. Con el valor inicial de la rigidez horizontal, y con el valor de la energía disipada en el sistema de aislamiento, E_M , durante el ciclo completo de respuesta, es posible hallar el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento β_M para un desplazamiento D_M , al igual que el período del sistema aislado, T_M .

$$E_M = 4Q_M * (D_M - D_Y) \quad (3.05)$$

$$\beta_M = \frac{E_M}{2\pi * k_M * D_M^2} \quad (3.06)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}} \quad (3.07)$$

9. Con el valor del período aislado T_M , se entra al espectro de desplazamiento y se calcula cuál es el nuevo desplazamiento D_M , valor con el cual volvemos al paso 2 para iterar hasta que no haya diferencia en el valor del amortiguamiento efectivo entre iteraciones, tomando el valor de la rigidez horizontal efectiva del sistema de aislamiento de la última iteración k_M como la rigidez necesaria para llegar al desplazamiento objetivo. De igual manera, con la información de los desplazamientos y las fuerzas aplicadas, es posible identificar las curvas de histéresis de cada aislador equivalente, en cada uno de los tipos de estructura estudiada, según se puede apreciar en las figuras 3-6, 3-7 y 3-8.
10. En el modelo computacional del edificio se identifica el centro de rigidez en la base aislada y se asigna un nodo con la rigidez horizontal que se halló en el paso anterior.
11. Se chequea que el valor T_M calculado en las iteraciones, contra el valor del T_M que genera el modelo del software de diseño, el cual debe ser aproximadamente igual.
12. Se hace la corrección basal siguiendo las exigencias del ASCE 7-16 con el 90% de $V_b = k_M * D_M$ y tomando el espectro de diseño con un amortiguamiento del cinco por ciento.
13. Para el detallado de los muros de concreto, el valor del factor de reducción R_I es igual a tres octavos del valor R utilizado en el detallado de estructuras de base fija, en este caso $R_I = \left(\frac{3}{8}\right) 5 = 1.875$, valor que cumple con la exigencia de no ser menor que 1.0 ni mayor que 2.0.

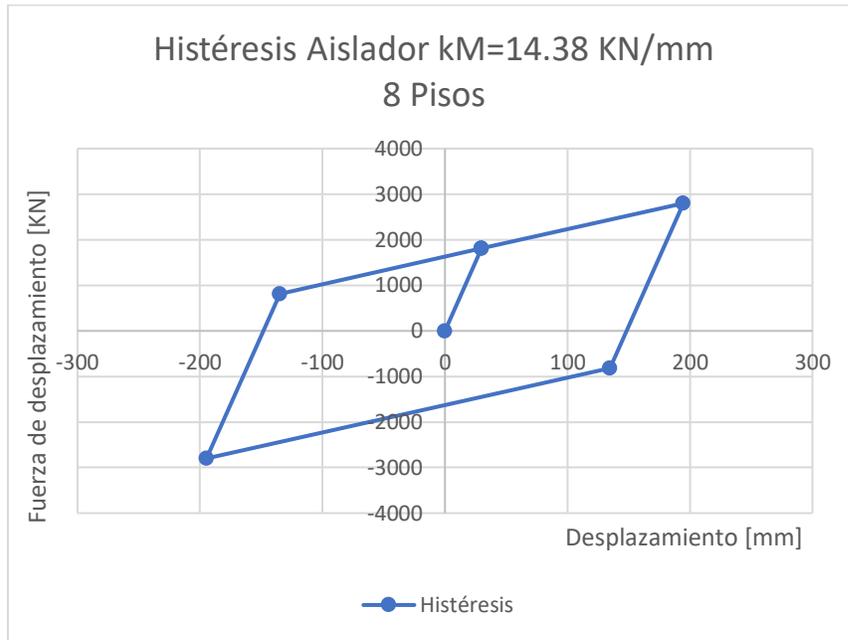


Figura 3-6: Histéresis calculada para el aislamiento del edificio de 8 pisos

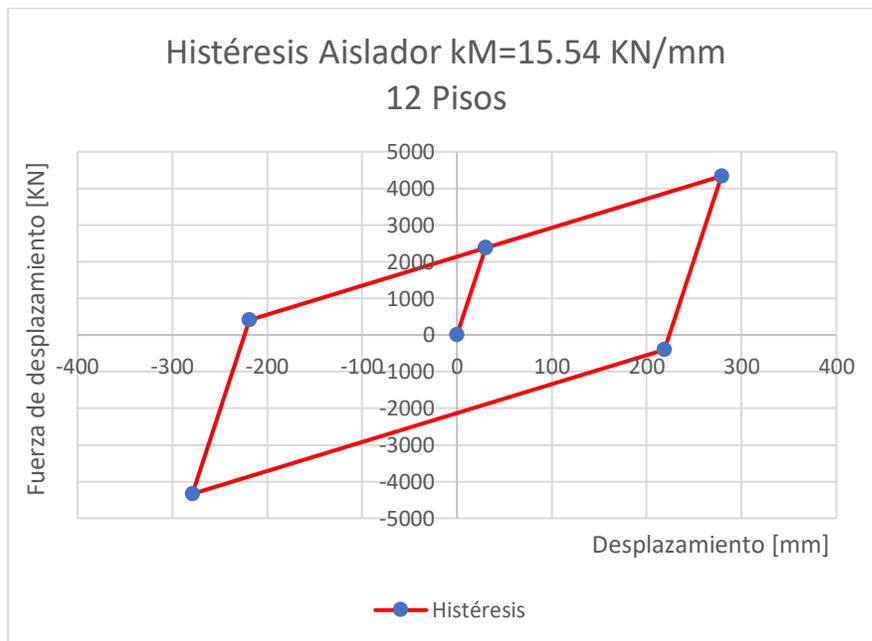


Figura 3-7: Histéresis calculada para el aislamiento del edificio de 12 pisos.

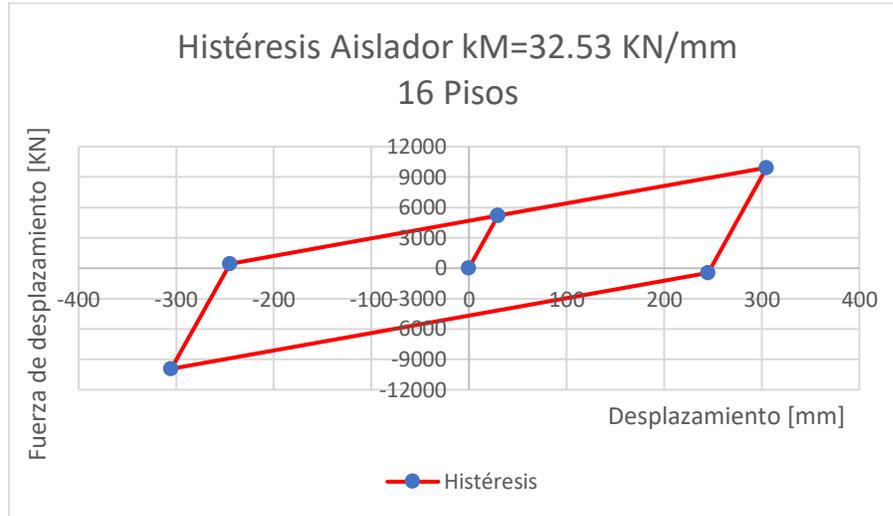


Figura 3-8: Histéresis calculada para el aislamiento del edificio de 16 pisos.

3.3.5 Configuración del análisis inelástico

Con los datos de los refuerzos, se procede a preparar el modelo que se utilizará para la comprobación del diseño:

En primer lugar, la configuración de las características para la ejecución del análisis no lineal:

- Carga inicial del proceso con $1.0 (D) + 0.25 (L)$.
- Inclusión de Efectos P-Delta.
- Definición del tipo y propiedades de las rótulas. Las rótulas plásticas se asignan a los muros de concreto reforzado, siendo los muros de tipo membrana que no aportan resistencia por fuera de su plano principal de acción. Se define el análisis de las rótulas de tipo fibra (plasticidad distribuida), las cuales representan una realidad más cercana del comportamiento no lineal de los muros, más que la rótula de plasticidad concentrada. Cuando se utilizan modelos de plasticidad distribuida, se puede esperar con mucha exactitud la caracterización de los elementos de concreto debido a que este tipo de rótula representa el comportamiento de los efectos no lineales en las secciones transversales de los elementos analizados a

lo largo de toda su extensión. Finalmente se analiza cada muro con una curva de tipo trilineal y una rigidez inicial equivalente a EA (sección bruta).

En este caso, la rótula se divide en varios tipos de fibras que son analizadas mediante el uso de FEM (modelo de elementos finitos); unas fibras para el acero longitudinal de refuerzo y otras fibras para el concreto. El número de divisiones de elementos finitos se asigna como constante para todas las secciones de muro, 25 divisiones y particiones de tamaño asignado por el software de diseño; y cada muro, por piso, es dividido en tres secciones para la determinación del comportamiento no lineal.

Después, la generación y aplicación de los modelos inelásticos de histéresis de los materiales; se asigna el modelo japonés de especificación estándar del concreto (*JSCE Guidelines for Concrete No 15, 2007*), con una resistencia f'_c igual a la del muro donde se asigna la rótula, y una deformación pico unitaria del concreto de 0.002, recomendada por el ACI 318 para el análisis no lineal, como se puede ver en la figura 3-9. Adicionalmente, para el acero se aplica el modelo de Park & Paulay (1975) con un f_y de 420 MPa, f_u de 550 MPa, un módulo de elasticidad E_c de 200000 MPa, y deformaciones unitarias ε_y de 0.0021, ε_{sh} de 10 veces ε_y 0.021 (Yun & Gardner, 2017) y ε_{su} de 0.09 representado por la figura 3-10.

Las rótulas son de tipo fibra y se reparten en tres secciones de cada elemento por piso. El modelo es trilineal, el cual caracteriza la pérdida de rigidez a medida que se generan las deformaciones en los muros.

Con la verificación del comportamiento inelástico de los materiales y la ductilidad de la estructura analizada, se procede al tercer paso que consiste en el análisis de la estructura usando el procedimiento de tiempo-historia que comienza con la selección de 11 pares de sismos, los cuales se toman de tal manera que la mediana corresponda, aproximadamente, a la mediana de los 44 sismos de falla lejana sugeridos por la FEMA P695 (2009) (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) para ser usados en análisis del tipo dinámico no lineal. Los sismos seleccionados se escalan según las directrices del código ASCE 7-16 en su capítulo 16 en donde se especifica que el acelerograma escalado deberá cubrir los valores del acelerograma objetivo, que en este caso es el acelerograma

del Reglamento NSR-10 para la zona de amenaza sísmica alta y suelo tipo D, en un rango de períodos comprendido entre $0.2T$ y $2T$, siendo T el período fundamental de la estructura. En este caso, el seudo acelerograma que se escala es el correspondiente a la mediana de los acelerogramas de los 11 sismos seleccionados para el análisis. El valor obtenido de este procedimiento es el factor de escala que se le aplica a cada señal, en cada sentido, para ser ejecutado en el procedimiento tiempo-historia.

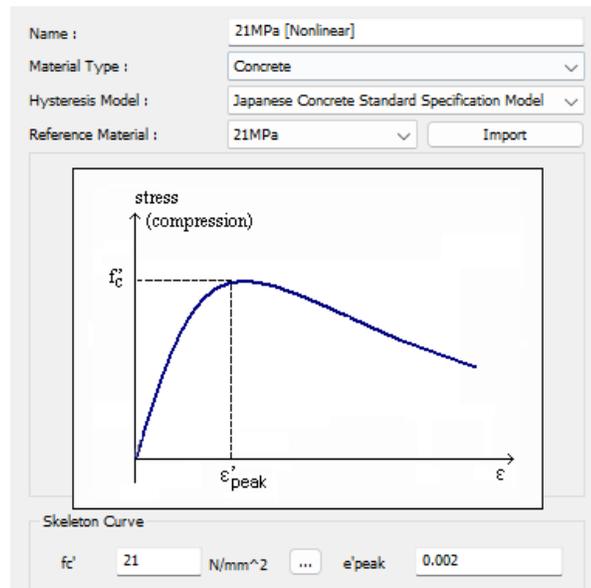


Figura 3-9: Propiedades no lineales del concreto de 21 MPa. Adaptada del software MIDAS Gen

Por otro lado, se seleccionan tres tipos de amenaza que son utilizados para la conformación de las curvas de capacidad: sismo de servicio SLE (*service level earthquake*), sismo de diseño BDE (*design basis earthquake*) y el sismo máximo considerado MCE (*máximo considered earthquake*). El sismo de servicio es el equivalente al 0.5 de diseño; y el MCE equivalente a 1.5 veces el sismo de diseño.

El sismo SLE o de servicio está dentro del rango de baja a intensidad moderada y que ocurre frecuentemente y tiene la probabilidad del 50% de ser excedido en un lapso de 50 años, con 72 años como período de retorno.

En el sismo BDE o de diseño, la intensidad pasa de moderada a intensidad severa y se espera que este sismo sea poco frecuente. La probabilidad de ser excedido en 50 años es del 10%, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Finalmente, el sismo MCE o sismo máximo esperado, incluye movimientos con intensidades superiores al sismo de diseño y que tienen una probabilidad del 2% de ser excedidos en el período de 50 años, con un tiempo de retorno de 2475 años.

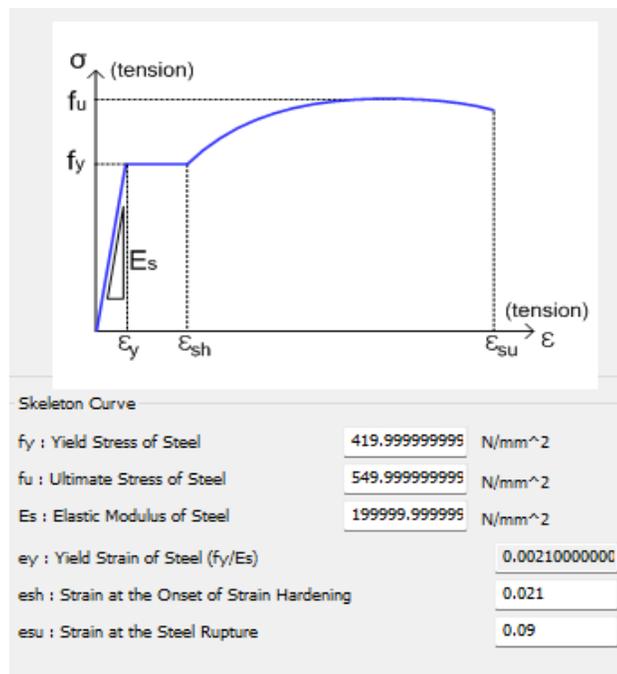
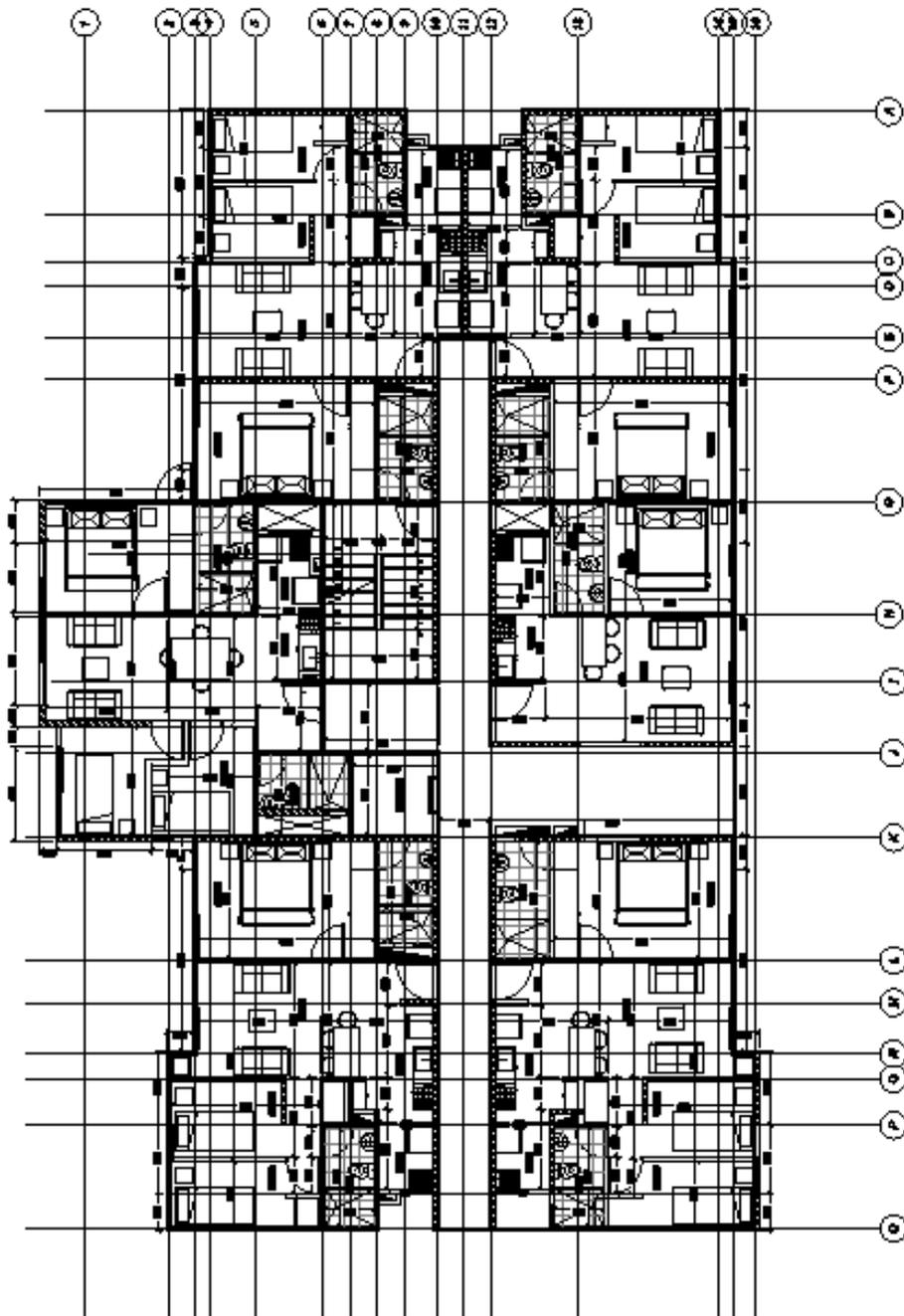


Figura 3-10: Propiedades no lineales del acero tipo A-706 Grado 60. Modelo Park. Adaptada del software MIDAS Gen.

3.4 Tipos de modelos estructurales de las edificaciones de muros de concreto reforzado a estudiar.

En Latinoamérica se ha hecho muy popular el uso del sistema de muros de cortante para la construcción de vivienda en altura, que consiste en construir la estructura con muros de concreto que soportan tanto las fuerzas dinámicas como las fuerzas gravitacionales.

Dentro de este tipo de construcciones, las configuraciones arquitectónicas con respecto al número de pisos más utilizadas son de 8, 12 y 16 pisos, por lo que se seleccionan tres edificios con ese número de pisos (figuras 3-11, 3-12 y 3-13) . Estos edificios son proyectos de tipo residencial, los cuales están construidos o están siendo construidos en la actualidad, esto para hacer la comprobación más cercana con la realidad de la construcción.



PISO 1

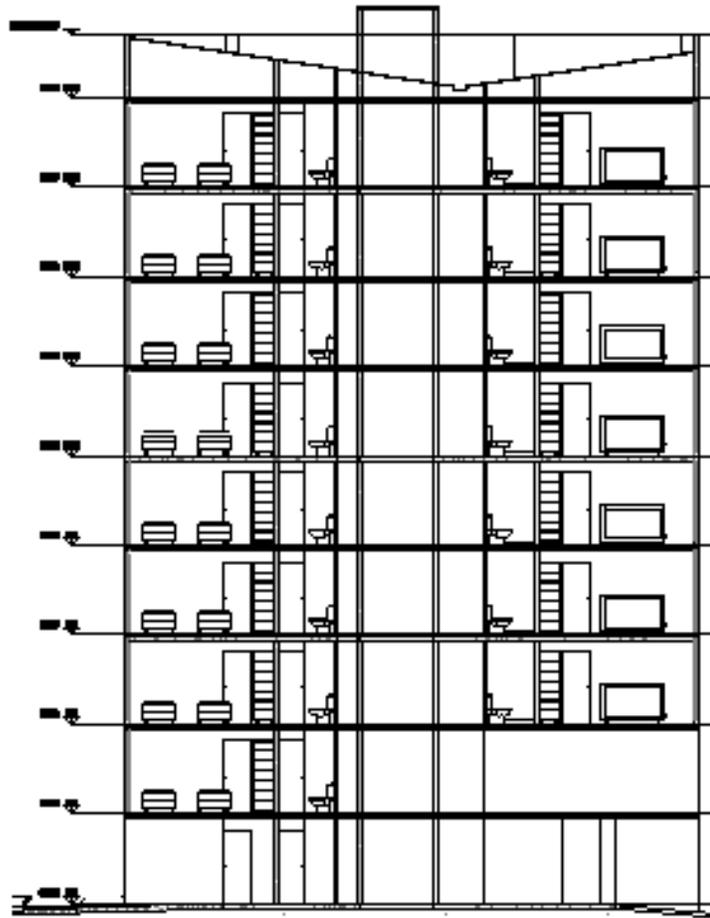
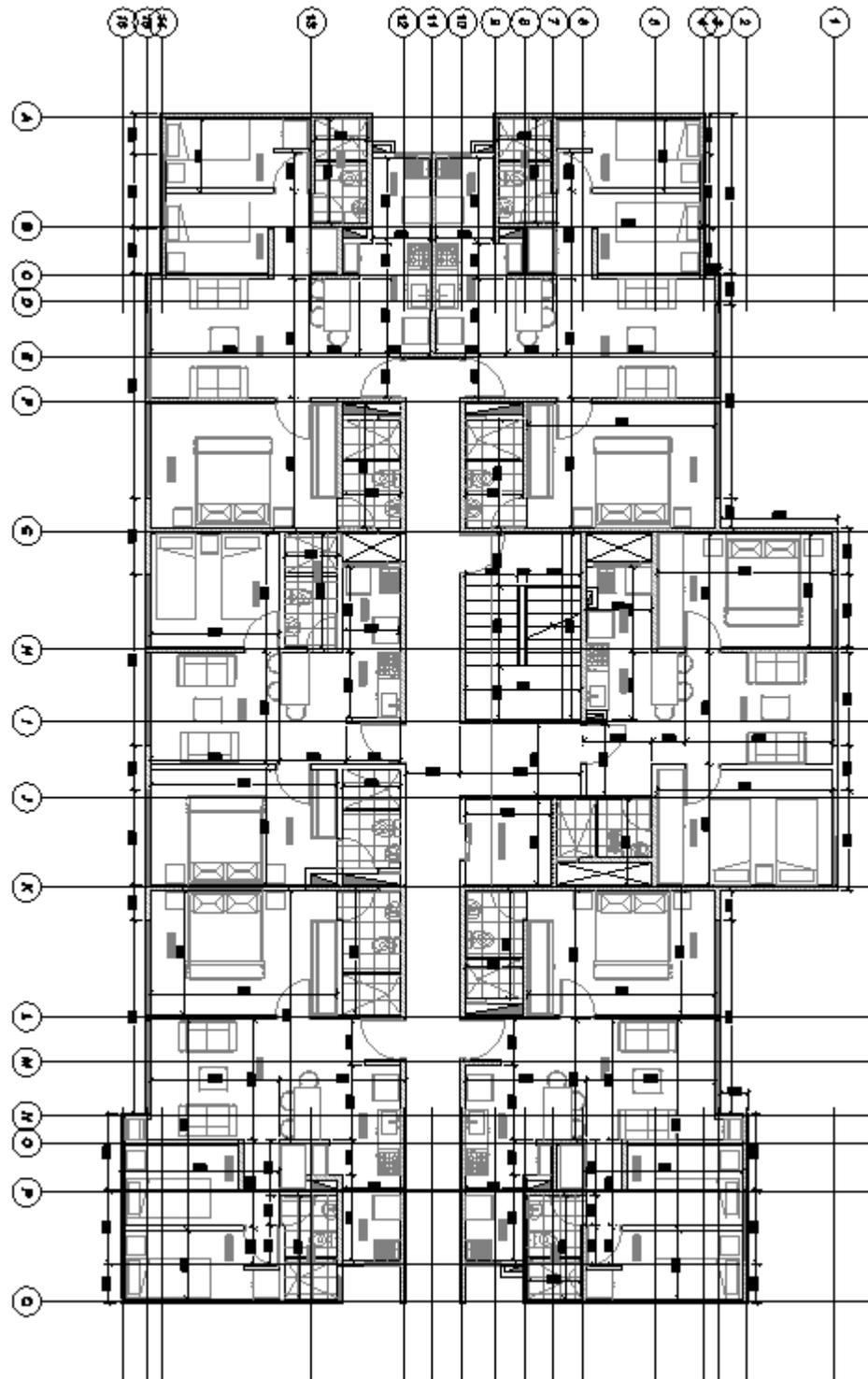


Figura 3-11: Imágenes arquitectónicas del edificio de 8 pisos.



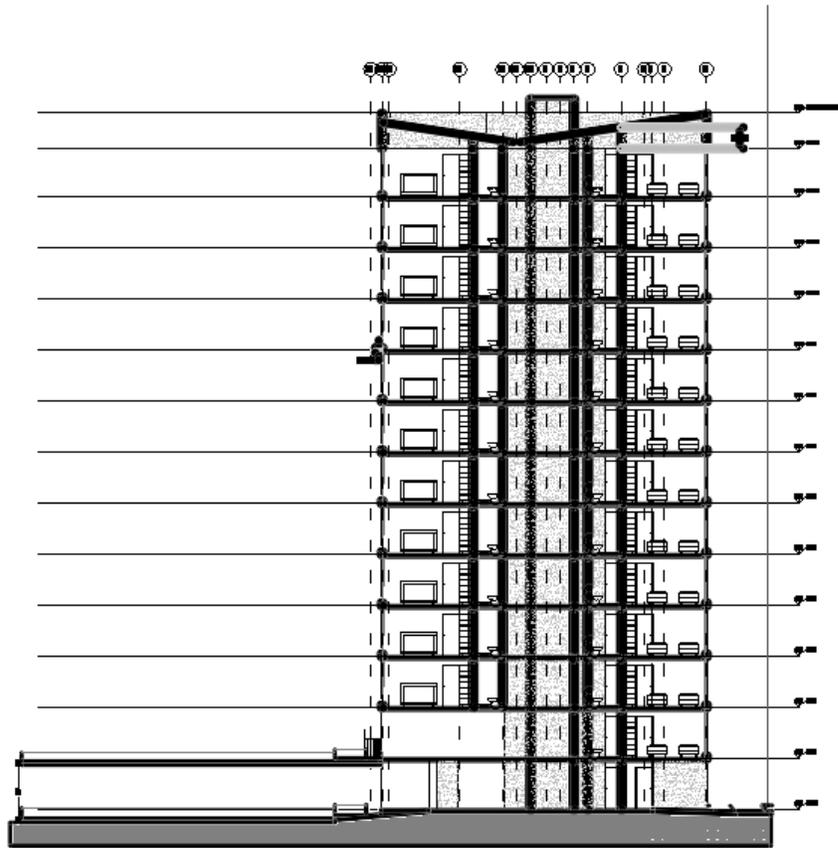


Figura 3-12: Imágenes arquitectónicas del edificio de 12 pisos.

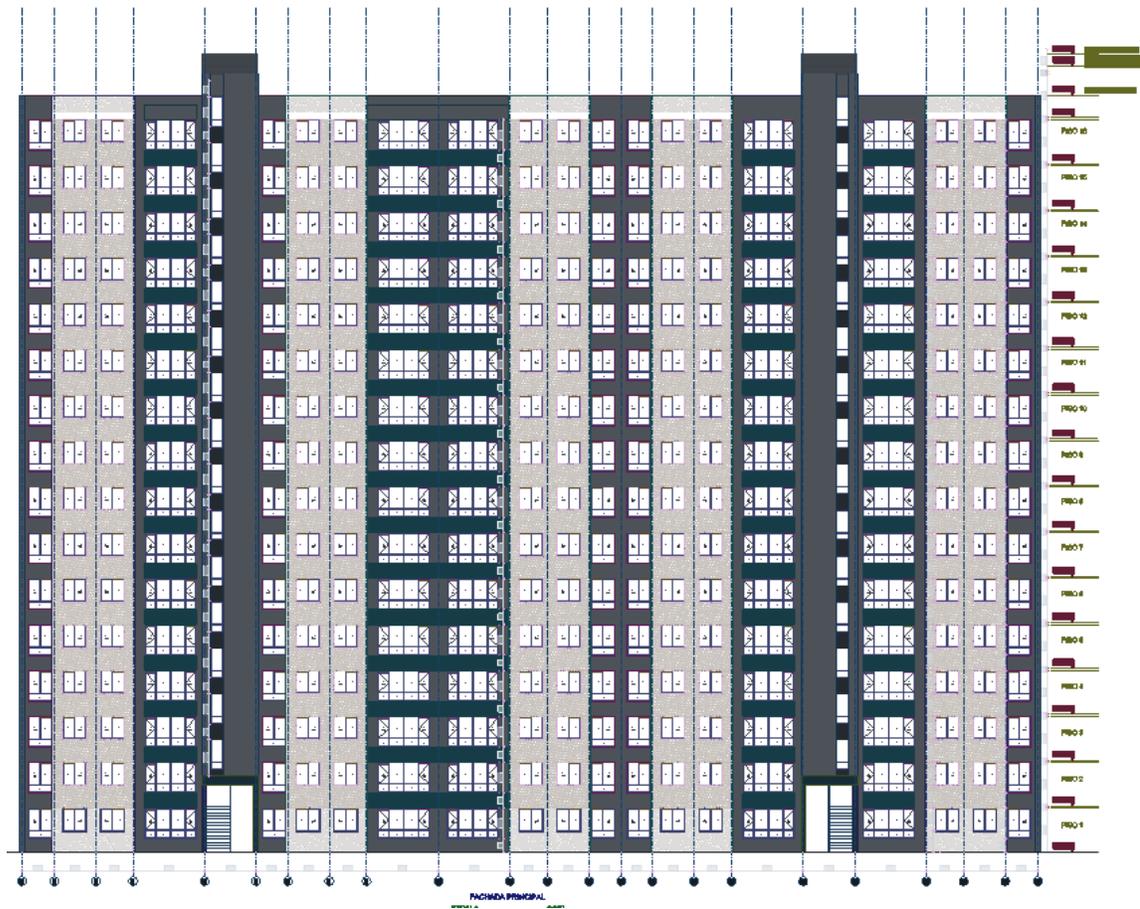


Figura 3-13: Imágenes arquitectónicas del edificio de 16 pisos.

El área construida es de 2982.00 m² para el edificio de 8 pisos, de 4472.80 m² para el edificio de 12 pisos y de 8385.60 m² para el edificio de 16 pisos. La altura de cada uno de los edificios es de 19.60 m, 31.70 m y 39.58 m respectivamente.

Los espesores de los muros, sus resistencias y refuerzo inicial corresponden a los resultados del análisis y diseño elástico, teniendo en cuenta el reglamento NSR-10 de Colombia, que exige que para este tipo de estructuras la resistencia del concreto no puede ser menor que 21 MPa, y el espesor de los muros no podrá ser inferior a 100 mm, este último requisito es necesario para cumplir con las exigencias mínimas de resistencia al

fuego. En las figuras 3-14, 3-15, 3-16, 3-17, 3-18 y 3-19, es posible apreciar visualmente la conformación de los edificios modelados en el software de diseño.

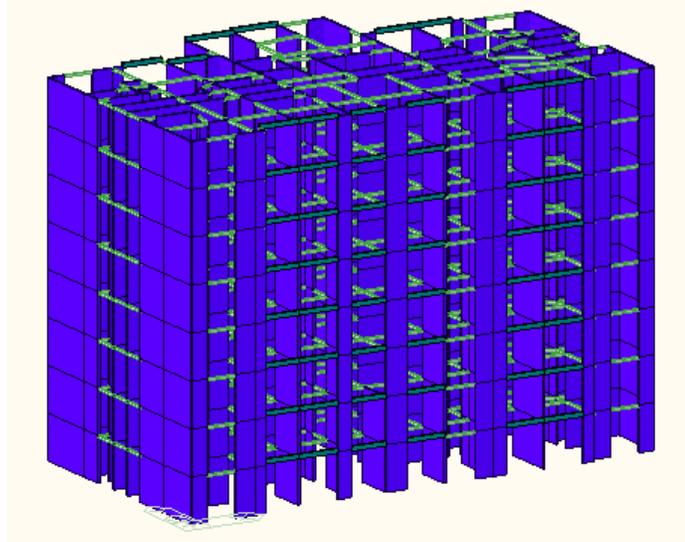


Figura 3-14: Vista isométrica del edificio de 8 pisos

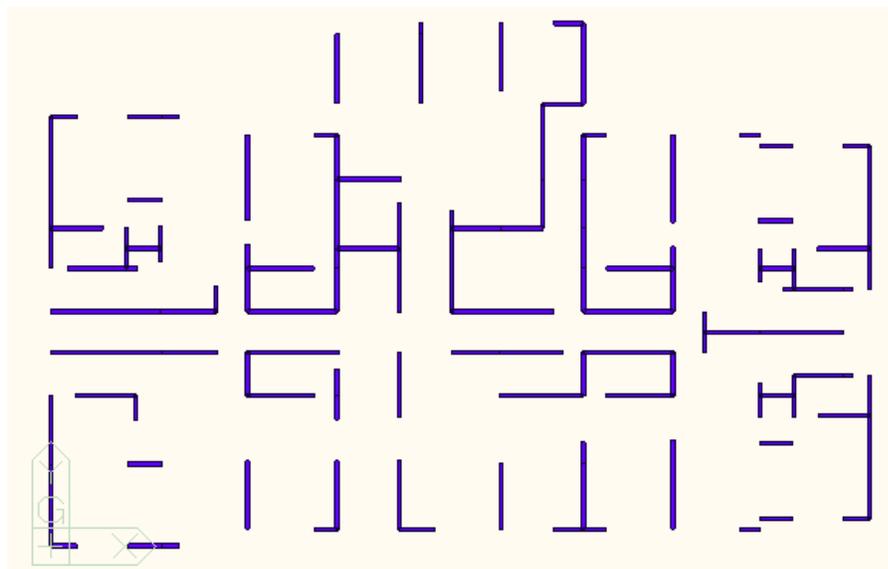
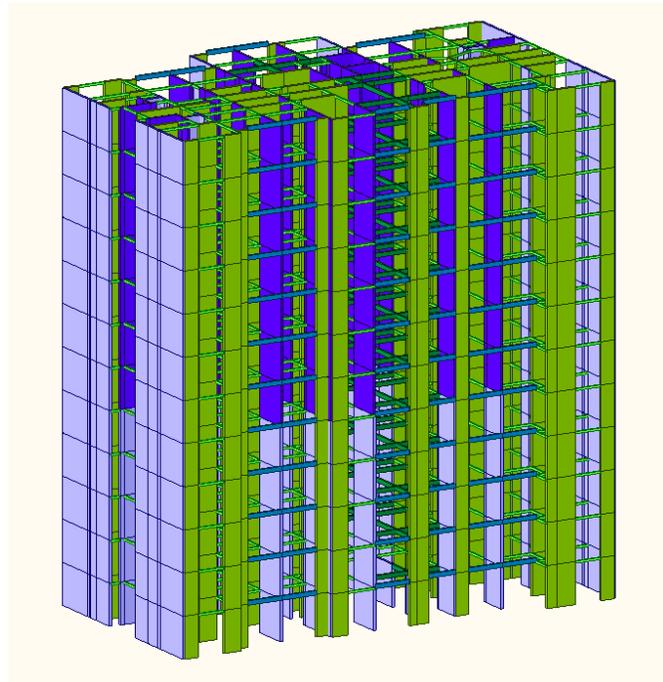


Figura 3-15: Vista en planta del edificio de 8 pisos. Incluye las direcciones de análisis. Adaptada del software MIDAS Gen.



Los colores en los muros indican espesores diferentes

Figura 3-16: Vista isométrica del edificio de 12 pisos. Adaptada del software MIDAS Gen.

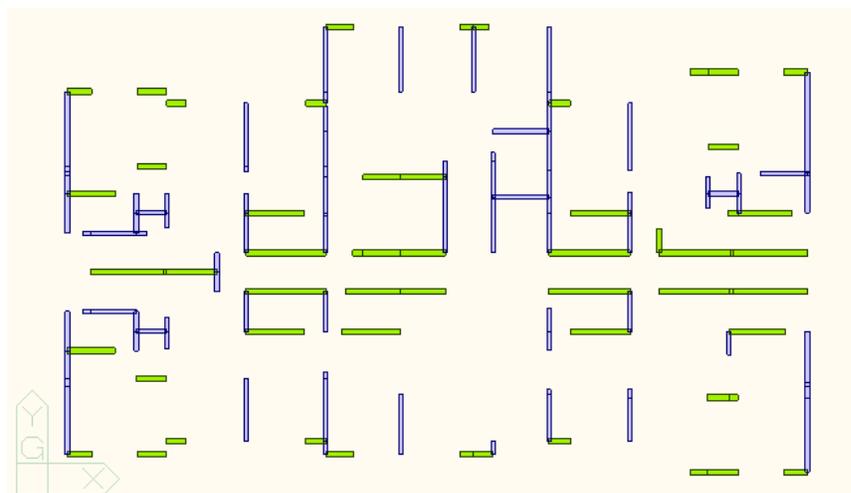
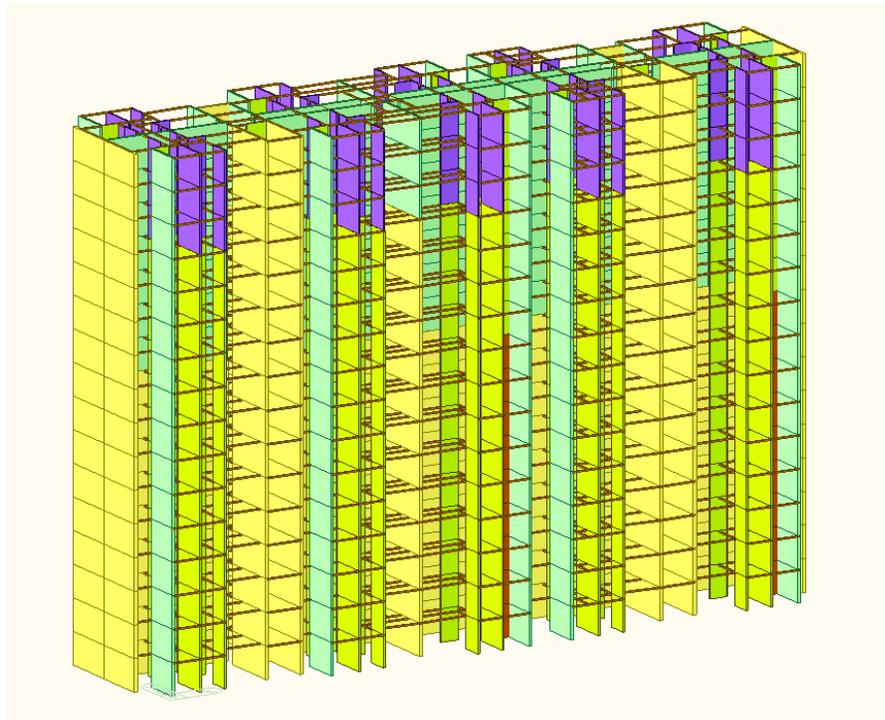


Figura 3-17: Vista en planta del edificio de 12 pisos. Incluye las direcciones de análisis. Adaptada del software MIDAS Gen.



Los colores en los muros indican espesores de muros diferentes

Figura 3-18: Vista isométrica del edificio de 16 pisos. Adaptada del software MIDAS Gen.

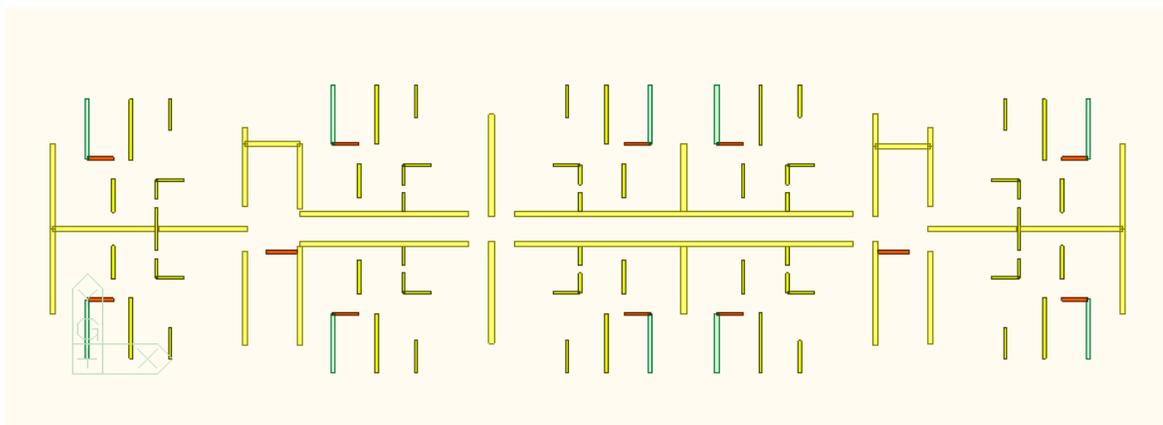


Figura 3-19: Vista en planta del edificio de 16 pisos. Incluye las direcciones de análisis X-Y. Adaptada del software MIDAS Gen.

3.5 Modelos matemáticos de los análisis estructurales

Todos los edificios se modelan en el software MIDAS Gen, que utiliza una alta velocidad para la ejecución de los cálculos, además de salidas gráficas actualizadas, permitiendo realizar diseños estructurales mediante análisis lineales convencionales y análisis no lineales espectrales y de tiempo historia, análisis con simulación de la construcción que tiene en cuenta las propiedades de desempeño en el tiempo de los materiales utilizados, y otros. Los resultados que se obtienen son el producto del uso de elementos finitos y teorías actuales de análisis de estructuras que se traducen en valores precisos y prácticos.

Un listado básico de las teorías utilizadas en el desarrollo de la investigación es:

Análisis modal de vectores *Eigen*, *Lanczos* que toma, inicialmente, el máximo valor característico de una transformación lineal, representado por un valor escalar que permite la reducción de la dimensión de las matrices que se usan y así encuentra el máximo valor de los vectores de la nueva matriz.

Efectos P-Delta en los procesos de análisis tiempo-historia para formular la matriz de rigidez con las condiciones de carga que se establezcan, y con los respectivos criterios de convergencia.

Realización de análisis estáticos no lineales para las cargas iniciales con el uso de los sismos espectrales y de tiempo historia.

Modelo de inelasticidad de Park para el acero del tipo A706-60 y modelo japonés de especificación estándar del concreto para los diferentes concretos utilizados.

Implementación de modelos de fibras (plasticidad distribuida) en muros de concreto reforzado. Es posible ver en la figura 3-20 cómo las divisiones más pequeñas se localizan en los extremos de los muros generando una discretización más refinada en estos sectores.

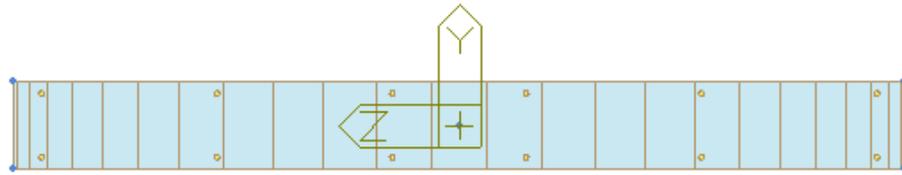


Figura 3-20: Ejemplo de sección de muro del piso 1 con división de las rótulas de fibras. Adaptada del software MIDAS Gen.

Curvas de histéresis del tipo trilineal, como la representada en la figura 3-21, recomendada para el uso de rótulas de plasticidad distribuida definidas para el análisis de momento-curvatura en muros. Otros tipos de histéresis de las rótulas son de los tipos bilineal, tipo FEMA y Eurocode, más utilizadas en las rótulas de plasticidad concentrada.

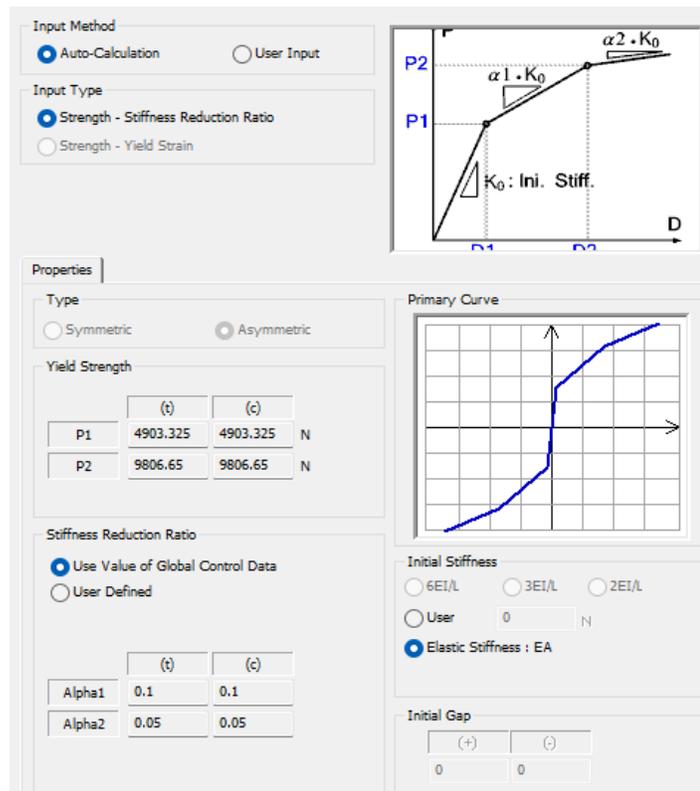


Figura 3-21: Propiedades de la rótula. Modelo trilineal. Adaptada del software MIDAS Gen.

3.6 Amenaza Sísmica

Para el caso de estructuras de base fija, el espectro objetivo usado para el análisis dinámico no lineal es el máximo espectro esperado, con las siglas MCE que se define en el capítulo 11 del código ASCE 7 y que equivale a 1.5 veces el espectro de diseño BDE (11.4.7 *Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake* (MCER)). Para encontrar esa intensidad de sismo, es decir la máxima, se consideran dos opciones. La primera es mediante el uso del espectro predefinido en el Código de diseño utilizado; y la segunda es la utilización de movimientos del suelo, *ground motion* en inglés.

En el caso del uso de la segunda opción, es decir la utilización de los movimientos del suelo, se deben seleccionar no menos de 11 pares para realizar el análisis no lineal de estructuras de base fija, ni menos de 7 pares para el análisis de estructuras aisladas, teniendo en cuenta que esos sismos deben ser seleccionados de manera que estén en dentro del mismo régimen tectónico general, es decir, de zonas con comportamiento similar, con magnitudes consistentes y representativos de la amenaza sísmica del sitio. La forma del espectro de estos movimientos deberá tener una forma parecida al espectro objetivo de la norma para ese tipo de suelo donde se localice la estructura. Cuando no se tenga suficiente historia de sismos que puedan ser utilizados directamente, es posible utilizar sismos simulados (también llamados artificiales) similares en magnitud, origen, distancia a fallas y condiciones del lugar concordantes a las del espectro objetivo.

3.6.1 Espectro de diseño

Los movimientos sísmicos que se aplican cuando se utiliza el espectro de diseño contenido en el código dependen de los parámetros de aceleración y velocidad pico efectivos del lugar donde se encuentra la estructura, para una probabilidad de ser sobrepasados en un diez por ciento, en un lapso de cincuenta años.

Con la indicación del tipo de suelo, se encuentran los coeficientes de amplificación que afectan a las aceleraciones en las zonas de período corto F_a , y en las zonas de período largo F_v , debidas a los efectos del sitio.

El caso de los edificios de vivienda, que son estructuras de ocupación normal, los ubica en el grupo de uso I, con un coeficiente de importancia I igual a 1.0.

En el espectro de diseño utilizado, que se muestra en la figura 5-1, los valores de las aceleraciones S_a son expresadas en fracción de la gravedad, con un coeficiente de amortiguamiento crítico del cinco por ciento.

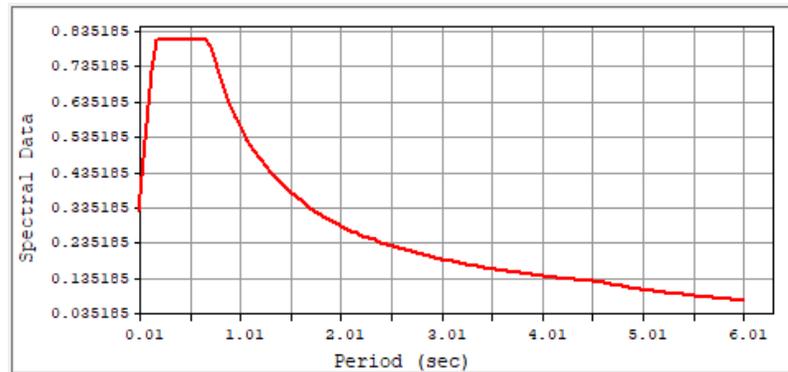


Figura 3-22: Espectro elástico de aceleraciones como fracción de g . $A_a=0.25$; $A_v=0.25$; $F_a=1.30$; $F_v=1.90$; $I=1.0$. Adaptado del software MIDAS Gen.

3.6.2 Análisis no lineal tiempo historia

En los diseños de las estructuras se tienen en cuenta dos exigencias del código ASCE 7-16: para el análisis no lineal es necesario que se seleccionen no menos de once pares de sismos (capítulo 16.2.2. ASCE 7-16); mientras que, en el diseño de la estructura aislada, el número mínimo exigido es de siete pares (capítulo 17.3.3 ASCE 7-16). Por tal motivo se toman 11 pares de sismos seleccionados del conjunto de sismos de falla lejana propuesto por la FEMA P695 (2009). El criterio de selección de los 11 pares de sismos se basa en que su mediana sea similar a la de los 22 pares de sismos del conjunto de sismos de falla lejana de la FEMA P695 (2009). Con la aplicación de este criterio, se abarca una exigencia sísmica promedio que contempla todos los casos de demanda documentados por el reporte FEMA P695 (2009), basada en sismos reales que nos permiten correlacionar los resultados obtenidos con la aplicación de la misma demanda en cada uno de los edificios seleccionados.

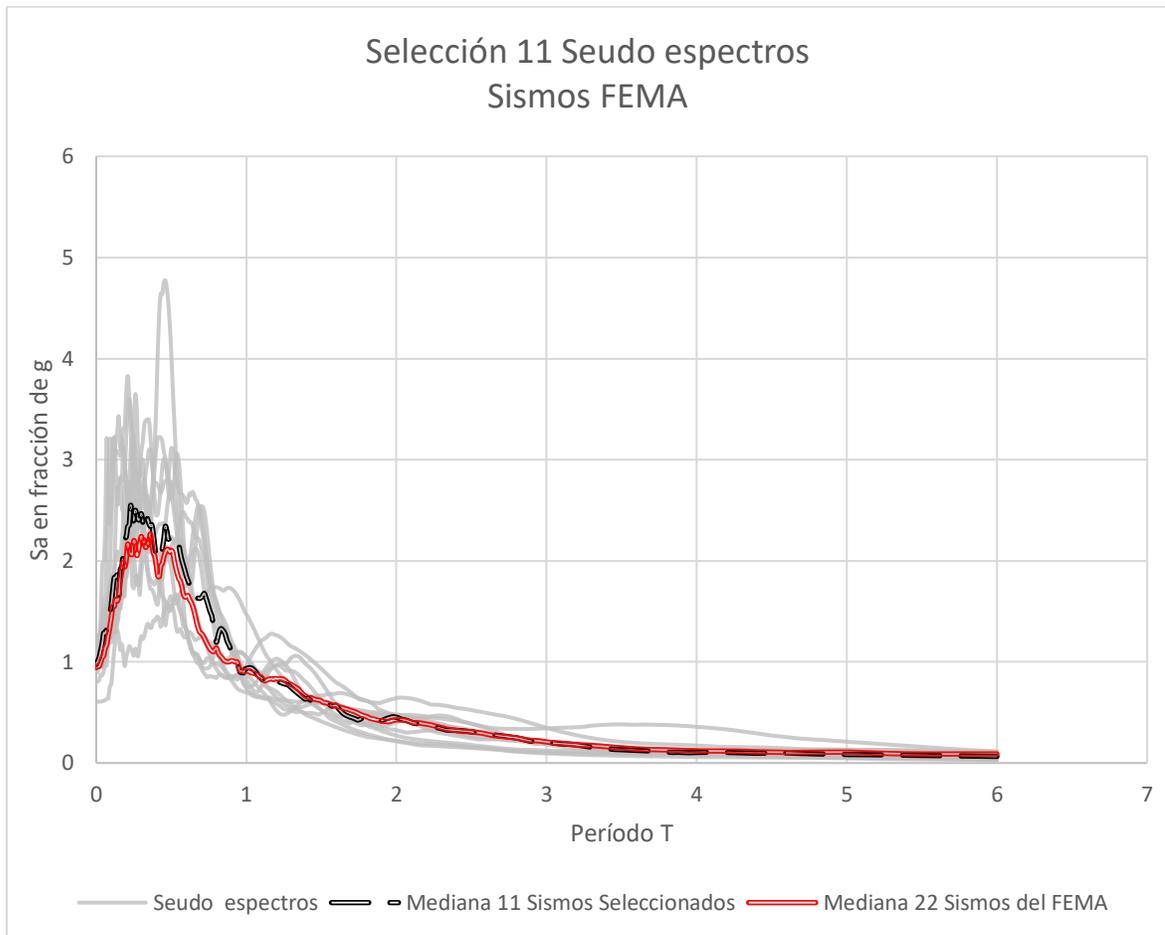


Figura 3-23: Seudo espectro de la mediana de los sismos seleccionados.

Los sismos seleccionados están descritos en la tabla 3-2 y contemplan magnitudes desde 6.5 hasta 7.4 Mw; y las gráficas de los acelerogramas de estos pares de sismos se muestran en las figuras 3-24 a 3-34.

Tabla 3-2: 11 pares de sismos FEMA seleccionados. Fuente FEMA P695.

Par de Sismos	Sismo			Estación de monitoreo	
	Magnitud	Año	Nombre	Nombre	Fuente
3-4	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
5-6	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
7-8	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN
13-14	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE
15-16	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
23-24	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE
27-28	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG
29-30	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
35-36	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG
41-42	6.6	1971	San Fernando	-A - Hollywood Stor	CDMG
43-44	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--

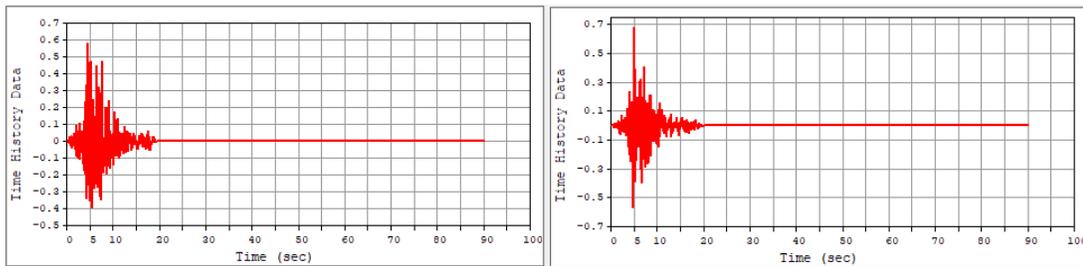


Figura 3-24: Acelerograma del par de sismos FEMA 3-4 Northridge. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

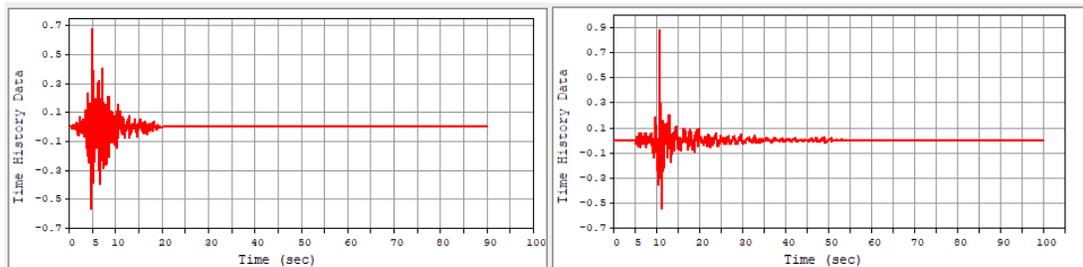


Figura 3-25: Acelerograma del par de sismos FEMA 5-6 Duzce. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

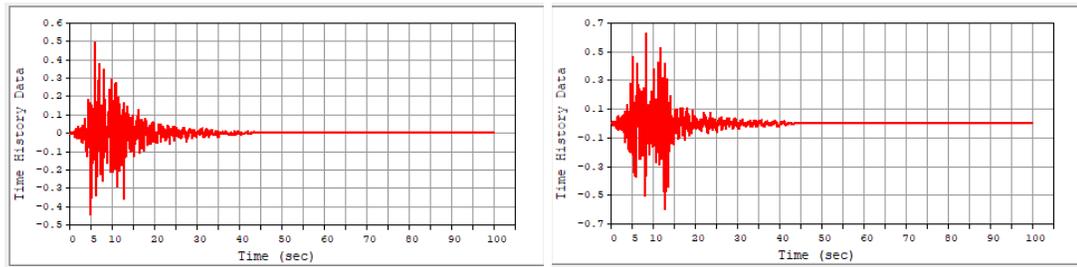


Figura 3-26: Acelerograma del par de sismos FEMA 7-8 Hector Mine. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

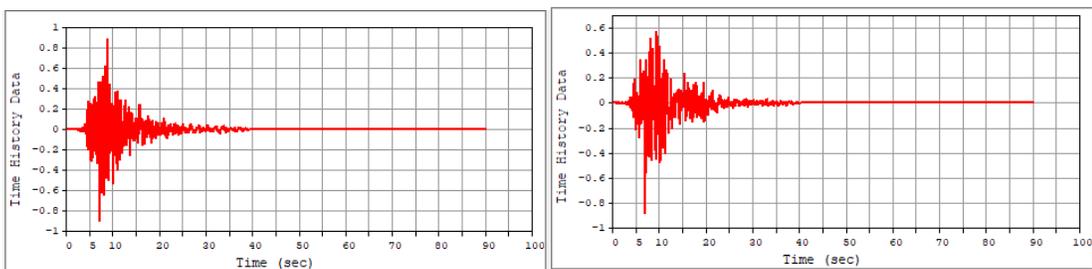


Figura 3-27: Acelerograma del par de sismos FEMA 13-14 Kobe. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

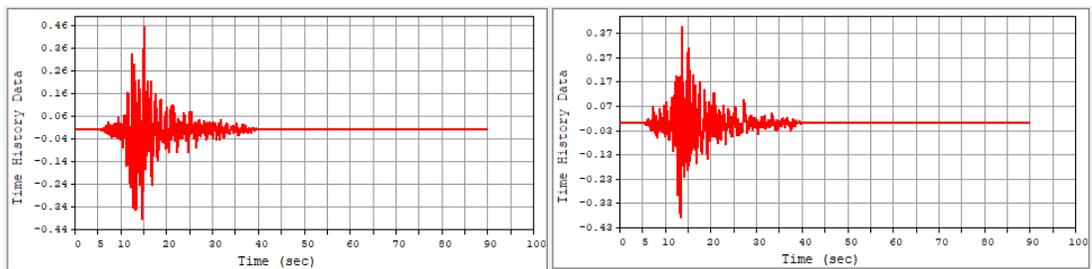


Figura 3-28: Acelerograma del par de sismos FEMA 15-16 Kobe. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

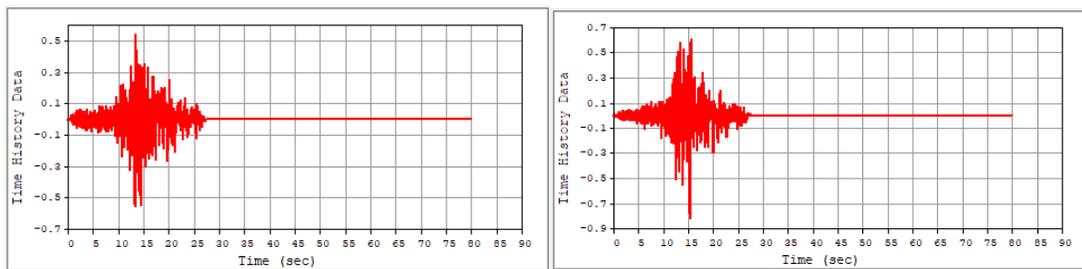


Figura 3-29: Acelerograma del par de sismos FEMA 23-24 Landers. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

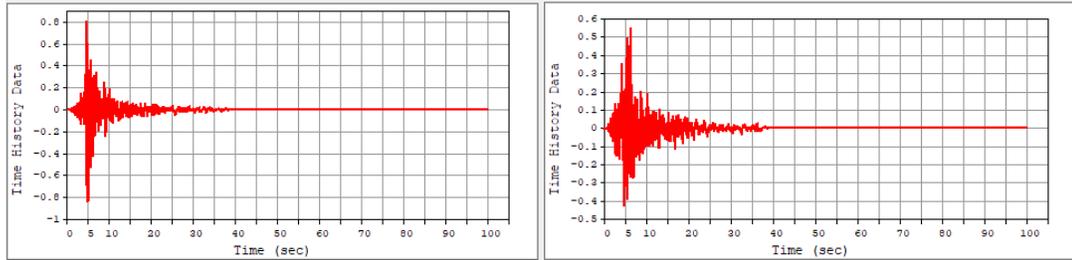


Figura 3-30: Acelerograma del par de sismos FEMA 27-28 Loma Prieta. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

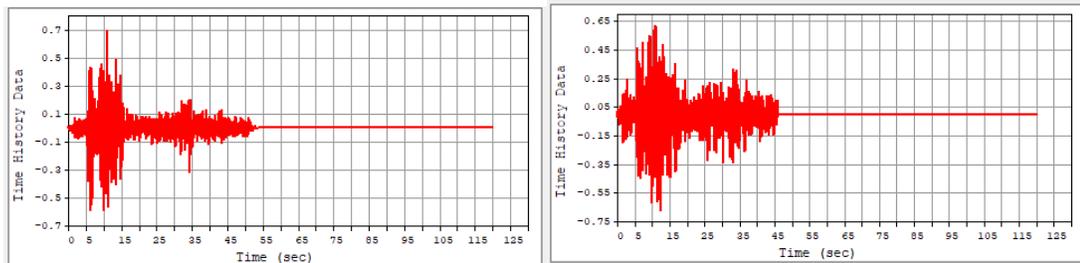


Figura 3-31: Acelerograma del par de sismos FEMA 29-30 Manjil, Iran. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

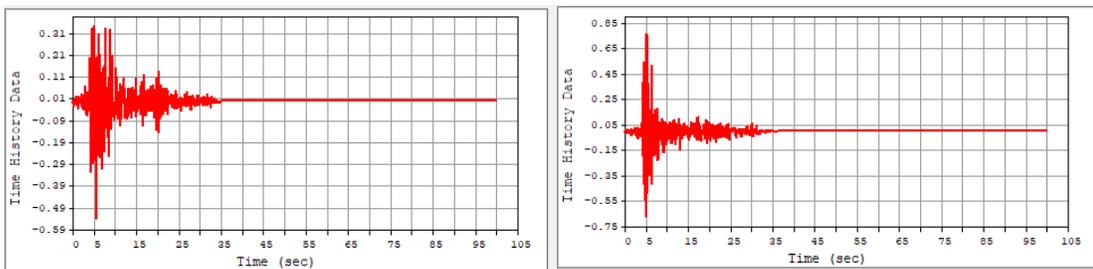


Figura 3-32: Acelerograma del par de sismos FEMA 35-36 Cape Mendocino. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

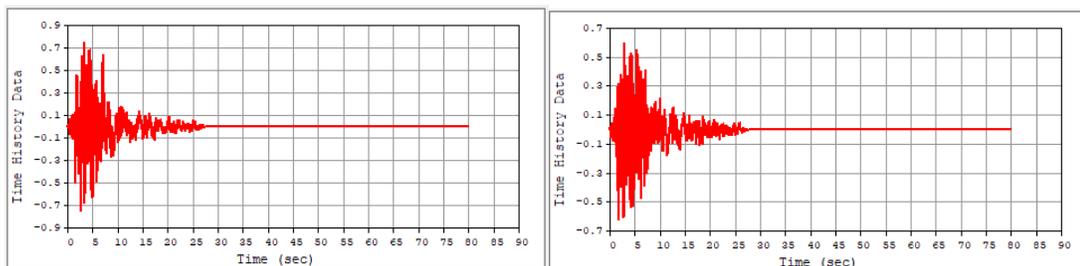


Figura 3-33: Acelerograma del par de sismos FEMA 41-42 San Fernando. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

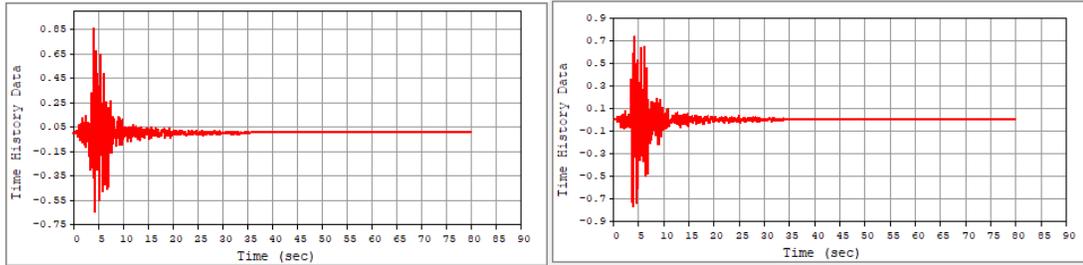


Figura 3-34: Acelerograma del par de sismos FEMA 43-44 Friuli, Italy. Fuente FEMA P695. Adaptada del software MIDAS Gen.

Los análisis de tipo no lineal con el uso de sismos en procedimientos de tiempo-historia, exigen que se escalen los espectros MCE_R ; procedimiento que consiste en definir el factor para que, dentro del rango de períodos definidos por el código, los valores del pseudo espectro de aceleraciones de diseño BDE obtenido con el tratamiento de los acelerogramas seleccionados no sean menores que los del espectro objetivo usado para el análisis dinámico. Este factor de escala se aplica a los acelerogramas seleccionados para el análisis.

En los casos de diseño de base aislada, el factor para el escalado de los acelerogramas, que está representado en la figura 3-35 es de 1.405 para todos los edificios analizados, siendo que los períodos límites para el escalado son de $T_{inferior}=0.636$ s y $T_{superior}=3.98$ s para el edificio de 8 pisos; de $T_{inferior}=0.71$ s y $T_{superior}=4.46$ s para el edificio de 12 pisos y de $T_{inferior}=0.73$ s y $T_{superior}=4.58$ s para el edificio de mayor altura, es decir, de 16 pisos.

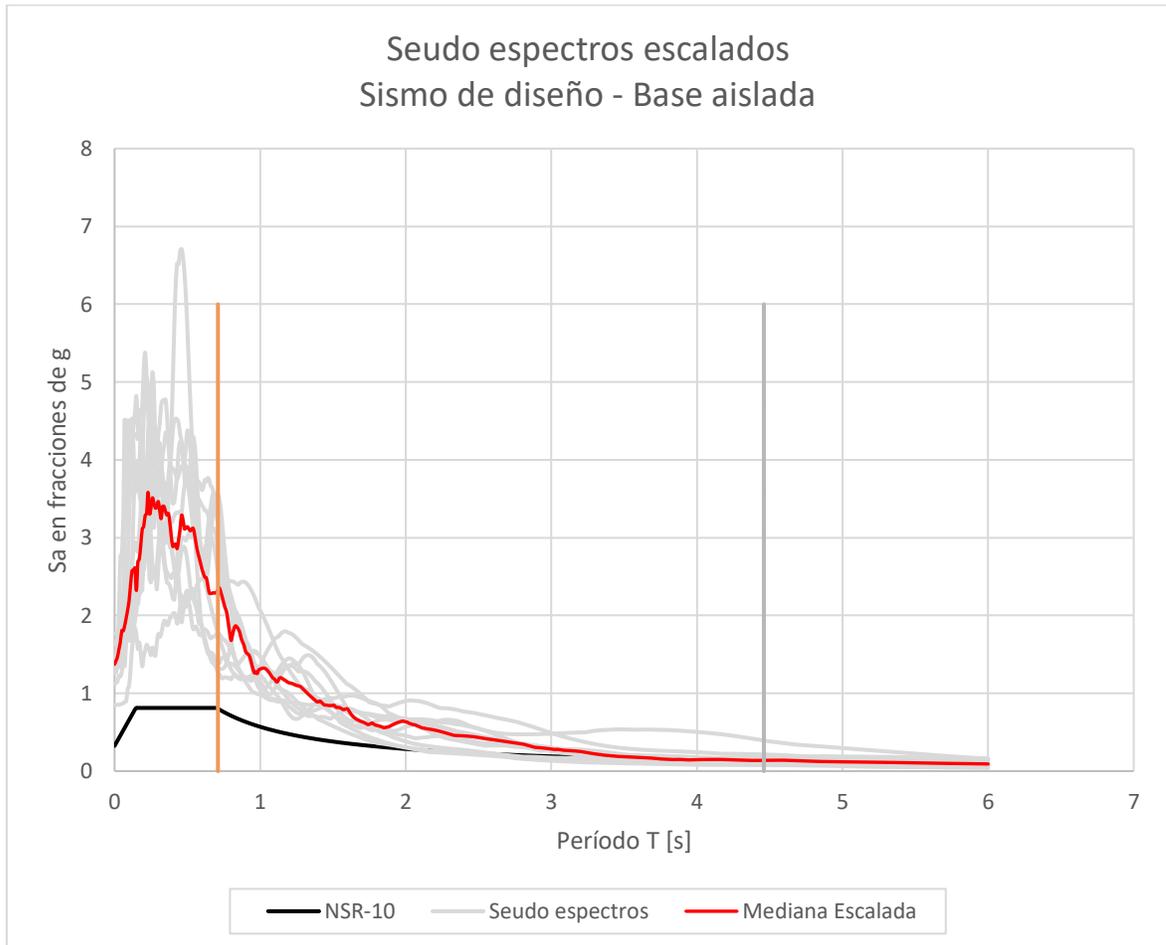


Figura 3-35: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 8, 12 y 16 pisos. Base Aislada.

Por otro lado, es importante aclarar que el escalado de los sismos, utilizados para el análisis dinámico no lineal tiempo historia, en el caso de los edificios de base fija, tal como se puede apreciar en las figuras 3-36, 3-37 y 3-38, es diferente al escalado utilizado para los edificios de base aislada. Los escalares fueron 0.60, 0.66 y 0.78 para los edificios de 8, 12 y 16 pisos correspondientes, de acuerdo a los períodos fundamentales 0.39 s, 0.70 s y 1.21 s, siguiendo los requisitos del ASCE 7-16.

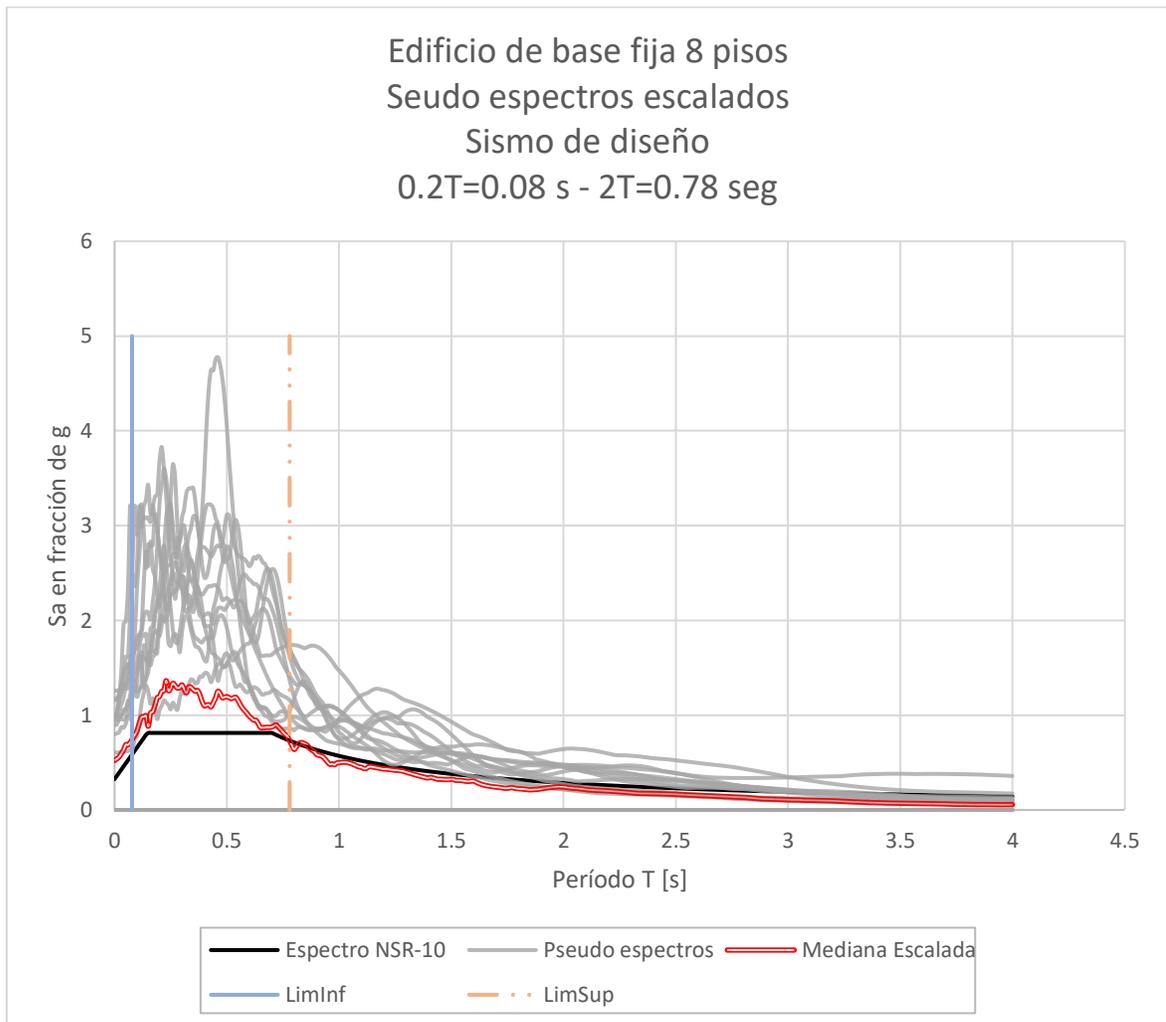


Figura 3-36: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 8 pisos. Base Fija.

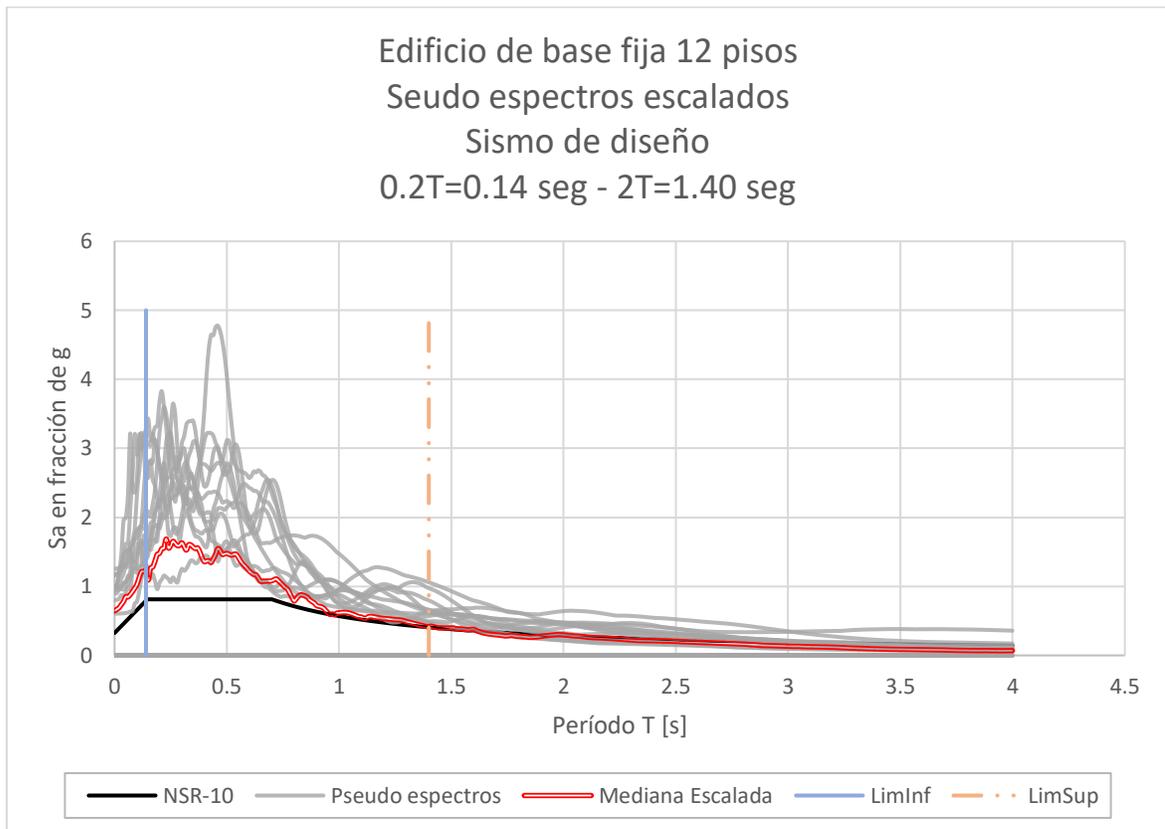


Figura 3-37: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 12 pisos. Base Fija.

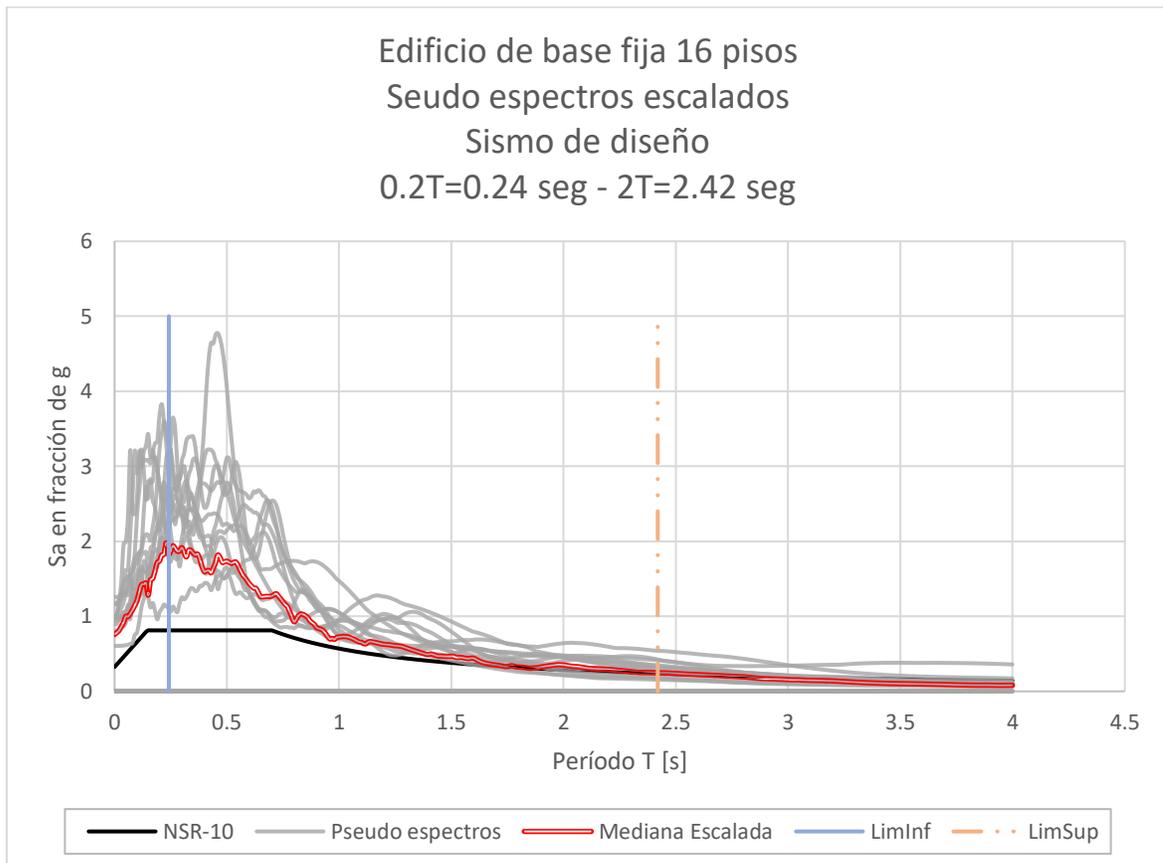


Figura 3-38: Escalado del espectro del sismo de diseño BDE. Edificios de 16 pisos. Base Fija.

4. Resultados de los análisis elásticos, inelásticos y diferencias en el diseño

El modelo matemático que se realizó en los diferentes edificios y con la utilización de los procedimientos de análisis lineal dinámico espectral; arrojan resultados que permiten recoger la información necesaria para comparar el comportamiento y el diseño de las unidades estructurales estudiadas incluyendo la variable de aislamiento sísmico en la base.

En primer lugar, el análisis lineal dinámico espectral y su diseño, permite el detallado de los muros con la aplicación del código seleccionado para el estudio. Este es el diseño común que se efectúa cuando se quiere diseñar un edificio para su construcción, siguiendo las exigencias del código y con los niveles de seguridad que están implícitos dentro de la norma aplicada y que comúnmente depende de la deriva de piso. En este caso, el diseño y detallado del acero de refuerzo de los edificios de base fija se usó como punto de referencia para la comparación con el diseño y detallado de los aceros para los edificios con base aislada.

Cuando se realiza el diseño de las estructuras con el aislamiento de base es posible definir la cantidad de acero necesario según las nuevas exigencias dinámicas producto del uso de los aisladores. Así, todo el diseño pasa a ejecutarse según las exigencias del ASCE 7-16, que es el reglamento al cual nos remite la norma colombiana cuando se está realizando un diseño con aislamiento sísmico.

El valor de R_0 para el detallado de las estructuras se toma como tres octavos del valor de R para base fija y no mayor de 2. Para las estructuras de muros de concreto en base fija el valor de R_0 es 5, por lo que el valor de R utilizado para el detallado con base aislada es de 1.875.

Ya con la definición de las cuantías de acero de los muros es posible generar y asignar las rótulas plásticas en cada muro y correr el procedimiento tiempo-historia según sea el caso. Finalmente se obtiene la información sobre los cortantes, desplazamientos, aceleraciones y derivas por cada piso para proceder a realizar las comparaciones.

4.1 Cortantes elásticos en los edificios con base fija

El valor de los cortantes basales en las estructuras de base fija depende del peso y del período del edificio, siendo que, cuando la estructura tiene los períodos traslacionales con valores menores al período corto del espectro de diseño, el cortante en la base del edificio es el mismo en los dos sentidos de análisis, tal como se puede ver en la Figura 4-1 correspondiente al gráfico de cortantes correspondiente al edificio de 8 pisos ($T_x=0.39$ s y $T_y=0.36$ s).

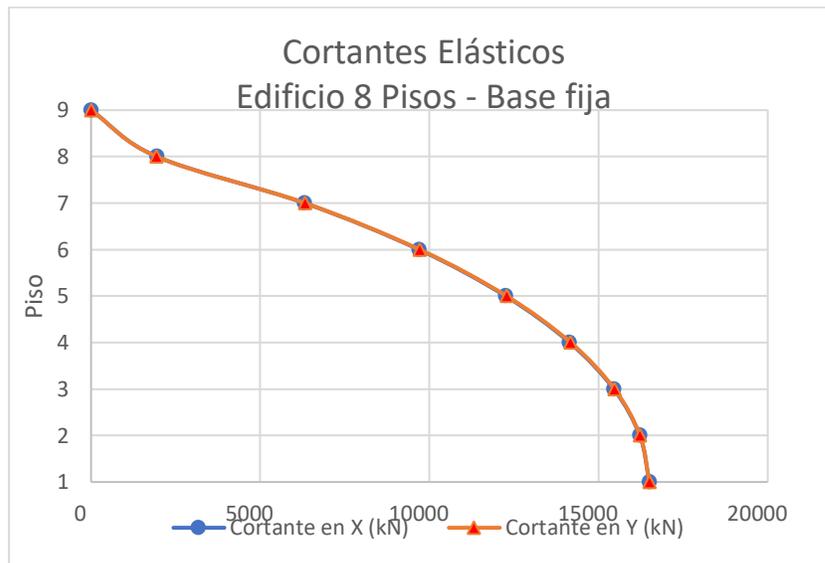


Figura 4-1: Cortantes elásticos del edificio de 8 pisos.

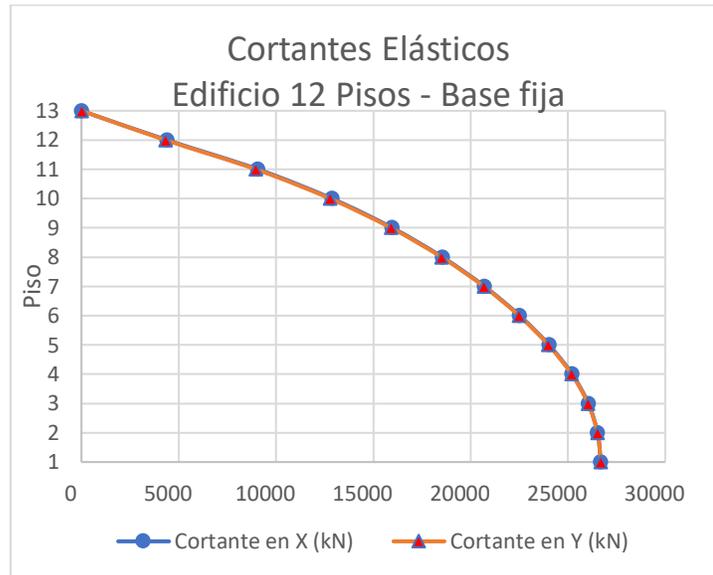


Figura 4-2: Cortantes elásticos del edificio de 12 pisos.

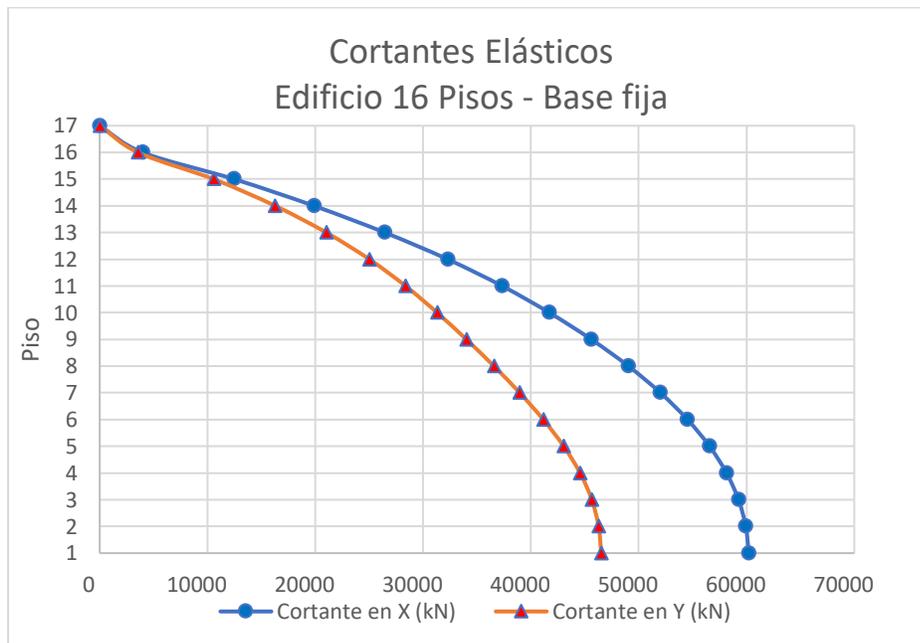


Figura 4-3: Cortantes elásticos del edificio de 16 pisos.

En el edificio de 8 pisos los cortantes llegan a un valor máximo en la base, en cada dirección, de 16.502 KN.

Los cortantes basales corregidos para el edificio de 12 pisos fueron de 26.690 KN, y es posible identificar que los períodos fundamentales ($T_x=0.70$ s y $T_y=0.59$ s) en las dos direcciones son menores que el período corto asignado al espectro, y que por lo tanto la aceleración espectral es igual en los dos sentidos.

En el caso de la estructura de 16 pisos, los cortantes basales corregidos fueron de 60.214 KN en la dirección X y de 46.528 KN en la dirección Y. Cuando se analiza el edificio de 16 pisos, se concluye que el período en la dirección X es menor que el período en la dirección Y ($T_x=0.64$ s y $T_y=1.21$ s), por lo que se genera una diferencia en los cortantes en la base del edificio debido a que la estructura tiene mayor cantidad de muros en la dirección X, haciéndola más rígida en ese sentido de análisis (Figura 3-12).

4.2 Desplazamientos máximos de piso en los edificios con base fija

Estos valores se han utilizado tradicionalmente para chequear las dilataciones sísmicas mínimas entre dos estructuras adyacentes.

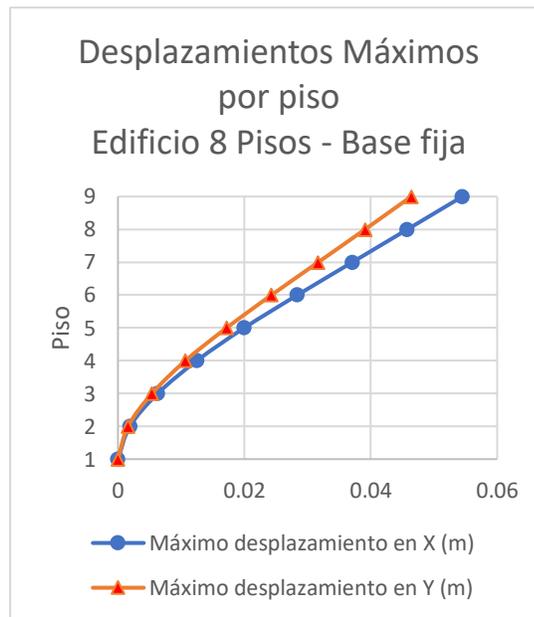


Figura 4-4: Desplazamientos elásticos del edificio de 8 pisos.

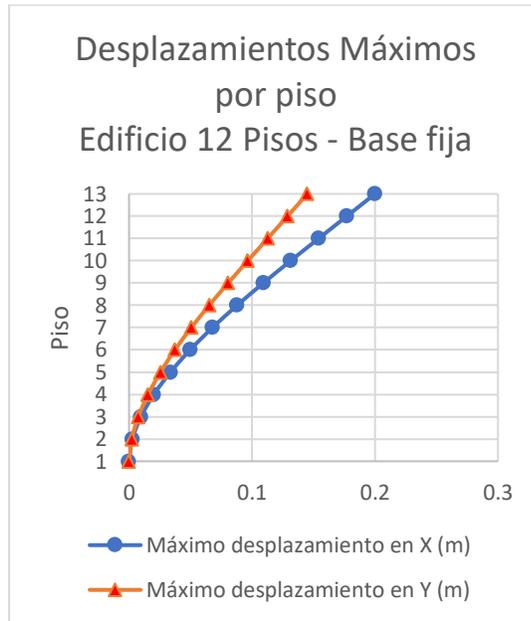


Figura 4-5: Desplazamientos elásticos del edificio de 12 pisos.

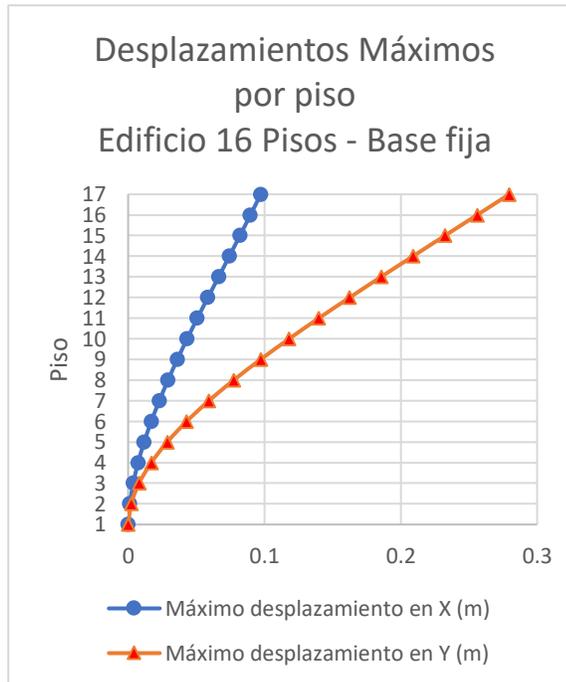


Figura 4-6: Desplazamientos elásticos del edificio de 16 pisos.

Para el edificio de 8 pisos, el desplazamiento mayor se presenta en la cubierta de la estructura con un valor en el sentido X de 55 mm y de 46 mm en el sentido Y. Estos

desplazamientos son bajos debidos a la gran rigidez de la estructura en ambos sentidos de diseño.

Los máximos desplazamientos en el edificio de 12 pisos son de 200 mm en el sentido X de 145 mm en el sentido Y, confirmando que el edificio es más rígido en la dirección Y. Igualmente, los máximos desplazamientos en el edificio de 16 pisos se dan en la cubierta, y son de 97 mm en el sentido X de 268 mm en el sentido Y. En este caso, la rigidez mayor está en el sentido X del análisis de la estructura.

4.3 Derivas Elásticas en los edificios con base fija

Los edificios seleccionados fueron analizados usando el espectro dinámico, y dentro de la información que se obtiene de cada modelo están las derivas espectrales elásticas, que tienen como límite máximo un 1.0%. Este valor límite de la deriva en el diseño elástico es un valor objetivo de seguridad de la estructura cuando no se ejecuta un análisis por desempeño y es una exigencia del código de diseño.

En el edificio de 8 pisos la máxima deriva es del 0.36%, en el de 12 pisos del 0.94% y en el de 16 pisos del 0.98%; cumpliendo la exigencia del código en los tres escenarios.

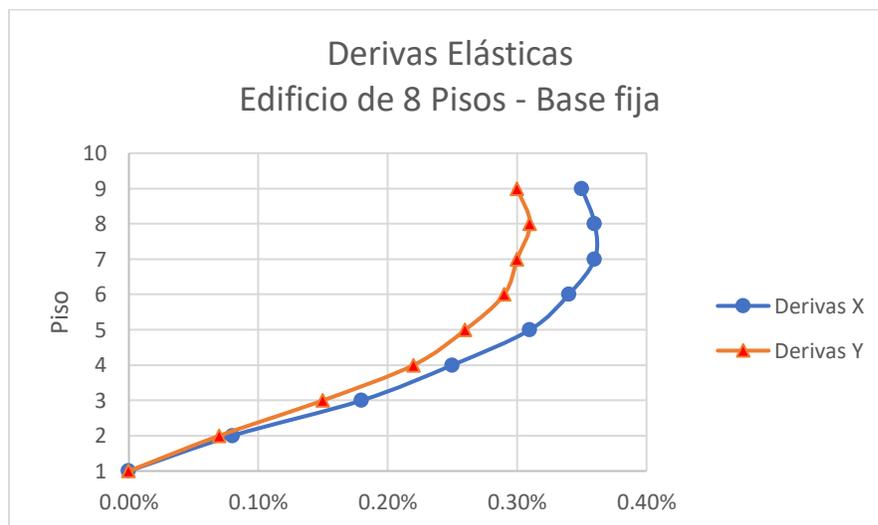


Figura 4-7: Derivas elásticas del edificio de 8 pisos.

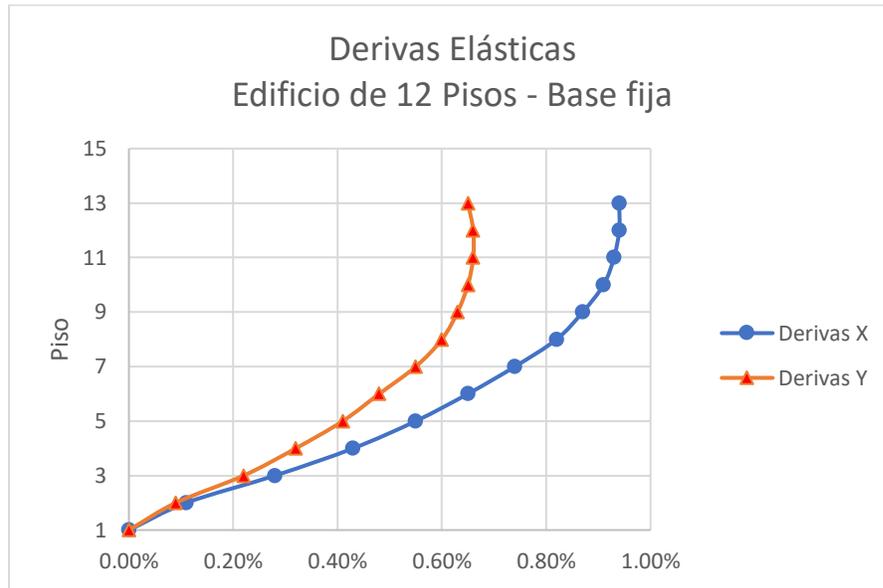


Figura 4-8: Derivas elásticas del edificio de 12 pisos.

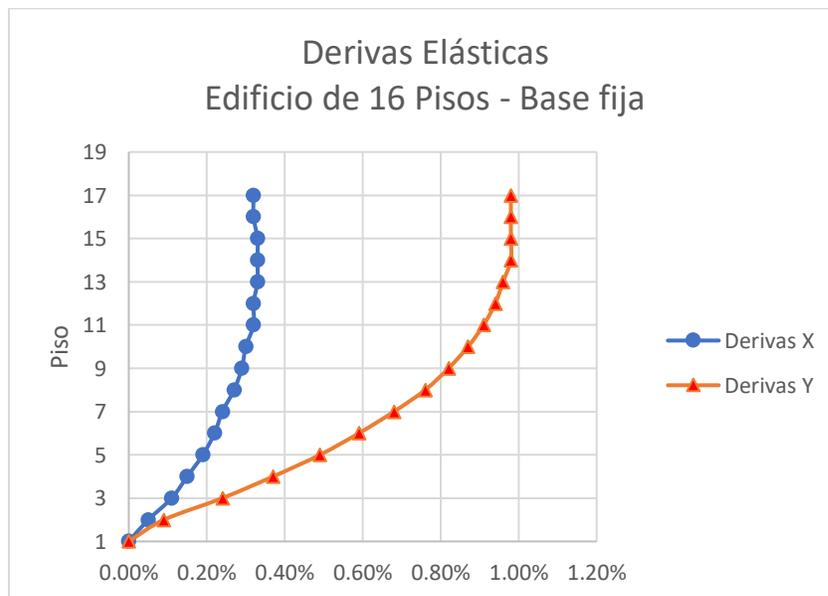


Figura 4-9: Derivas elásticas del edificio de 16 pisos.

En los diseños de tipo elástico para los edificios de base fija, la configuración de las secciones de los elementos y las resistencias de los concretos utilizados están limitados por la deriva máxima permitida por el código de diseño. Es común que estas derivas estén

muy cerca de ese límite en las estructuras de mediana y gran altura. Para el edificio de 12 pisos de altura, las máximas derivas de piso son 0.94% en el sentido X y de 0.65% en el sentido Y. Las diferencias en la deriva son el resultado de la configuración estructural que se tiene en donde una de las direcciones de análisis es más rígida que la dirección ortogonal correspondiente.

Para el edificio de 16 pisos de altura, las máximas derivas de piso son 0.98% en el sentido X y de 0.32% en el sentido Y, permitiendo concluir que se tiene más rigidez en la estructura en el sentido más largo, donde se tiene mayor longitud de muros resistentes al cortante sísmico.

4.4 Cuantías de acero de refuerzo

El detallado del acero de refuerzo, que depende la zona de amenaza donde se encuentra localizada la estructura, es el paso final del diseño del edificio. En el caso de las estructuras de muros de concreto, los códigos tienen unas exigencias de cuantías mínimas de refuerzo que varían en función de un límite propuesto al cortante que asume cada muro. Adicionalmente es necesario tener en cuenta que los muros de concreto son elementos demasiado rígidos y por ello son propicios a las fallas frágiles, las cuales son las más indeseables en los códigos de diseño; por lo que debe buscarse la ductilidad mediante la construcción de elementos especiales y ordinarios de borde.

En la medida en que se garantice la ductilidad de este tipo de elementos en el sistema estructural, es posible incrementar la seguridad al colapso en la ocurrencia de los sismos.

Durante la ejecución de los detallados de los proyectos de los edificios de 8, 12 y 16 pisos, las cantidades totales de acero para los muros se resumen en la tabla 4-1:

En el edificio más alto, de 16 pisos, es posible tener una cuantía volumétrica de acero menor que en los edificios de menor altura, es decir, se puede optimizar más el uso del acero en el detallado final. El caso contrario ocurrido en los edificios más bajos es que la mayor cantidad de muros deben detallarse con las cuantías mínimas exigidas por el código, por lo que la cuantía volumétrica aumenta.

Tabla 4-1: Cantidades totales de acero para estructuras de base fija

Estructura	Volumen de concreto de los muros [m ³]	Peso del acero total de los muros [Kg]	Cuantía volumétrica de acero [Kg/m ³]
8 pisos base fija	396.16	71749.1	181.11
12 pisos base fija	811.40	110493.0	136.18
16 pisos base fija	2092.22	198640.6	94.94

Al respecto de las cantidades totales del acero detallado para los muros siguiendo las exigencias del código para una zona de amenaza sísmica alta, y en la comparación del detallado de los elementos del edificio con base fija y el edificio con base aislada, es posible afirmar que las cantidades de acero se reducen en 45.30% para el modelo del edificio de 8 pisos, el 59.06% para el edificio de 12 pisos y el 47.93% para el edificio de 16 pisos. Es decir, es posible tener una disminución, en promedio, de aproximadamente un 50% del acero utilizado en el diseño de la estructura con base fija. Los datos del acero necesario en los edificios de base aislada se presentan en la tabla 4-2.

Tabla 4-2: Cantidades totales de acero para estructuras de base aislada

Estructura	Volumen de concreto de los muros [m ³]	Peso del acero total de los muros [Kg]	Cuantía volumétrica de acero [Kg/m ³]
8 pisos base aislada	396.16	39244.9	99.06
12 pisos base aislada	811.40	45237.2	55.75
16 pisos base aislada	2092.22	103440.9	49.44

A continuación, se presenta en la figura 4-10 la cantidad de acero necesaria en la estructura de base fija y la cantidad necesaria en el caso en que se diseñe con la base aislada.

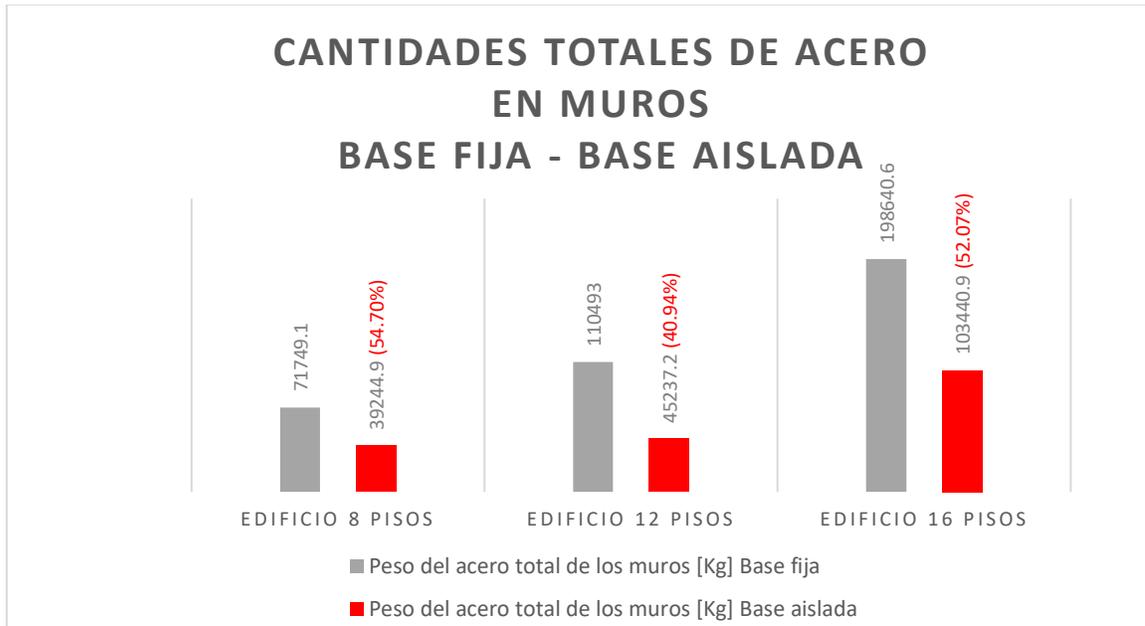


Figura 4-10: Cantidades de totales de acero en muros. Edificios con base fija y con base aislada.

Así como se tiene la cantidad total de acero debido al detallado de cada edificio según las exigencias gravitacionales y dinámicas en las estructuras, y por el hecho de que la tipología estructural de muros de concreto tiene como premisa que el sistema es frágil y que se le debe dar ductilidad a los muros con el detallado de elementos de borde, el resultado es, como se puede ver en la figura 4-11, que en el edificio de 8 pisos, 258 muros deben tener elementos de borde cuando el edificio es diseñado con base fija, y solamente 7 muros deben tener elementos de borde cuando el edificio es diseñado con aislamiento de base.

Igual sucede con el edificio de 12 pisos, donde 301 muros tienen elementos de borde en la estructura de base fija, y en el caso de la estructura aislada no es necesario detallar elementos de borde.

Para el edificio de 16 pisos, 382 muros, del edificio diseñado con base fija, llevan elemento de borde y en el edificio de base aislada 16 muros necesitan el elemento de borde.

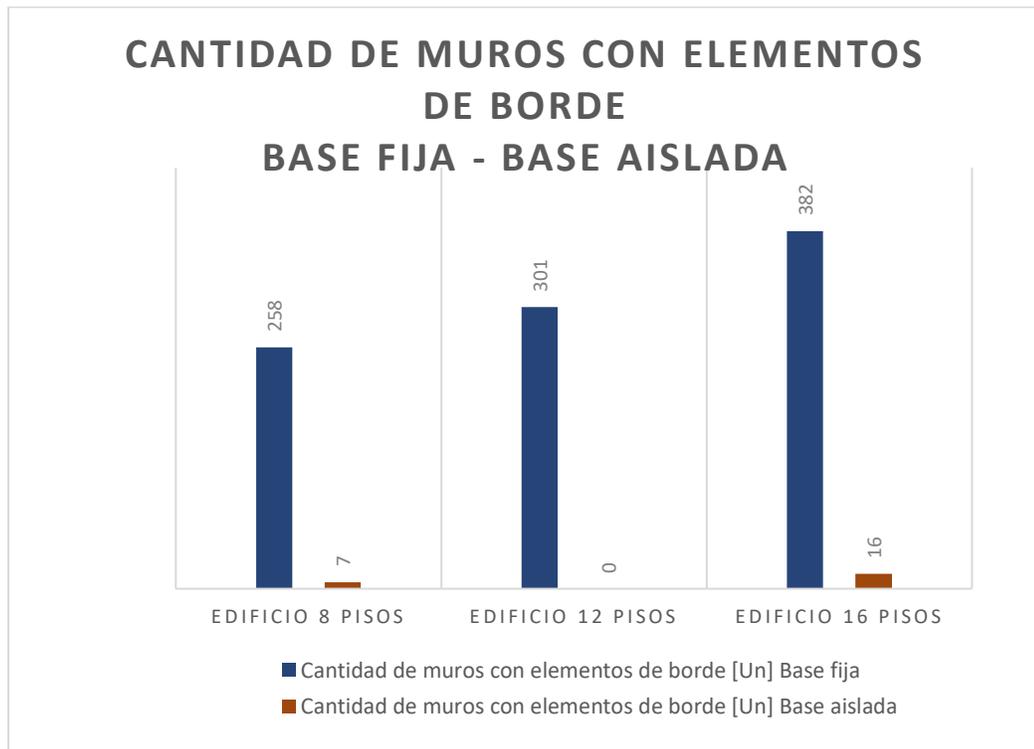


Figura 4-11: Cantidad de muros con elementos de borde. Edificios con base fija y con base aislada.

Es decir, la reducción de la necesidad del uso de elementos de borde está entre un 98% y un 100% con el uso de los aisladores sísmicos de base, siendo uno de los factores principales por los que se reduce la cuantía volumétrica de acero del reforzamiento de los muros.

Para la revisión de las cuantías de acero en el diseño de las estructuras, se toman los 10 muros más solicitados en cada una de las estructuras seleccionadas. Los resultados que se obtienen en estos elementos son la línea base para la comparación con los diseños de las estructuras aisladas en la base (ver tablas 4-3 a 4-8).

El criterio de selección de los muros es la relación del cortante de cada muro en el primer piso con el cortante total del mismo piso. Así es posible saber cuáles son los muros más solicitados ya que los muros de concreto que hacen parte del sistema de resistencia tienen como condición que deben partir desde la base del edificio, siendo la base en donde los muros presentan una mayor demanda a cortante.

Tabla 4-3: Listado de muros más exigidos en la dirección X, edificio de 8 pisos.

Consecutivo	Identificación del muro	Relación v_i/V_{base} Dirección X
1	70	17.00%
2	63	10.00%
3	72	9.00%
4	30	8.00%
5	28	8.00%
6	57	7.00%
7	1	7.00%
8	69	6.00%
9	2	6.00%
10	54	5.00%

Tabla 4-4: Listado de muros más exigidos en la dirección Y, edificio de 8 pisos.

Consecutivo	Identificación del muro	Relación v_i/V_{base} Dirección Y
1	70	17.00%
2	71	16.00%
3	72	11.00%
4	69	11.00%
5	63	6.00%
6	1	5.00%
7	2	5.00%
8	53	5.00%
9	11	5.00%
10	28	5.00%

Tabla 4-5: Listado de muros más exigidos en la dirección X, edificio de 12 pisos.

Consecutivo	Identificación del muro	Relación v_i/V_{base} Dirección X
1	1	10.00%
2	2	10.00%
3	62	10.00%
4	3	9.00%
5	4	9.00%
6	39	8.00%
7	10	7.00%
8	5	7.00%
9	43	7.00%
10	85	6.00%

Tabla 4-6: Listado de muros más exigidos en la dirección Y, edificio de 12 pisos.

Consecutivo	Identificación del muro	Relación v_i/V_{base} Dirección Y
1	10	12.00%
2	5	10.00%
3	6	9.00%
4	7	8.00%
5	2	8.00%
6	1	8.00%
7	62	7.00%
8	85	7.00%
9	39	6.00%
10	4	6.00%

Tabla 4-7: Listado de muros más exigidos en la dirección X, edificio de 16 pisos.

Consecutivo	Identificación del muro	Relación v_i/V_{base} Dirección X
1	44	24.00%
2	45	24.00%
3	102	11.00%
4	1	10.00%
5	41	9.00%
6	40	9.00%
7	101	5.00%
8	2	5.00%
9	80	5.00%
10	84	5.00%

Tabla 4-8: Listado de muros más exigidos en la dirección Y, edificio de 16 pisos.

Consecutivo	Identificación del muro	Relación v_i/V_{base} Dirección Y
1	45	19.00%
2	44	19.00%
3	23	11.00%
4	1	9.00%
5	40	7.00%
6	41	6.00%
7	102	5.00%
8	85	5.00%
9	4	4.00%
10	2	4.00%

Para tener una idea general de los refuerzos necesarios en las estructuras cuando se diseñan con base fija y cuando se diseñan con aislamiento, se toman los 10 muros, del primer piso, que sean más exigidos por las fuerzas sísmicas de diseño. Con esta información es posible comparar el comportamiento en cada uno de los casos.

En las tablas 4-9 a 4-11 se presenta el resultado del análisis de los muros más solicitados en el primero piso en el edificio de 8 pisos:

Tabla 4-9: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 8 pisos con base fija.

Elemento	f_c	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde [m]	Cuantía de acero del elemento de borde [%]
70	21	2	0.48	0.48	0	0
71	21	2	0.48	0.48	0.43	1.96
72	21	2	0.48	0.48	1.23	2.06
69	21	2	0.48	0.48	0.63	2.01
30	21	2	0.48	0.48	0.53	1.99
28	21	2	0.48	0.48	0.63	2.01
57	21	2	0.48	0.48	0.63	2.01
1	21	2	0.48	0.48	0.53	1.99
2	21	2	0.48	0.48	0.53	1.99
54	21	2	0.48	0.48	0.53	1.99

Tabla 4-10: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 8 pisos con base aislada.

Elemento	f_c	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde [m]	Cuantía de acero del elemento de borde [%]
70	21	2	0.48	0.48	0	0
71	21	2	0.48	0.48	0	0
72	21	2	0.48	0.48	0	0
69	21	2	0.48	0.48	0	0
30	21	2	0.48	0.48	0	0
28	21	2	0.48	0.48	0	0
57	21	2	0.48	0.48	0	0
1	21	2	0.48	0.48	0	0
2	21	2	0.48	0.48	0	0
54	21	2	0.48	0.48	0	0

Tabla 4-11: Promedios de cuantías de acero en los muros más solicitados del edificio de 8 pisos.

Descripción	Número de capas de refuerzo	Promedio Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Promedio Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud total de los elementos de borde [m]	Promedio Cuantía de acero del elemento de borde [%]
Base fija de 8 pisos	2	0.48	0.48	5.67	2.00
Base aislada de 8 pisos	2	0.48	0.48	-	-
Disminución porcentual	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%

En el caso del edificio de 8 pisos, la distribución arquitectónica se caracteriza por los muros cortos que necesariamente deberán reforzarse con acero en barras, al menos en el caso de los muros más exigidos en el primer piso. Es así como el promedio de cuantías tanto vertical como horizontal es de 0.48% para los dos casos de diseño, es decir base fija y base aislada. La diferencia está en que, en los diez muros más exigidos en la primera planta, no se hace necesaria la utilización de elementos de borde en el edificio de base

aislada, mientras que en el edificio de base fija si es necesario el diseño de elementos de borde con una cuantía promedio equivalente al 2.0%.

Para el refuerzo de los muros con barras, se tuvo en cuenta que no se aplicaran separaciones, verticales y horizontales, mayores a 250 mm. Es por esta razón que la cuantía de refuerzo es la misma tanto para el edificio de base fija como para el edificio de base aislada, pues se restringe la máxima separación aun cuando el diseño pueda resultar en distancias mayores; además, las demandas gravitacionales son las mismas en ambos casos pues el edificio es el mismo, por lo que el reforzamiento es el mismo.

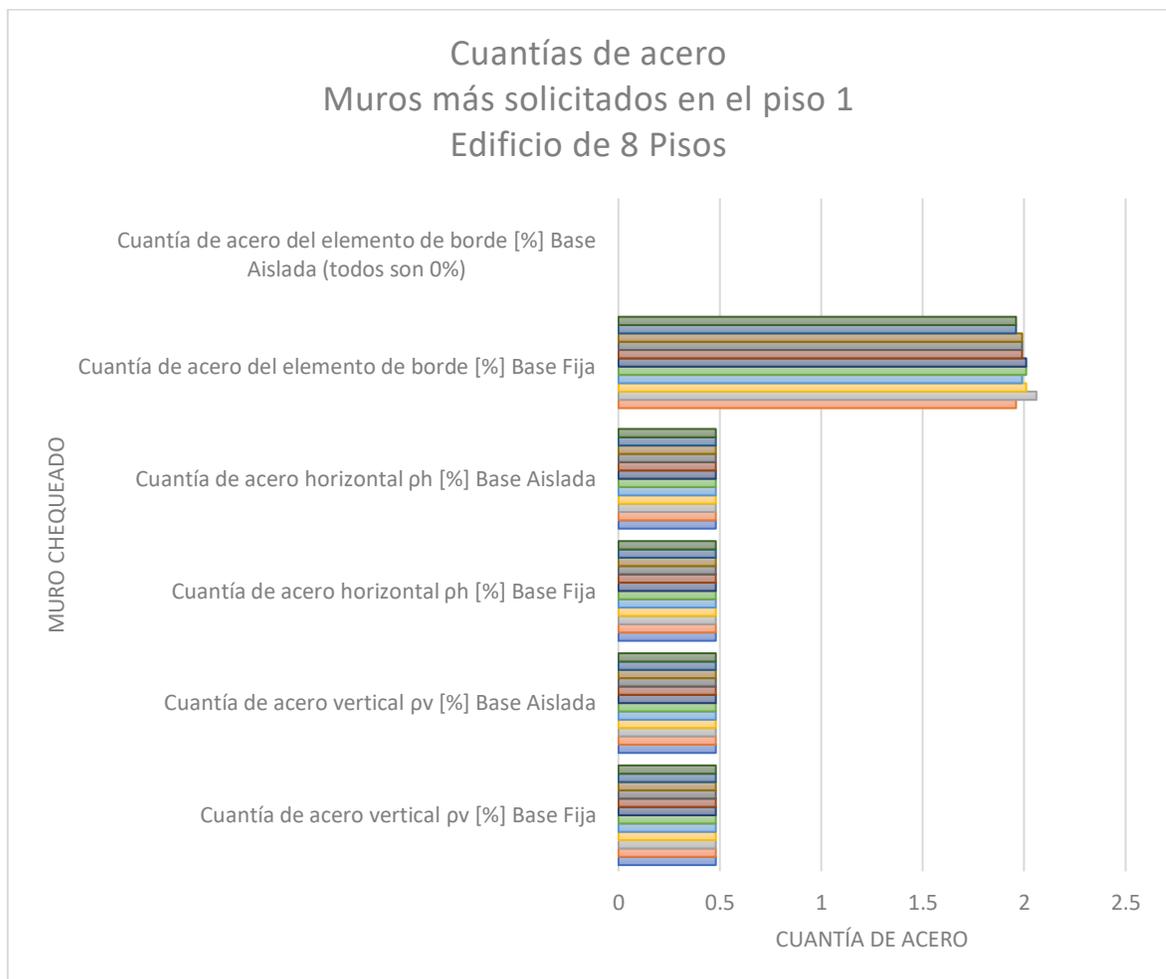


Figura 4-12: Cuantías de acero. Edificio de 8 pisos.

En el edificio de 8 pisos, figura 4-12, el valor de la cuantía de acero de los elementos de borde es cero, razón por la cual en la gráfica no se distingue la barra.

Los muros estudiados para el edificio de 12 pisos tienen las características de reforzamiento indicadas en las tablas 4-12 a 4-14:

Tabla 4-12: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 12 pisos con base fija.

Elemento	f_c	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde	Cuantía de acero del elemento de borde [%]
1	35	2	0.68	0.38	0.53	2.48
2	35	2	0.68	0.28	0.43	1.57
62	35	2	0.85	0.48	0	0
3	35	2	0.68	0.28	0.43	1.57
4	35	2	0.68	0.28	0.53	1.59
39	35	2	0.85	0.29	0.83	1.9
10	35	2	0.68	0.54	0.43	1.57
5	35	2	0.79	0.29	0.54	2.66
43	35	2	0.51	0.21	0.53	1.2
85	35	2	0.68	0.38	1.13	1.65
6	35	2	0.64	0.25	0.43	1.83
7	35	2	0.85	0.29	0.53	1.86

Tabla 4-13: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 12 pisos con base aislada.

Elemento	f_c	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde	Cuantía de acero del elemento de borde [%]
1	35	2	0.38	0.38	0	0
2	35	2	0.38	0.38	0	0
62	35	2	0.25	0.25	0	0
3	35	2	0.38	0.38	0	0
4	35	2	0.25	0.25	0	0
39	35	2	0.29	0.29	0	0
10	35	2	0.25	0.25	0	0
5	35	2	0.22	0.22	0	0

43	35	2	0.22	0.22	0	0
85	35	2	0.25	0.25	0	0
6	35	2	0.22	0.22	0	0
7	35	2	0.22	0.22	0	0

Tabla 4-14: Promedios de cuantías de acero en los muros más solicitados del edificio de 12 pisos.

Descripción	Número de capas de refuerzo	Promedio Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Promedio Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud total de los elementos de borde	Promedio Cuantía de acero del elemento de borde [%]
Base fija de 12 pisos	2	0.71	0.33	6.34	1.81
Base aislada de 12 pisos	2	0.28	0.28	-	-
Disminución porcentual	0.00%	61.38%	16.20%	100.00%	100.00%

En promedio, la cuantía de refuerzo vertical del edificio de 12 pisos con base fija, para los muros más solicitados en el primer piso es del 0.71% contra un 0.28% para los mismos muros cuando se diseñan bajo el escenario del aislamiento en la base, lo que corresponde a una disminución de la cuantía de aproximadamente un 61%. En el caso del refuerzo horizontal, la diferencia entre la cuantía detallada en la estructura con base fija contra la base aislada es de aproximadamente un 16%.

Es necesario aclarar que, aunque el cálculo del acero pueda dar cuantías menores, existe el límite fijado por el código y que fue aplicado en el detallado de los muros de base aislada, dejando como conclusión que las cuantías de diseño pudieran ser menores, pero implicaría que el código de diseño contemple límites menores cuando se trate de estructuras aisladas sísmicamente.

La figura 4-13 muestra un resumen de las cuantías de acero en los 10 muros más exigidos en el primer piso del edificio de 12 pisos.

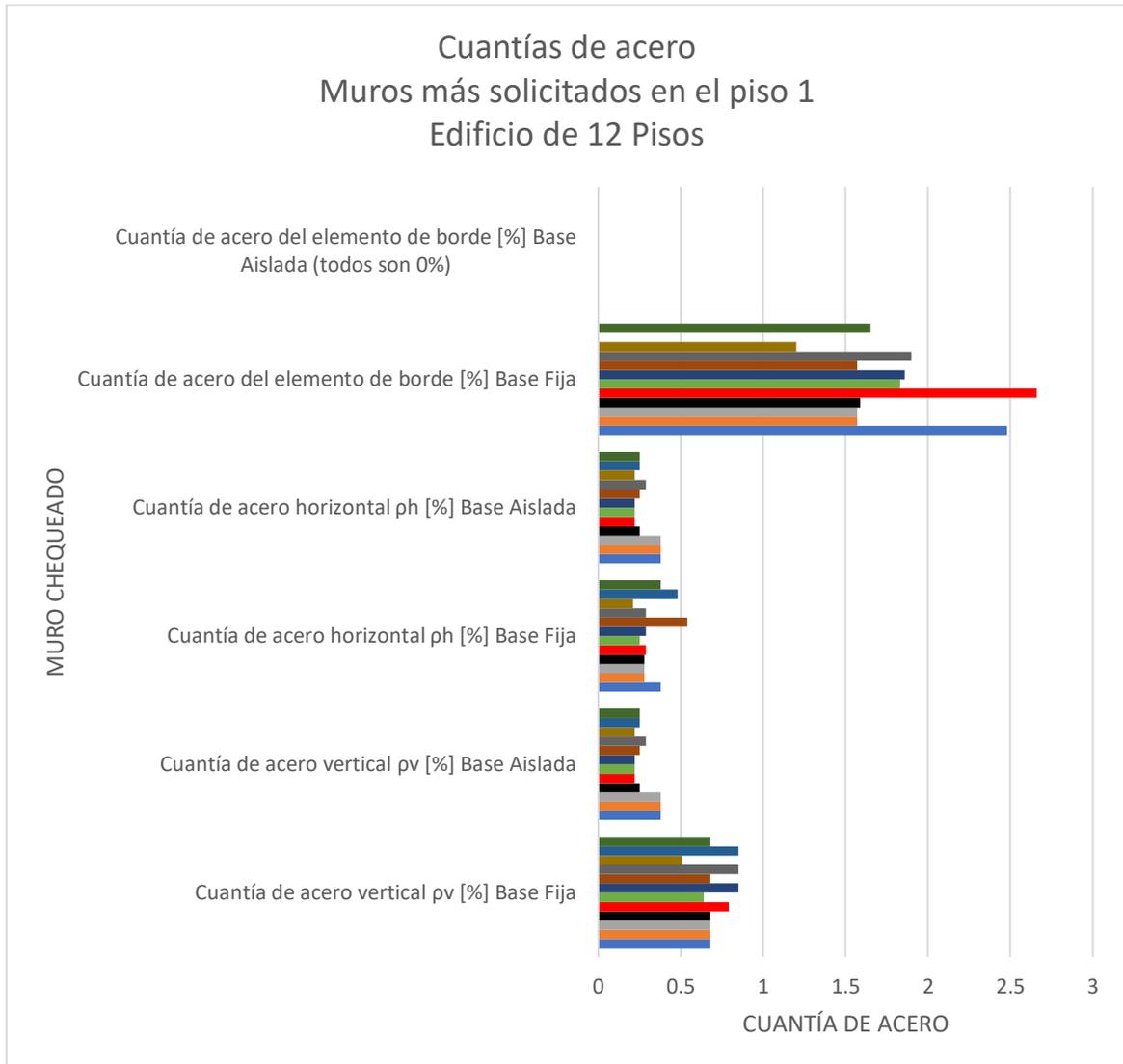


Figura 4-13: Cuantías de acero. Edificio de 12 pisos.

Finalmente, para el edificio de 16 pisos se presentan las tablas 4-15 a 4-17, donde se indican las cuantías de los 10 muros más exigidos en el primer piso.

Tabla 4-15: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 16 pisos con base fija.

Elemento	f'_c	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde	Cuantía de acero del elemento de borde [%]

44	35	2	0.51	0.25	1.23	1.54
45	35	2	0.51	0.25	1.23	1.54
102	35	2	1.27	0.25	1.14	2.21
1	35	2	1.02	0.25	1.04	2.2
41	35	2	0.58	0.25	0.93	1.53
40	35	2	0.41	0.25	0.53	1.49
101	35	2	0.51	0.25	0.63	1.5
2	35	2	0.45	0.25	0.63	1.5
80	35	2	0.45	0.23	0.43	1.46
84	35	2	0.81	0.23	0.63	1.5
23	35	2	0.41	0.25	0.43	1.46
85	35	2	0.58	0.23	0.53	1.49
4	35	2	0.51	0.29	0.43	1.18

Tabla 4-16: Cuantías de acero de los muros para el edificio de 16 pisos con base aislada.

Elemento	f_c	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde	Cuantía de acero del elemento de borde [%]
44	35	2	0.21	0.21	0	0
45	35	2	0.21	0.21	0	0
102	35	2	0.23	0.23	1.93	1
1	35	2	0.23	0.23	1.93	1
41	35	2	0.21	0.21	0	0
40	35	2	0.21	0.21	0	0
101	35	2	0.21	0.21	0	0
2	35	2	0.21	0.21	0	0
80	35	2	0.21	0.21	0	0
84	35	2	0.21	0.21	0	0
23	35	2	0.21	0.21	0	0
85	35	2	0.21	0.21	0	0
4	35	2	0.22	0.22	0	0

Se debe tener en cuenta que el detallado de los muros se realiza siguiendo las exigencias del código, donde las cuantías de detallado de los elementos estructurales no pueden ser inferiores a las mínimas permitidas, por lo que se puede presentar coincidencia en las cuantías de los muros menos solicitados tanto en el sistema de base fija como en el de base aislada.

Como se puede ver en la tabla 4-16, los muros 1 y 102 tienen un resultado de longitud de elemento de borde de 1.93 metros cada uno, y una cuantía de acero del 1.0%. Estos

valores se deben a que son muros muy largos con un comportamiento especial por su factor de forma, haciendo que sea mucho más frágil, trabajando menos a cortante y más a flexo compresión, por lo que el diseño inicial debe tener en cuenta este comportamiento que no es el más deseable en este sistema, pues se busca que los muros tengan un comportamiento de resistencia al cortante más que a la flexión. Por tal motivo se decide analizar la información descartando estos valores extremos para describir el comportamiento general de las cuantías sin incluir el ruido que puede generar el resultado en estos dos muros.

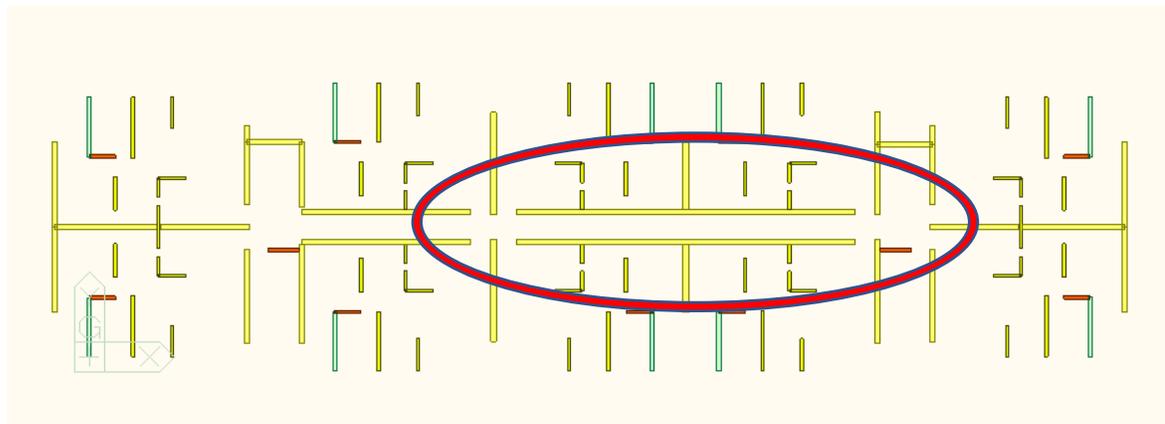


Figura 4-14: Muros largos en el edificio de 16 pisos.

Tabla 4-17: Promedios de cuantías de acero en los muros más solicitados del edificio de 16 pisos.

Descripción	Número de capas de refuerzo	Cuantía de acero vertical ρ_v [%]	Cuantía de acero horizontal ρ_h [%]	Longitud del elemento de borde	Cuantía de acero del elemento de borde [%]
Base fija de 16 pisos	2	0.52	0.25	7.63	1.47
Base aislada de 16 pisos	2	0.21	0.21	-	-
Disminución porcentual	0.00%	59.51%	15.02%	100.00%	100.00%

Ya con los resultados depurados, al chequear los promedios de cuantía de refuerzo detallado en los muros más solicitados en el primer piso del edificio de 16 pisos, es posible observar que hay una disminución de, aproximadamente, un 60% para la cuantía vertical

y de un 15% en la cuantía horizontal entre la estructura de base fija de 16 pisos y el respectivo diseño cuando se aísla sísmicamente la base.

Básicamente se tiene que la demanda sobre estos muros solo exige que sea utilizada la cuantía mínima de reforzamiento solicitada por el código de diseño, tal como se puede apreciar en la figura 4-15.

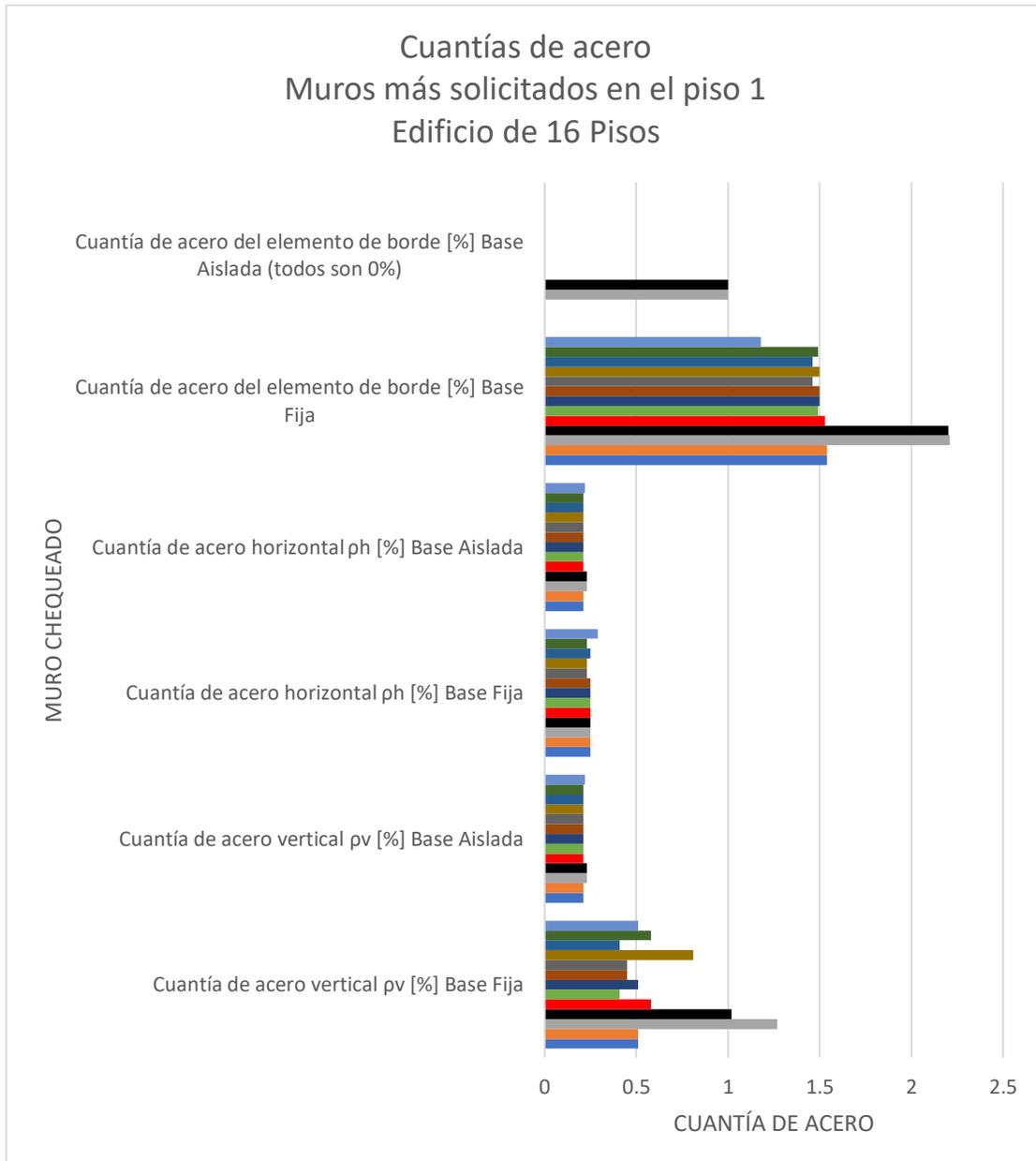


Figura 4-15: Cuantías de acero. Edificio de 16 pisos.

De los resultados obtenidos en los edificios analizados, es concluyente el resultado en cuanto a la disminución de la necesidad del uso de elementos de borde en los edificios conformados por muros de cortante cuando se diseña con el aislamiento sísmico de base. El porcentaje aproximado de reducción en la cuantía de acero, aun sosteniendo los mínimos valores permitidos por el código, es de un 60% para la cuantía de acero vertical y de un 15% para el acero transversal.

5. Evaluación y comparación de los análisis no lineales

5.1 Introducción

El diseño propuesto por los códigos actuales establece unas metas principales como que las estructuras resistan sismos de baja intensidad sin que se tengan daños estructurales significativos; sismos con intensidades moderadas generando daños reparables y sismos de intensidades altas sin que haya colapso; siendo factores que se toman para proteger la vida de los ocupantes de las estructuras.

No obstante, el hecho que se diseñe para que los sismos de altas intensidades no generen colapso no quiere decir que la estructura va a tener un comportamiento de tipo aceptable ante los sismos de baja y mediana intensidad, haciendo necesario que se tengan procedimientos o tipos de evaluación que permitan que los resultados finales de detallado de los elementos estructurales y no estructurales, dimensionamiento y cantidad de aceros, conlleven a que los daños ocasionados en la ocurrencia de ciertos sismos no superen límites planteados desde el inicio del análisis de la estructura.

Entonces, los niveles de desempeño se deben medir según la funcionalidad del edificio después de la ocurrencia del sismo, según la magnitud de los daños en los elementos tanto estructurales como no estructurales y lo más importante, la seguridad de los ocupantes de las estructuras. Definidos estos límites, se tienen varias clasificaciones del desempeño de una estructura. Según el comité *Vision 2000* se diferencian cuatro objetivos de desempeño en una estructura: totalmente operacional, operacional, seguridad y próximo al colapso (ver tabla 5-1), para niveles de sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro respectivamente (*SEAOC Vision 200 Committee, 1995*).

Los niveles de desempeño van a depender del tipo de estructura que se esté analizando, es decir su clasificación como estructuras de seguridad críticas, esenciales o riesgosas y demás estructuras.

Para poder conocer la capacidad estructural de una edificación, que depende de la deformación-resistencia máxima, es necesario generar una curva de capacidad que se obtiene mediante un análisis no lineal, relacionando el cortante basal con los desplazamientos en el nivel superior de la estructura.

Tabla 5-1: Límites de nivel de desempeño según *Vision 2000*.

Nivel de desempeño	Deriva de piso [%]
Totalmente operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.50
Próximo al colapso	2.50
Colapso	>2.50

5.2 Comparación de la respuesta sísmica de los edificios estudiados

Para encontrar la información que nos permita comparar la respuesta sísmica de los edificios estudiados, se analizan cada una de las estructuras aplicando tres intensidades de demanda: SLE, BDE y MCE. Para obtener el espectro objetivo se calcula la mediana escalada de los 11 registros definidos en el capítulo 3.6, y con este espectro se calculan los cortantes, desplazamientos, aceleraciones y derivas de piso de cada uno de los edificios en cada una de las intensidades.

En el caso del aislamiento de las estructuras, los modelos se analizan según la información contenida en la tabla 5-2:

Tabla 5-2: Datos para los modelos de aislamiento en la base.

Variables para análisis	Edificio de 8 pisos	Edificio de 12 pisos	Edificio de 16 pisos
Período base fija [s]	0.39	0.70	1.21
Período aislado [s]	3.18	3.31	3.57
Amortiguamiento [%]	31.29	27.95	26.95
Rigidez total del aislamiento K_M [KN/mm]	14.38	15.54	32.53
Máximo desplazamiento [m]	0.20	0.28	0.30

El período aislado de la estructura, el amortiguamiento y la rigidez del sistema de aislamiento dependen de los límites impuestos para el desplazamiento máximo de la estructura aislada y de la fuerza de activación del sistema de aislamiento.

El límite máximo del desplazamiento, D_M , es de 300 mm para los tres tipos de edificios estudiados, y se supone que no existe una edificación colindante en una distancia menor, siendo éste uno de los aspectos principales que se debe tener en cuenta en los diseños con el uso de aisladores sísmicos para evitar el golpeteo con estructuras vecinas.

5.2.1 Cortantes por piso del edificio de 8 pisos

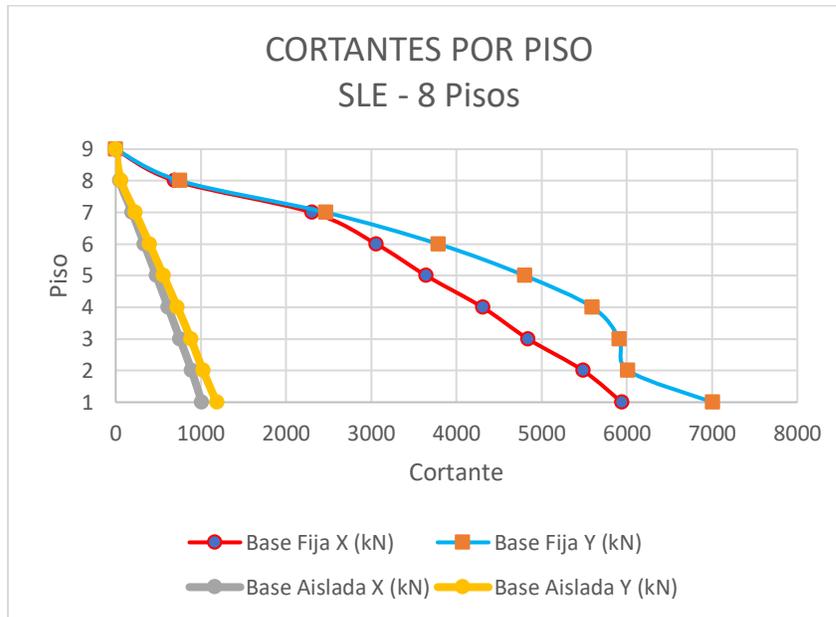


Figura 5-1: Cortantes por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.

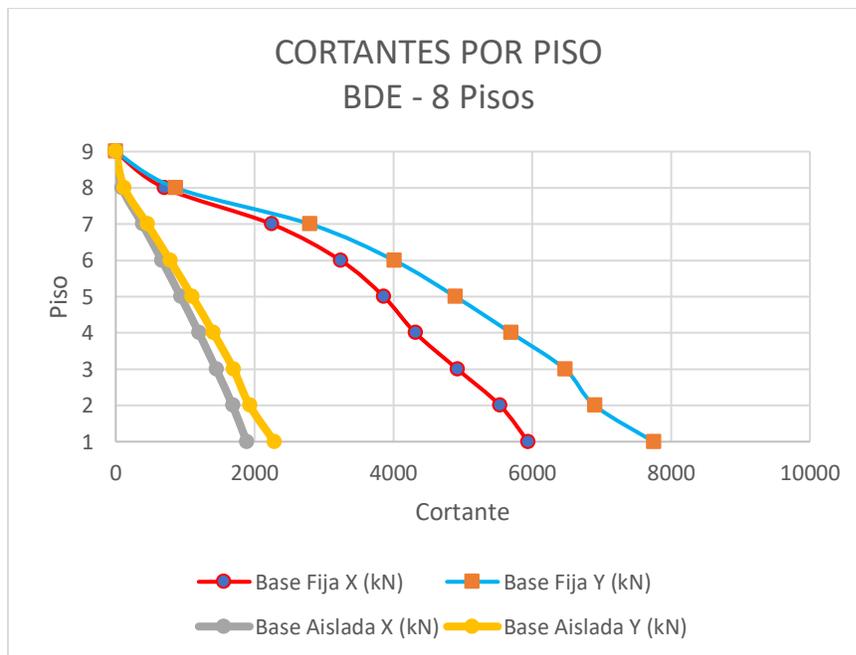


Figura 5-2: Cortantes por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.

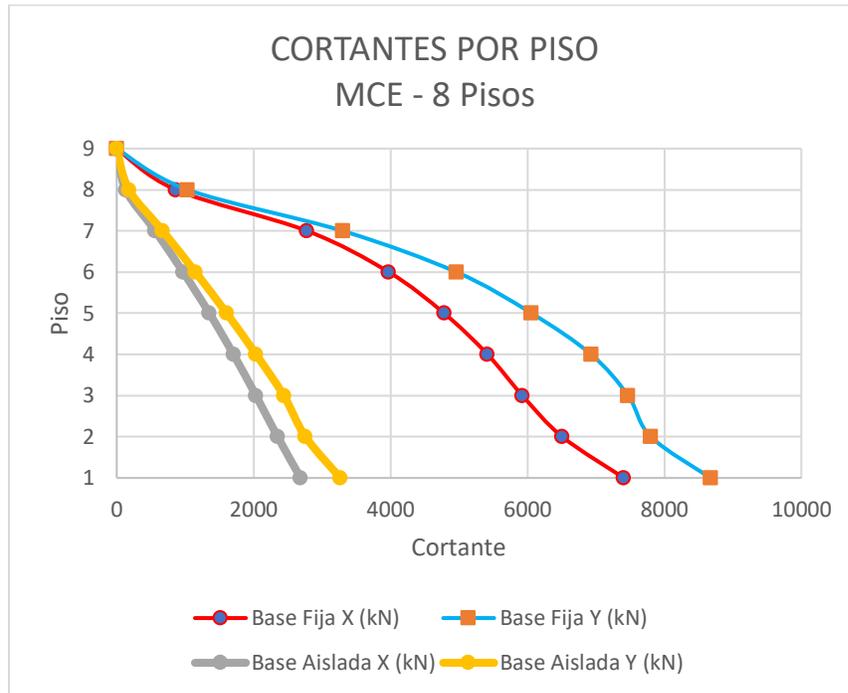


Figura 5-3: Cortantes por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.

De análisis de los cortantes de piso de la estructura de 8 pisos, según los datos de la tabla 5-3, se puede afirmar que, en la intensidad de sismo de servicio, la disminución del cortante en la base es de aproximadamente un 83%; de 69% para la intensidad de diseño y de un 62% para la máxima intensidad.

Tabla 5-3: Cortantes en la base del edificio de 8 pisos.

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Cortante basal en el sentido X [KN]	5938.70	1009.70	83.00%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	7008.90	1185.60	83.08%
Intensidad BDE	Cortante basal en el sentido X [KN]	5938.70	1884.84	68.26%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	7749.00	2285.80	70.50%
Intensidad MCE	Cortante basal en el sentido X [KN]	7409.30	2687.40	63.73%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	8675.0	3268.50	62.32%

5.2.2 Cortantes por piso del edificio de 12 pisos

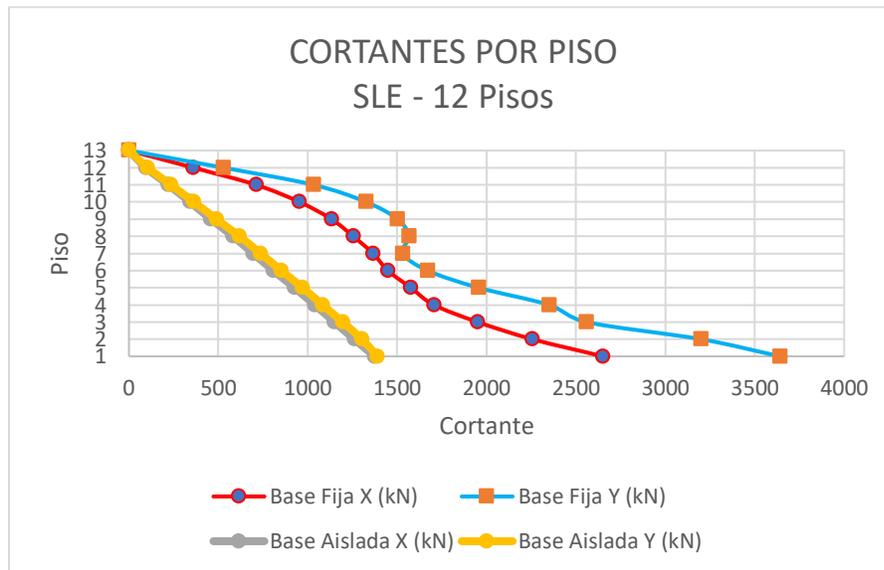


Figura 5-4: Cortantes por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.

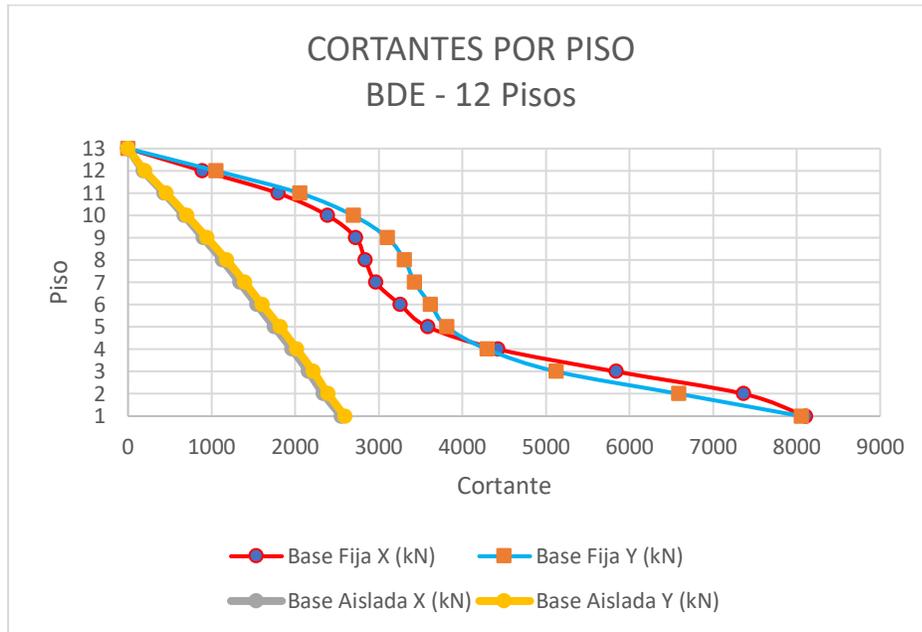


Figura 5-5: Cortantes por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.

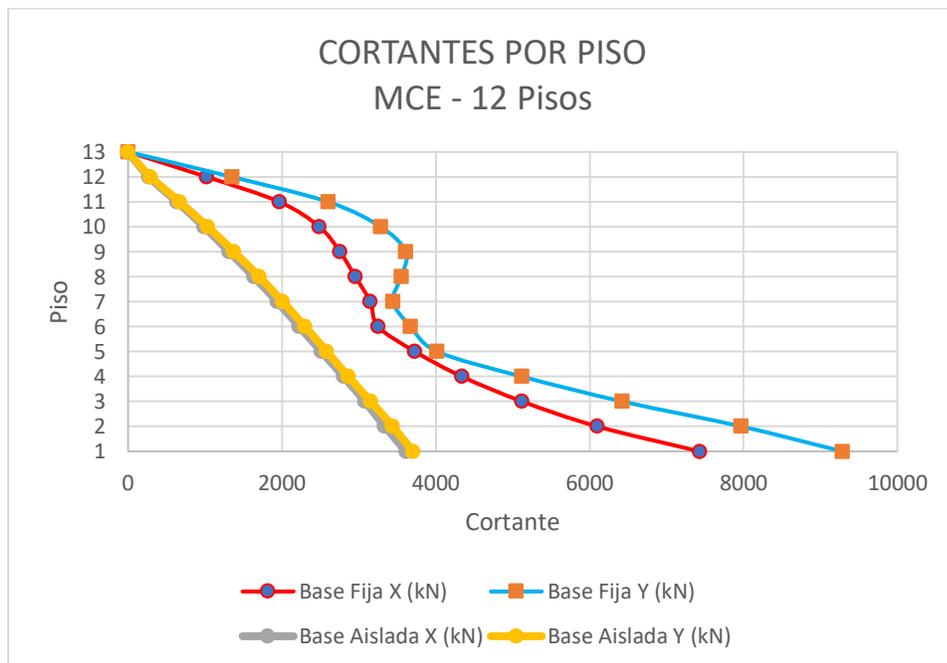


Figura 5-6: Cortantes por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.

Según la tabla 5-4, los cortantes basales en el edificio de 12 pisos tienen una reducción promedio, en los tres tipos de intensidades de sismo, de aproximadamente el 59%. En la máxima intensidad que denota el sismo de rara ocurrencia durante la vida útil del edificio, el promedio de la reducción del cortante basal máximo en las dos direcciones es del 55.73%.

Tabla 5-4: Cortantes en la base del edificio de 12 pisos.

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Cortante basal en el sentido X [KN]	2651.40	1374.90	48.14%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	3641.60	1389.40	61.85%
Intensidad BDE	Cortante basal en el sentido X [KN]	8110.50	2553.50	68.52
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	8054.40	2594.90	67.78%
Intensidad MCE	Cortante basal en el sentido X [KN]	7429.30	3614.00	51.35%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	9286.40	3704.70	60.11%

5.2.3 Cortantes por piso del edificio de 16 pisos

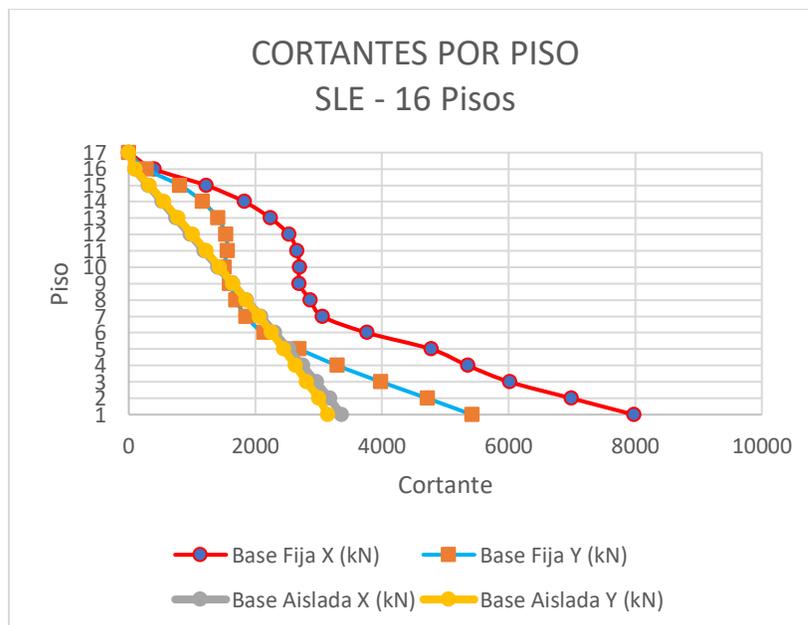


Figura 5-7: Cortantes por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.

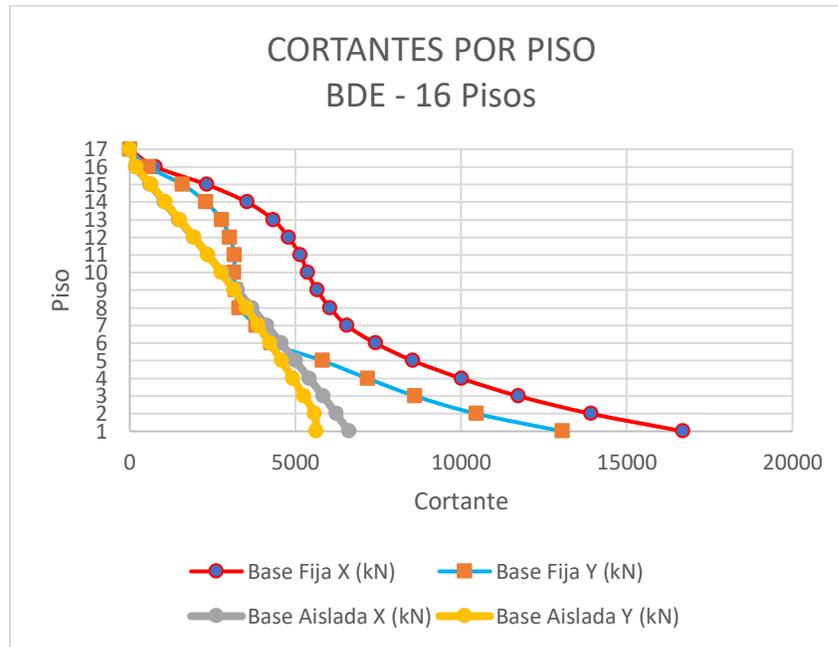


Figura 5-8: Cortantes por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.

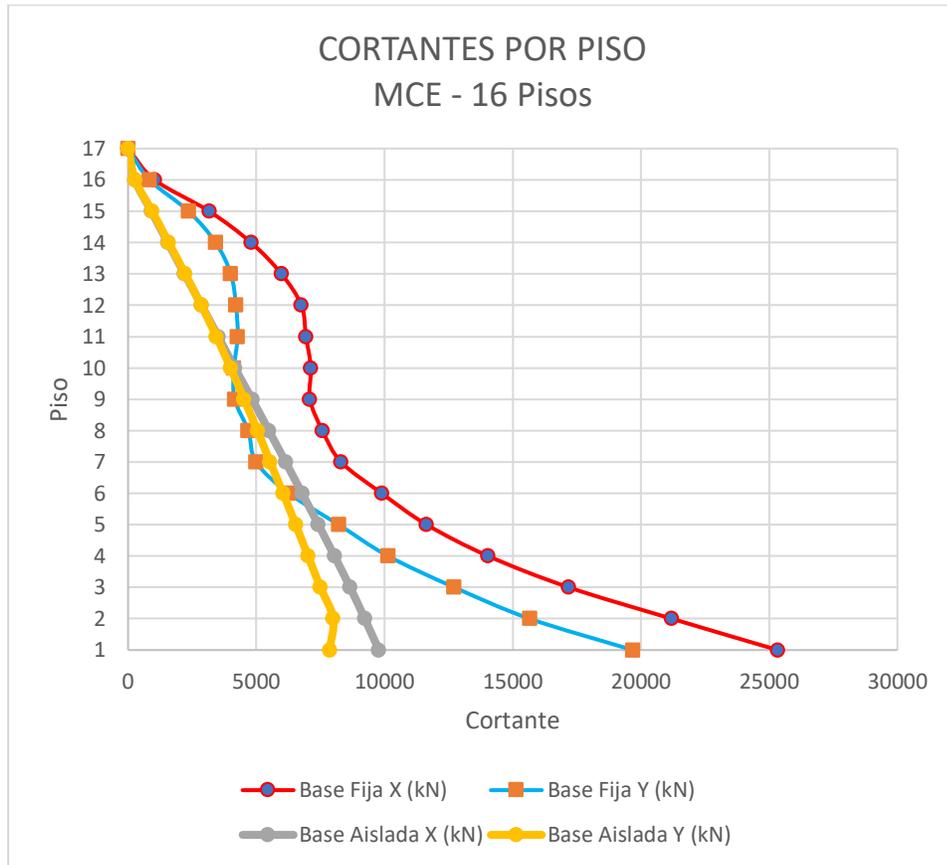


Figura 5-9: Cortantes por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.

El resumen de los cortantes en la base del edificio se presenta en la tabla 5-5:

Tabla 5-5: Cortantes en la base del edificio de 16 pisos.

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Cortante basal en el sentido X [KN]	7976.30	3362.20	57.85%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	5422.10	3141.70	42.06%
Intensidad BDE	Cortante basal en el sentido X [KN]	16696.00	6607.80	60.42%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	13053.00	5620.70	56.94%
Intensidad MCE	Cortante basal en el sentido X [KN]	25336.00	9783.60	61.38%
	Cortante basal en el sentido Y [KN]	19679.00	7860.00	60.06%

Se presenta una reducción aproximada del 50% para los sismos de menor intensidad, del 60% para el sismo de servicio y de un 61%, aproximadamente, para el sismo menos probable.

Se deduce de las figuras 5-1 a 5-9 que muestran el comportamiento de los cortantes de piso en los tres tipos de edificio, tanto con base fija como con base aislada, que en la medida que el edificio es más alto, la efectividad del aislamiento decrece debido a la flexibilidad que se genera en los pisos superiores la cual induce un comportamiento a flexión con menos rigidez. Igualmente se puede deducir que a medida que el período fundamental sea más largo, la efectividad del sistema de aislamiento es menor y que, entonces, el sistema funciona mejor cuando la súper estructura es más rígida, con períodos cortos.

5.2.4 Desplazamientos de piso del edificio de 8 pisos.

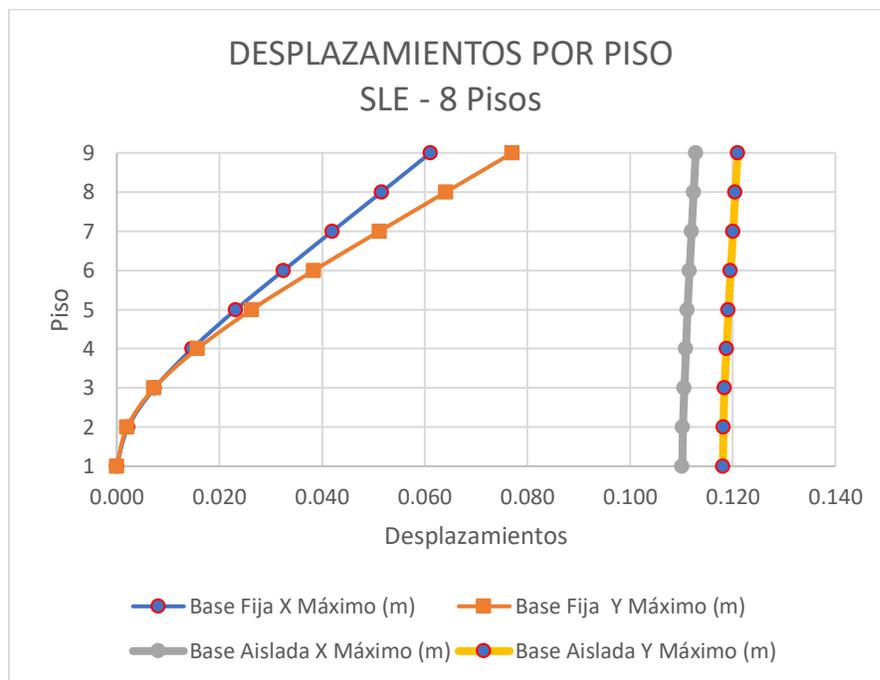


Figura 5-10: Desplazamientos por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.

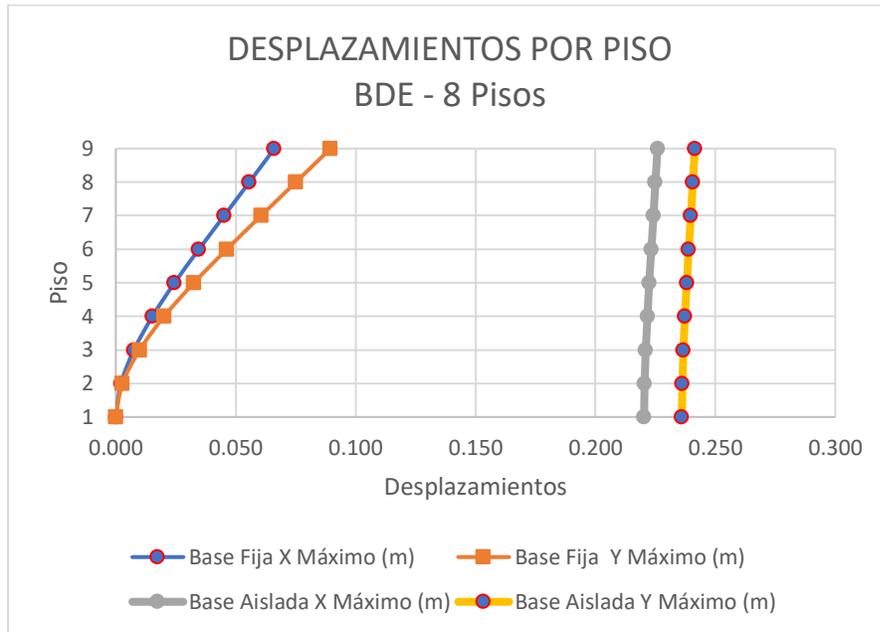


Figura 5-11: Desplazamientos por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.

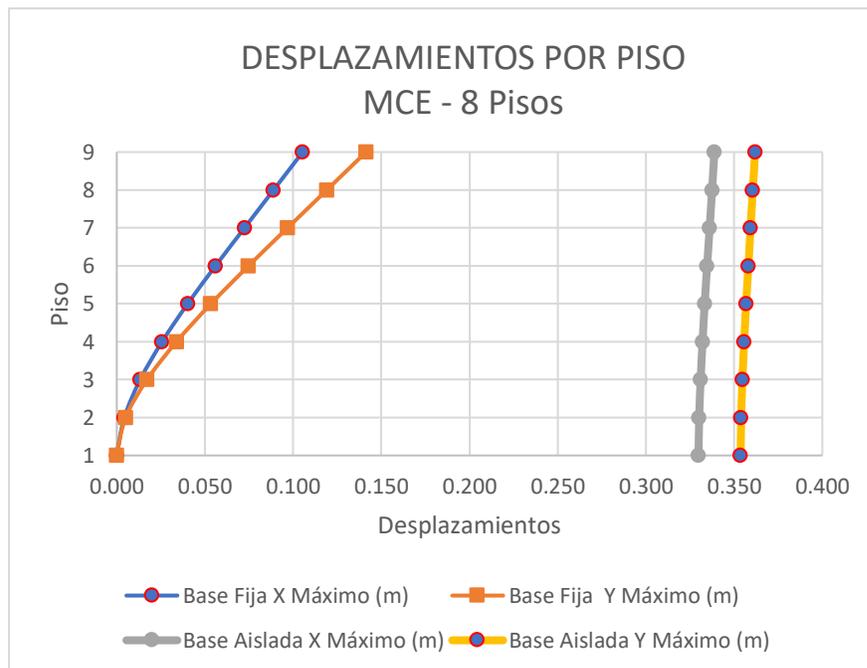


Figura 5-12: Desplazamientos por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.

A continuación, se presenta en la tabla 5-6 el análisis de los desplazamientos inelásticos máximos para el edificio de 8 pisos:

Tabla 5-6: Desplazamientos máximos en el edificio de 8 pisos. Fuente propia

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.061	0.113	85.25%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.077	0.121	57.14%
Intensidad BDE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.066	0.226	242.42%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.090	0.242	168.89%
Intensidad MCE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.105	0.339	222.86%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.141	0.362	156.74%

El desplazamiento máximo en el edificio de base fija se presenta en la cubierta del edificio con marcada diferencia en comparación con los demás pisos; para el edificio de base aislada se tiene un desplazamiento casi igual en todos los pisos de la súper estructura, mostrando un comportamiento de cuerpo rígido, sin embargo, el desplazamiento del piso de aislamiento es alto y debe tenerse en cuenta para no interferir con las edificaciones colindantes.

5.2.5 Desplazamientos de piso del edificio de 12 pisos.

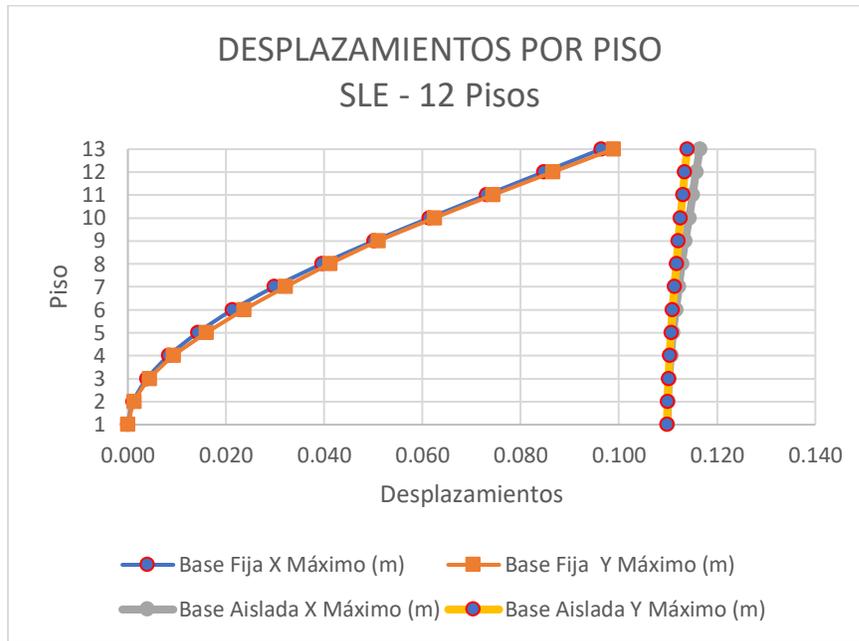


Figura 5-13: Desplazamientos por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.

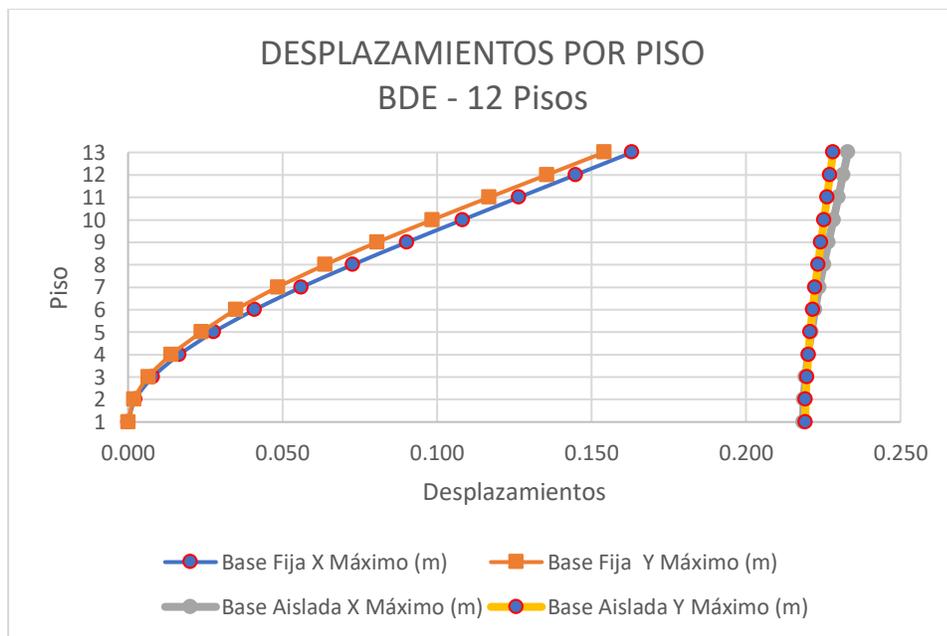


Figura 5-14: Desplazamientos por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.

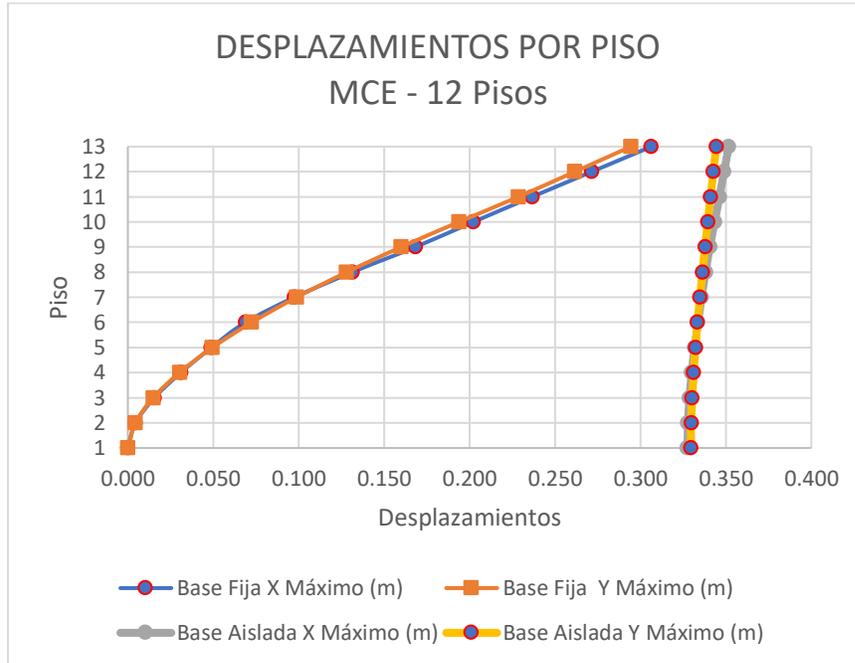


Figura 5-15: Desplazamientos por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.

Según la información de la tabla 5-7, el comportamiento del desplazamiento inelástico del edificio de 12 pisos permite identificar que el edificio aislado se desplaza en el plano horizontal de una manera relativamente constante en todos los pisos, una vez más mostrando el comportamiento de cuerpo rígido sin entrar el rango inelástico de la estructura, y que su valor máximo es de 352 mm para el sismo de máximo de diseño, y de 233 mm en el sismo de diseño. Todo el desplazamiento se presenta en el piso de instalación de los aisladores. Por otro lado, en el edificio de base fija se observa el comportamiento típico de una estructura empotrada en la base, en la que hay disipación de energía en el rango inelástico, generando los máximos desplazamientos en la cubierta del edificio, obteniendo un valor máximo de 306 mm en la ocurrencia del sismo en la intensidad MCE y de 163 mm en para el sismo de diseño.

Tabla 5-7: Desplazamientos máximos en el edificio de 12 pisos. Fuente propia

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.096	0.117	21.88%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.099	0.114	15.15%
Intensidad BDE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.163	0.233	42.94%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.154	0.228	48.05%
Intensidad MCE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.306	0.352	15.03%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.294	0.344	17.00%

5.2.6 Desplazamientos de piso del edificio de 16 pisos.

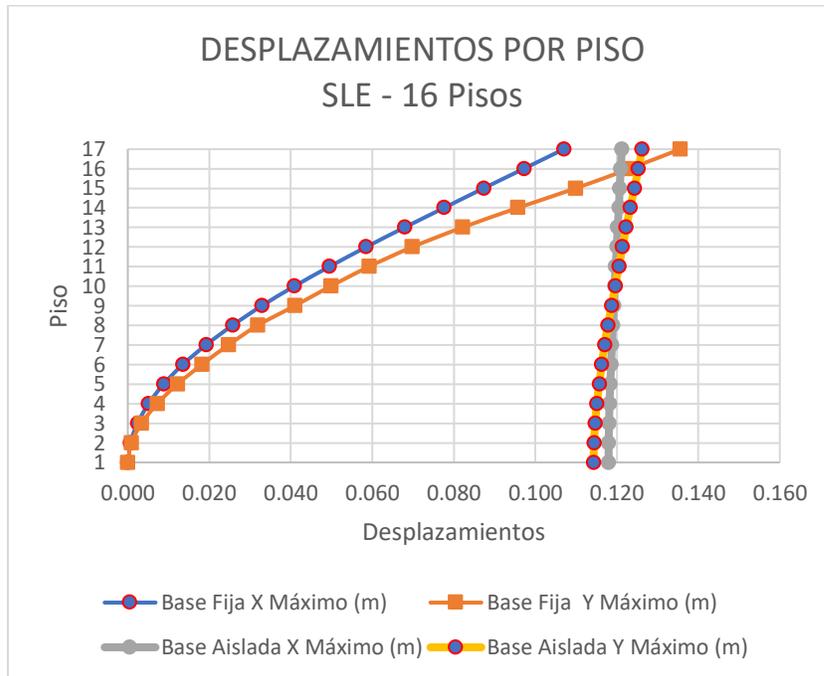


Figura 5-16: Desplazamientos por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.

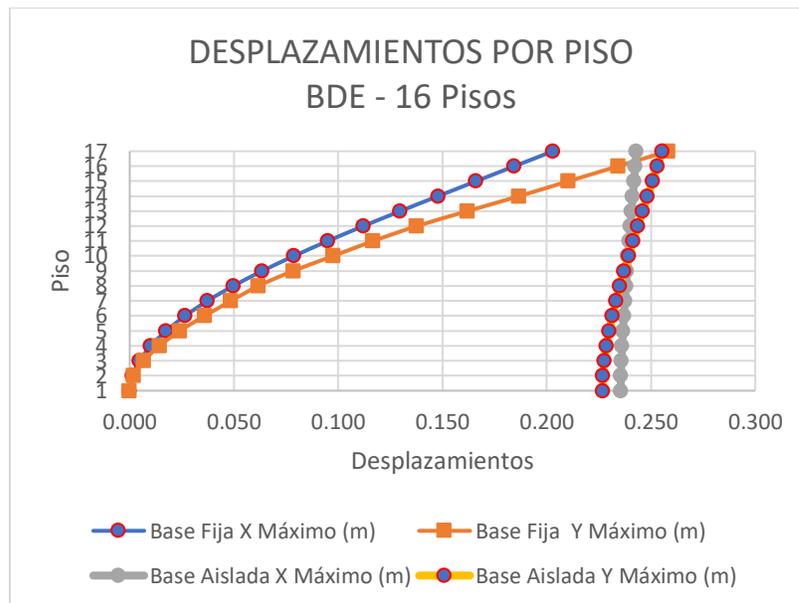


Figura 5-17: Desplazamientos por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.

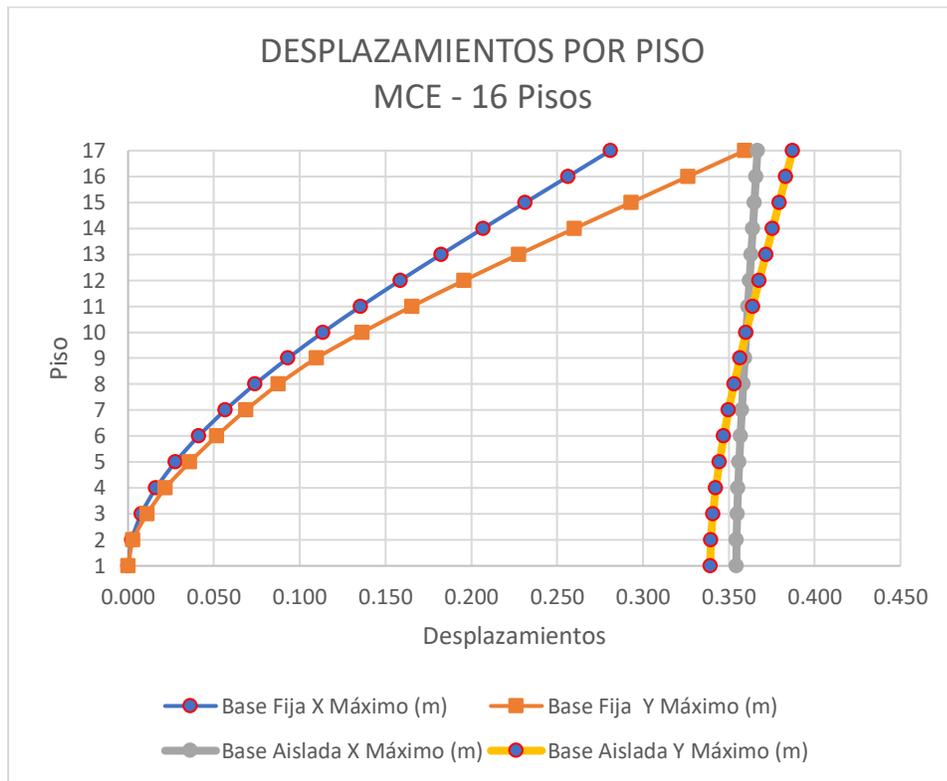


Figura 5-18: Desplazamientos por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.

Al analizar el máximo desplazamiento en el edificio de 16 pisos de la tabla 5-8, cuando se aplica el máximo sismo esperado a la estructura, el desplazamiento del edificio de base aislada es mayor que el máximo desplazamiento en la cubierta del edificio de base fija, aunque en la gráfica es posible identificar que la altura de la estructura incide en el desplazamiento máximo del edificio, casi cercano al desplazamiento total del sistema de aislamiento más el desplazamiento de la súper estructura. El desplazamiento del edificio aislado es similar al desplazamiento para una estructura de un modo de vibración mientras que el de base fija es similar al desplazamiento del modelo para el segundo modo de vibración.

Tabla 5-8: Desplazamientos máximos en el edificio de 16 pisos. Fuente propia

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.107	0.121	13.08%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.136	0.126	-7.35%
Intensidad BDE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.203	0.243	19.70%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [KN]	0.258	0.256	-0.78%
Intensidad MCE	Desplazamiento máximo en el sentido X [m]	0.281	0.367	30.60%
	Desplazamiento máximo en el sentido Y [m]	0.360	0.387	7.50%

La tendencia que se encuentra en los desplazamientos de los tres edificios estudiados, indica que el uso del aislamiento ayuda a que la súper estructura se comporte como un cuerpo rígido con desplazamientos relativos entre pisos muy pequeños; y que el mayor desplazamiento siempre se dará en el plano donde se localice el aislamiento sísmico; en tanto que en el edificio de base fija el máximo desplazamiento se da en la cubierta del edificio y la diferencia entre pisos es marcada y proporcional a la rigidez de los pisos en la altura.

5.2.7 Derivas de piso del edificio de 8 pisos.

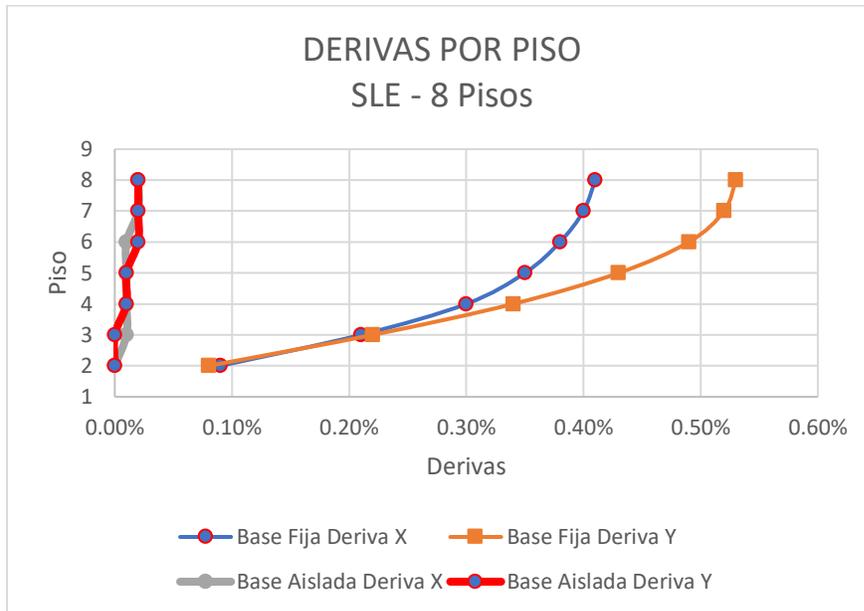


Figura 5-19: Derivas por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.

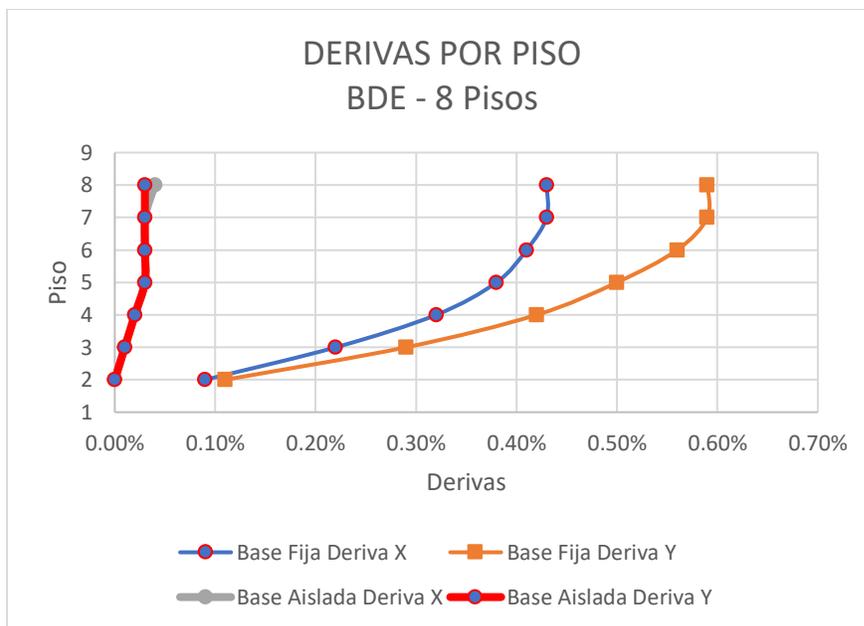


Figura 5-20: Derivas por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.

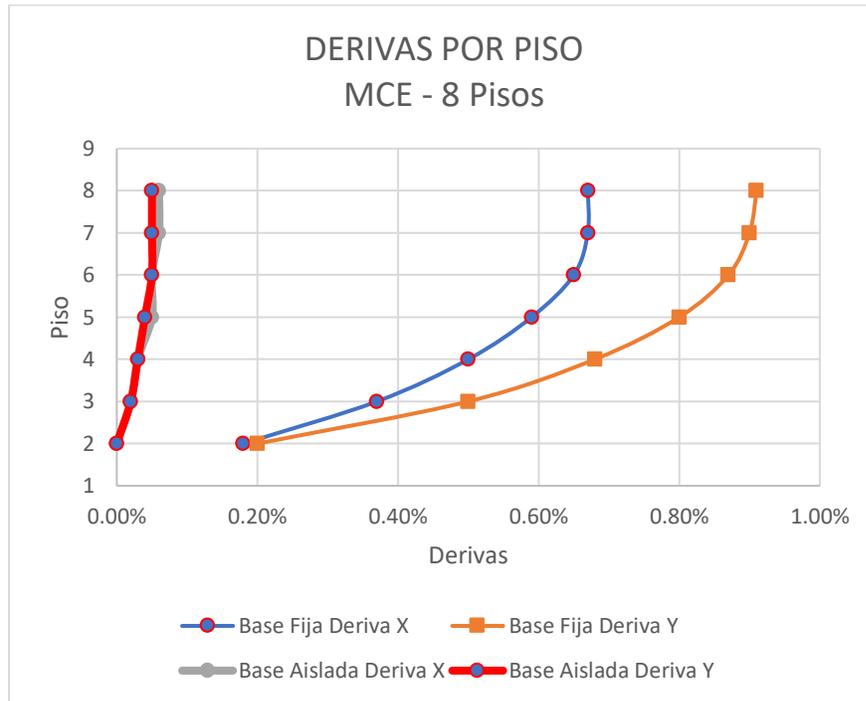


Figura 5-21: Derivas por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.

De la información de la tabla 5-9, el comportamiento de las derivas del edificio con base aislada presenta una reducción en promedio de 93.75% con respecto a la máxima deriva del edificio de base fija para las tres intensidades de sismo que se analizaron.

De manera similar a los máximos desplazamientos de piso, el mayor valor de la deriva se da en parte superior del edificio de base fija, mientras que en el edificio aislado en la base la diferencia de las derivas es muy pequeño representando con esto el comportamiento de cuerpo rígido.

En el caso del análisis no lineal, la deriva máxima permitida para el edificio de base fija es de 1.50% y para el edificio aislado sísmicamente es de 2.00% en la intensidad equivalente al MCE, de lo cual se puede deducir que la estructura de base fija llega al 61% del límite, y la deriva del edificio aislado es solamente el 2.5% del límite permitido.

Al presentarse una deriva máxima de 0.06% en el edificio de base aislada, la clasificación del nivel de desempeño es de totalmente operacional bajo el lineamiento del comité *Vision 2000*. En el caso del edificio de base fija, el nivel de desempeño es de seguridad.

Tabla 5-9: Derivas máximas en el edificio de 8 pisos. Fuente propia

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.41	0.02	-95.12%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	0.53	0.02	-96.23%
Intensidad BDE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.43	0.04	-90.70%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	0.59	0.03	-94.92%
Intensidad MCE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.67	0.06	-91.04%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	0.91	0.05	-94.51%

5.2.8 Derivas de piso del edificio de 12 pisos.

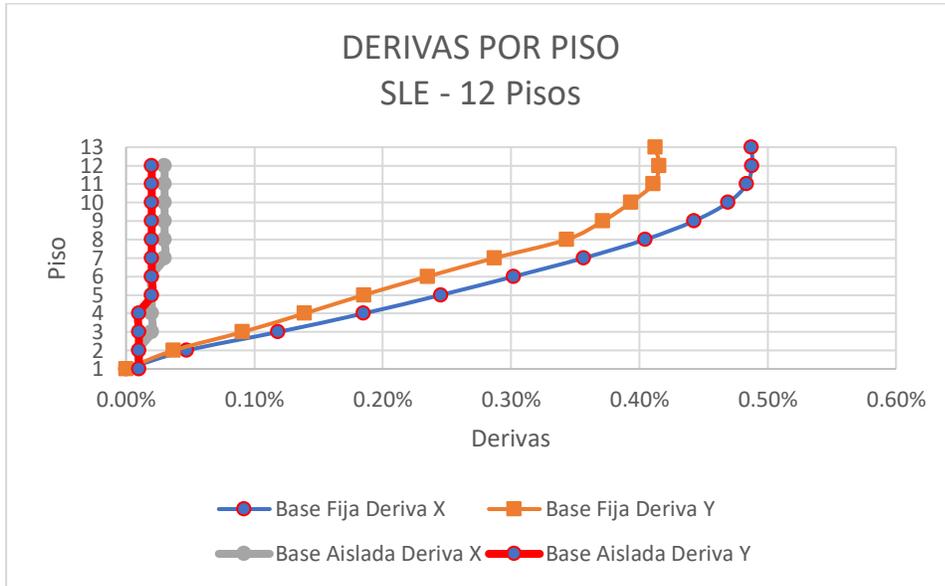


Figura 5-22: Derivas por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.

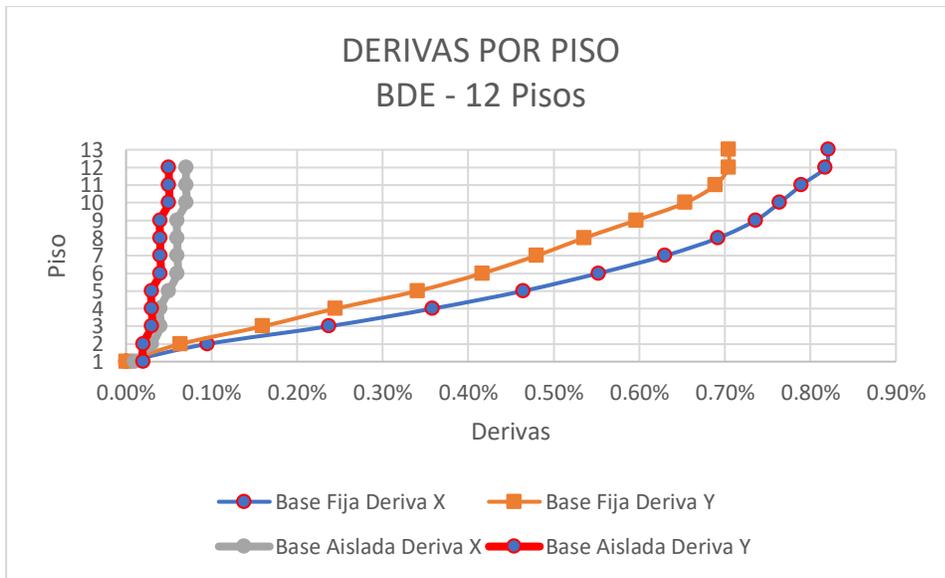


Figura 5-23: Derivas por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.

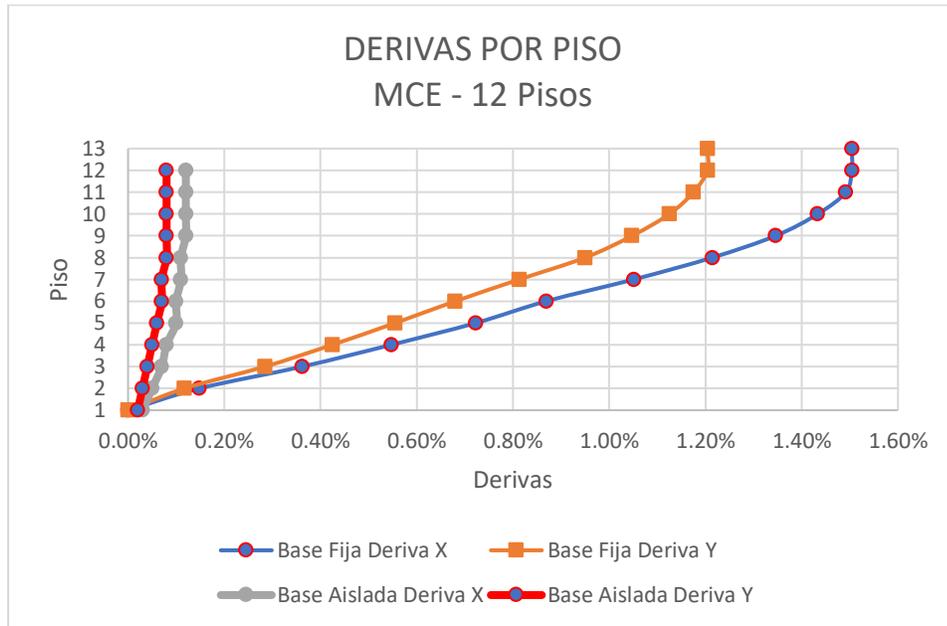


Figura 5-24: Derivas por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.

Los gráficos de las derivas de pisos del edificio de 12 pisos, figuras 5-22 a 5-24, y el resumen presentado en la tabla 5-10, muestran que el edificio aislado, en altura, tiene cambios de rigidez en la altura debido a que las resistencias de los concretos no son iguales en todos los pisos. Existen resistencias de 35, 28 y 21 MPa. En todo caso, la diferencia del valor de la deriva máxima de entrepiso del edificio aislado es aproximadamente un 93% del valor de las derivas del edificio de base fija. Representa, en el análisis de una variable diferente al desplazamiento, que el comportamiento de la súper estructura es el equivalente a un cuerpo rígido; además, que los materiales de la estructura por encima del nivel aislamiento, están en la zona elástica en el edificio aislado.

Adicionalmente, y tal como ocurre en las demás estructuras estudiadas, las derivas tan pequeñas en los edificios de base aislada indican que, en la ocurrencia de un sismo, los daños tanto en elementos estructurales como no estructurales son mínimos. Un análisis de desempeño de esta estructura de base aislada, con una deriva máxima en la intensidad de MCE de 0.12%, la localiza en un nivel de totalmente operacional y ocupación inmediata después de la ocurrencia del sismo, contra una clasificación de nivel de seguridad del edificio de base fija.

Tabla 5-10: Derivas máximas en el edificio de 12 pisos.

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.49	0.03	-93.88%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	0.42	0.02	-95.24%
Intensidad BDE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.82	0.07	-91.46%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	0.70	0.05	-92.86%
Intensidad MCE	Deriva máxima en el sentido X [%]	1.50	0.12	-92.00%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	1.20	0.08	-93.33%

5.2.9 Derivas de piso del edificio de 16 pisos.

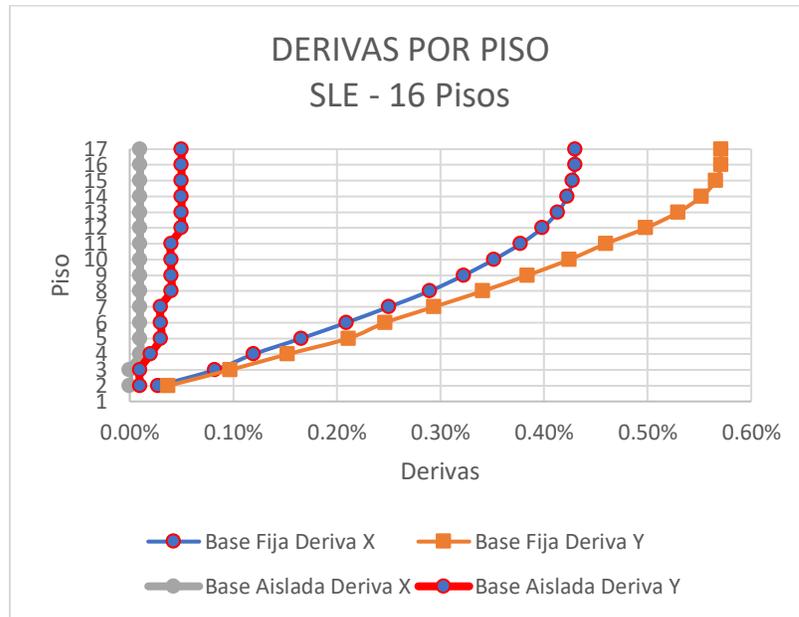


Figura 5-25: Derivas por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.

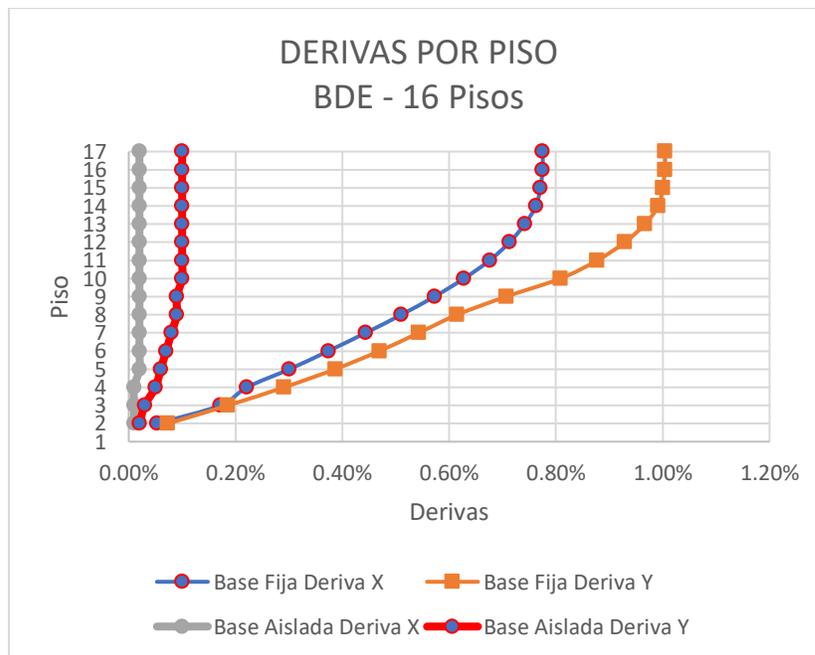


Figura 5-26: Derivas por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.

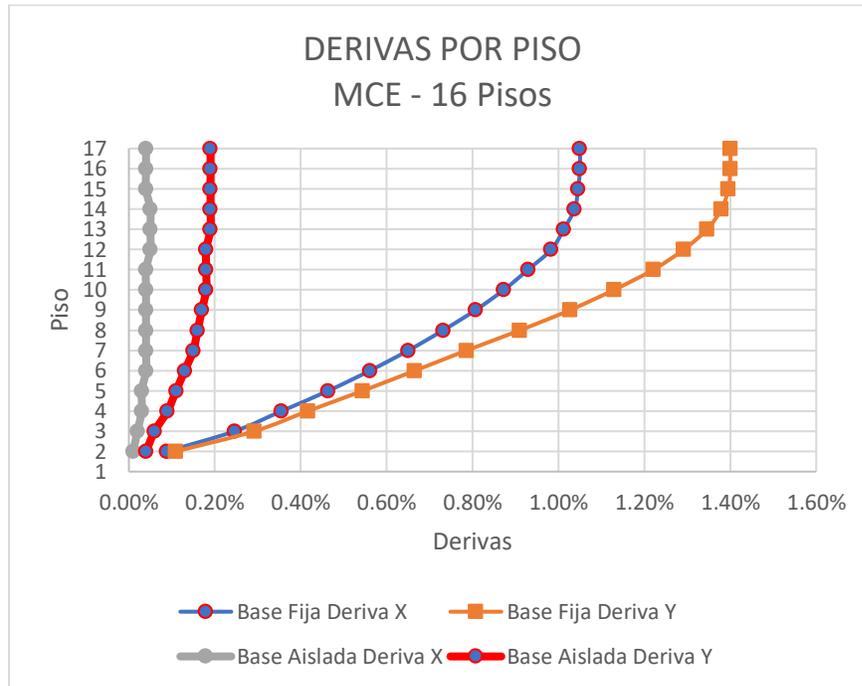


Figura 5-27: Derivas por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.

Como es posible deducir del resumen del comportamiento de las derivas del edificio de 16 pisos de la tabla 5-11, en el edificio de 16 pisos, la reducción de la máxima deriva al utilizar aislamiento de base es aproximadamente, en promedio, del 93% en comparación con las máximas derivas obtenidas en el análisis del edificio con la base fija. En términos de deriva de entre piso en la intensidad del sismo MCE, el valor de la máxima deriva del edificio de base fija es casi siete veces el valor de la máxima deriva en el edificio de base aislada, mostrando claramente una de las grandes ventajas en la utilización del aislamiento pues, una deriva tan baja es una señal que indica que los daños en la estructura y en los elementos no estructurales van a ser mínimos. Adicionalmente, una deriva máxima de 0.19% revela un comportamiento estructural en el rango elástico, esperado cuando se utiliza el aislamiento en base.

Con estos valores de deriva, es posible identificar el nivel de desempeño de la estructura según el comité *Vision 2000* (tabla 5-1), que una deriva máxima de 0.19% ubica la estructura aislada como totalmente operacional y una deriva máxima de 1.4%, en la estructura de base fija, en un desempeño de seguridad.

Se puede concluir que el diseño de la estructura de base fija tiene el nivel de desempeño mínimo que exigen los códigos mientras que el edificio aislado en la base tiene un desempeño de ocupación inmediata después de la ocurrencia de un sismo de mayor intensidad que el sismo de diseño. Este nivel de desempeño fue posible, aún, disminuyendo el acero detallado en el edificio aislado en un 48% en comparación con el acero detallado en el edificio de base fija.

Tabla 5-11: Derivas máximas en el edificio de 16 pisos.

		Edificio de Base fija	Edificio de Base aislada	Diferencia porcentual
Intensidad SLE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.43	0.01	-97.67%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	0.57	0.05	-91.23%
Intensidad BDE	Deriva máxima en el sentido X [%]	0.78	0.02	-97.44%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	1.00	0.10	-90.00%
Intensidad MCE	Deriva máxima en el sentido X [%]	1.05	0.05	-95.24%
	Deriva máxima en el sentido Y [%]	1.40	0.19	-86.43%

5.3 Aceleraciones máximas de piso

En el momento de diseñar los elementos no estructurales, es necesario conocer cuáles son las aceleraciones máximas de piso en cada estructura. En la práctica, generalmente se utiliza la máxima aceleración y se aplica este diseño para todos los pisos del edificio. No sobra decir que al realizar el diseño por “envolvente”, se incurre en sobre costos innecesarios, pues no todos los elementos no estructurales van a tener la misma demanda sísmica dependiendo del piso donde se encuentre el elemento.

5.3.1 Aceleraciones de piso del edificio de 8 pisos

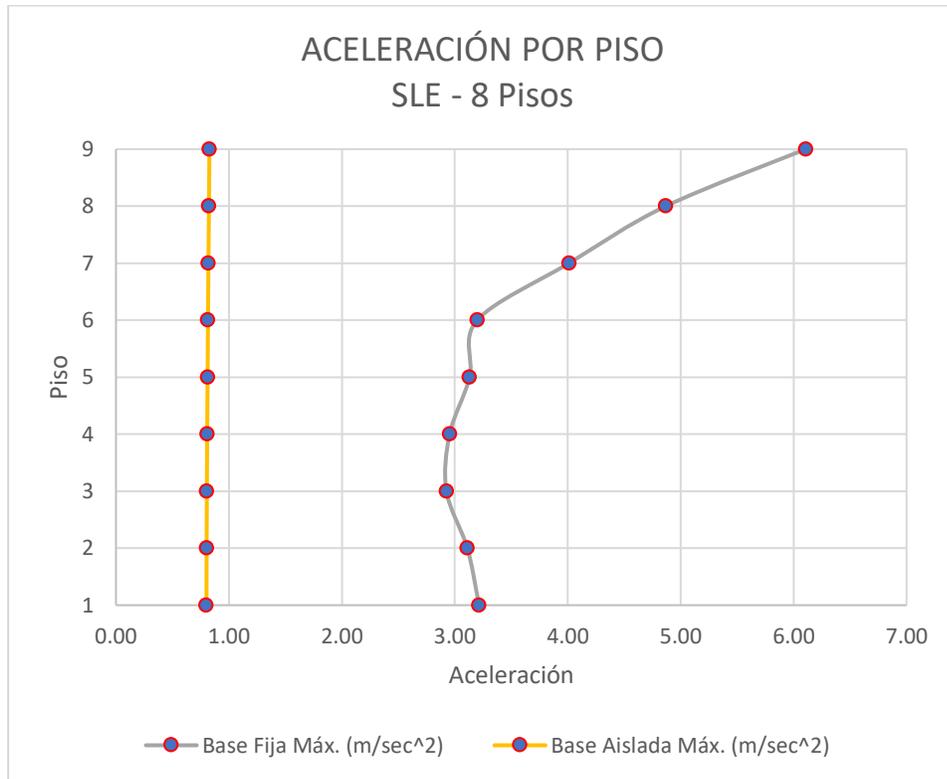


Figura 5-28: Aceleraciones por piso. Intensidad SLE. Edificio de 8 pisos.

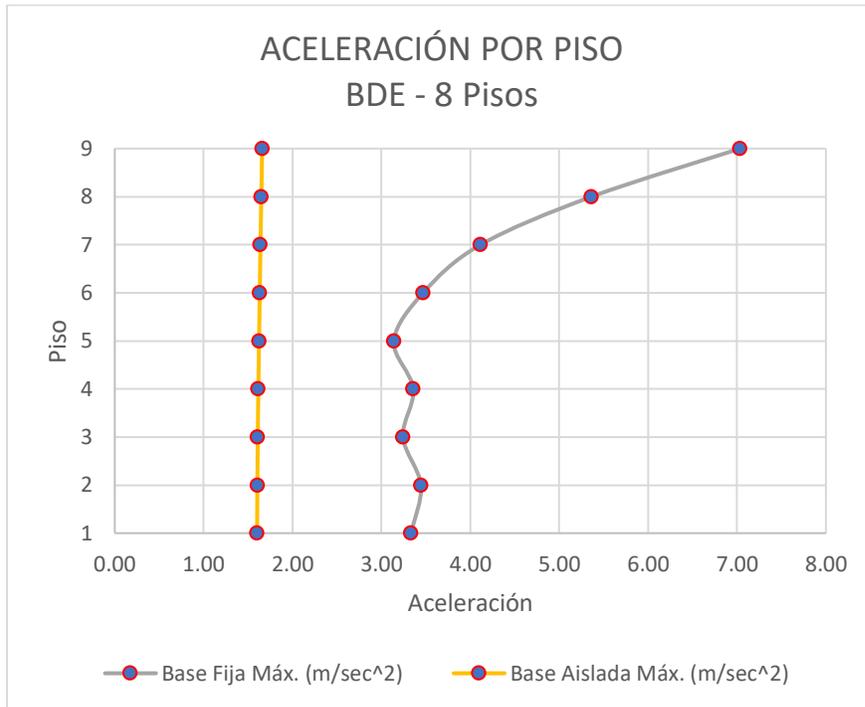


Figura 5-29: Aceleraciones por piso. Intensidad BDE. Edificio de 8 pisos.

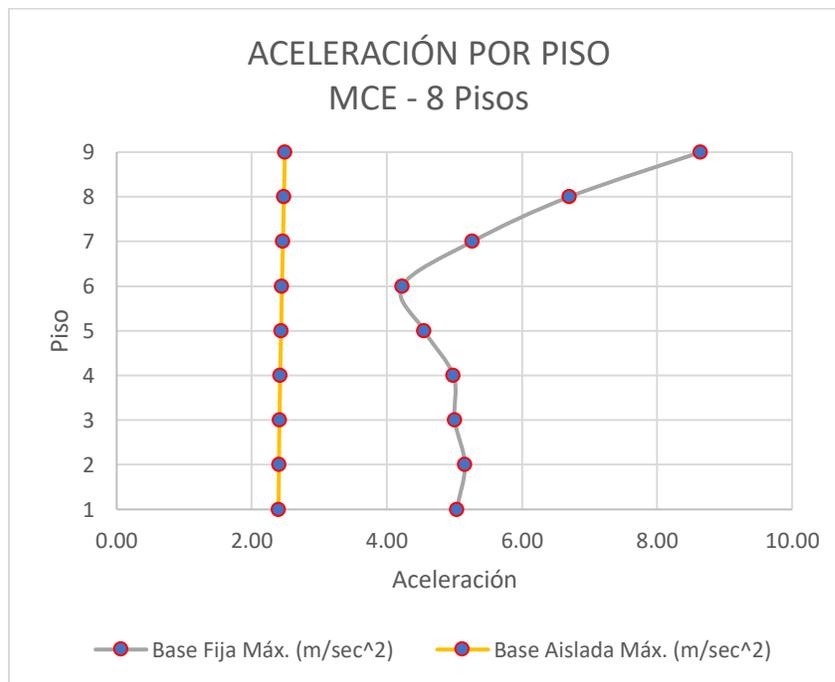


Figura 5-30: Aceleraciones por piso. Intensidad MCE. Edificio de 8 pisos.

5.3.2 Aceleraciones de piso del edificio de 12 pisos

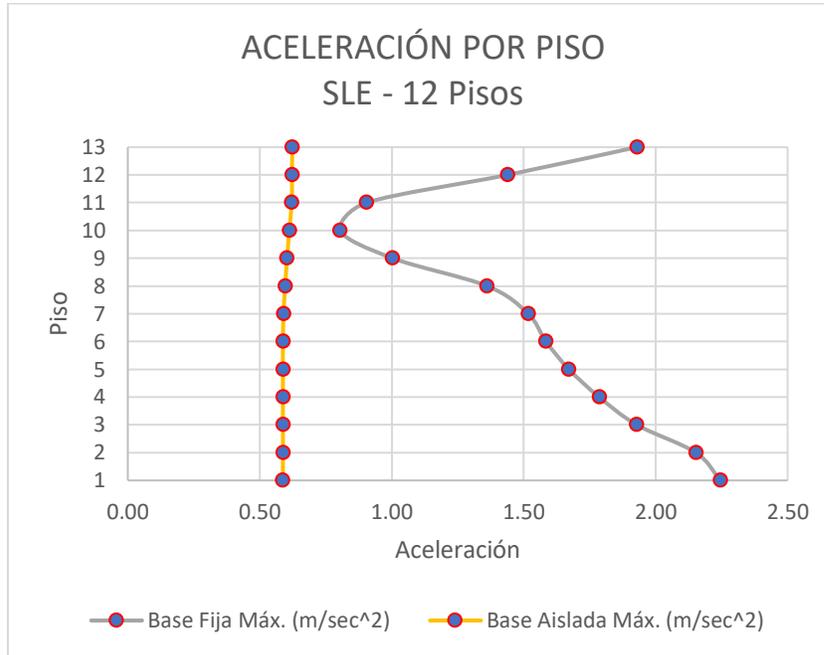


Figura 5-31: Aceleraciones por piso. Intensidad SLE. Edificio de 12 pisos.

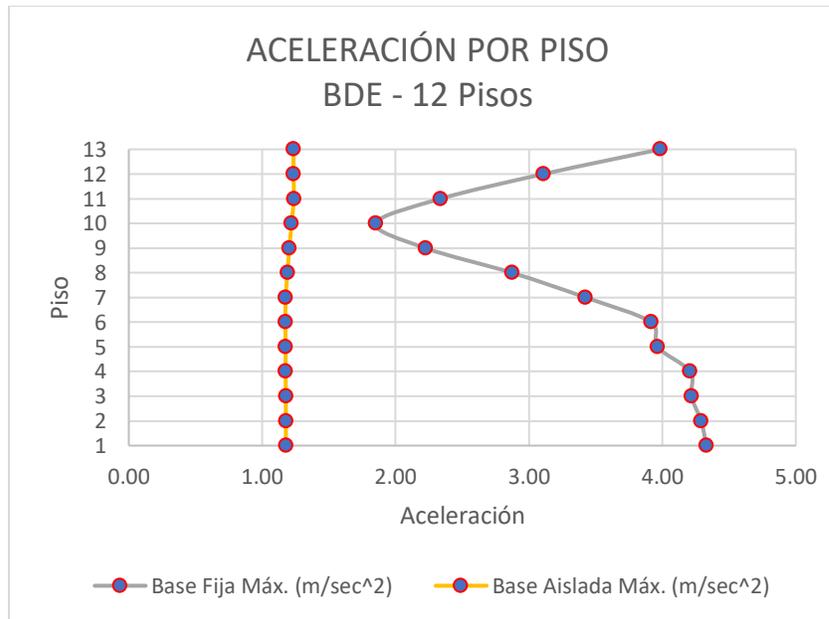


Figura 5-32: Aceleraciones por piso. Intensidad BDE. Edificio de 12 pisos.

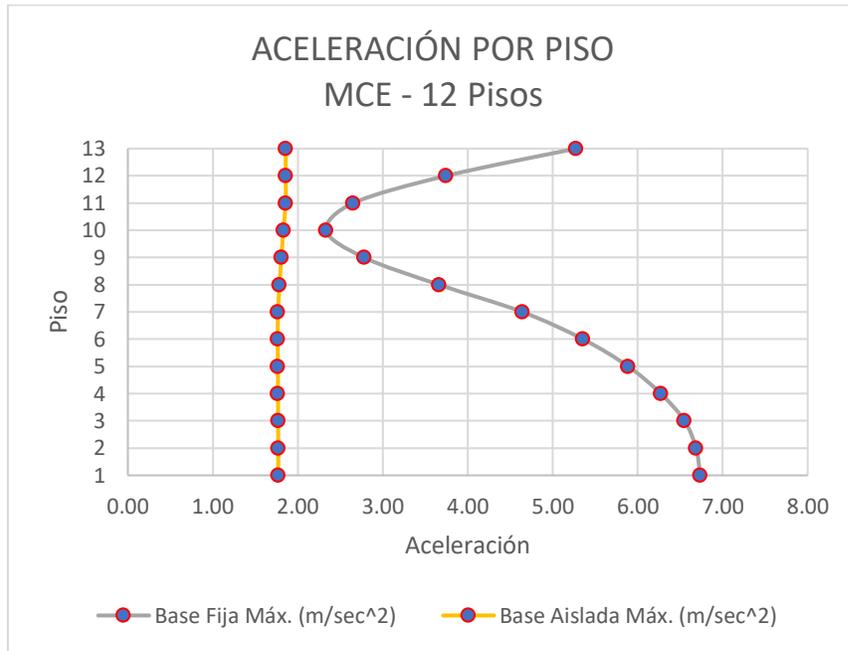


Figura 5-33: Aceleraciones por piso. Intensidad MCE. Edificio de 12 pisos.

5.3.3 Aceleraciones de piso del edificio de 16 pisos

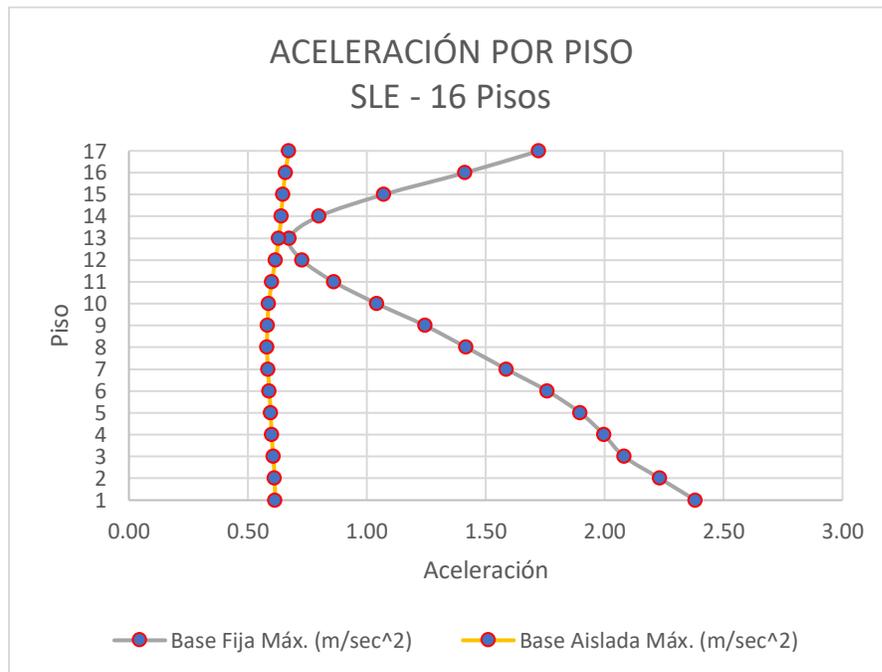


Figura 5-34: Aceleraciones por piso. Intensidad SLE. Edificio de 16 pisos.

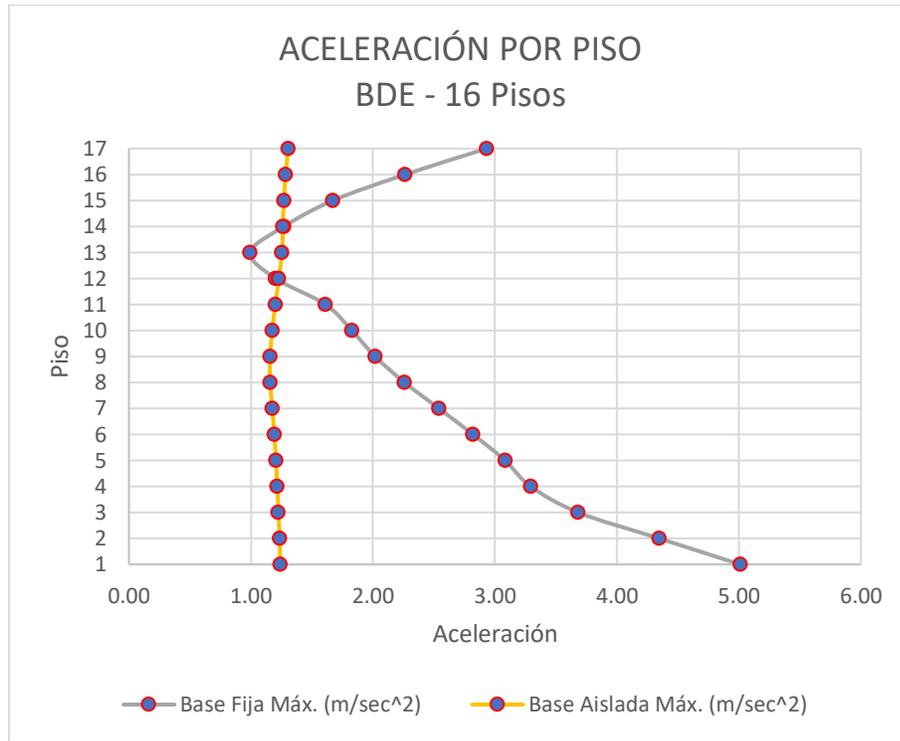


Figura 5-35: Aceleraciones por piso. Intensidad BDE. Edificio de 16 pisos.

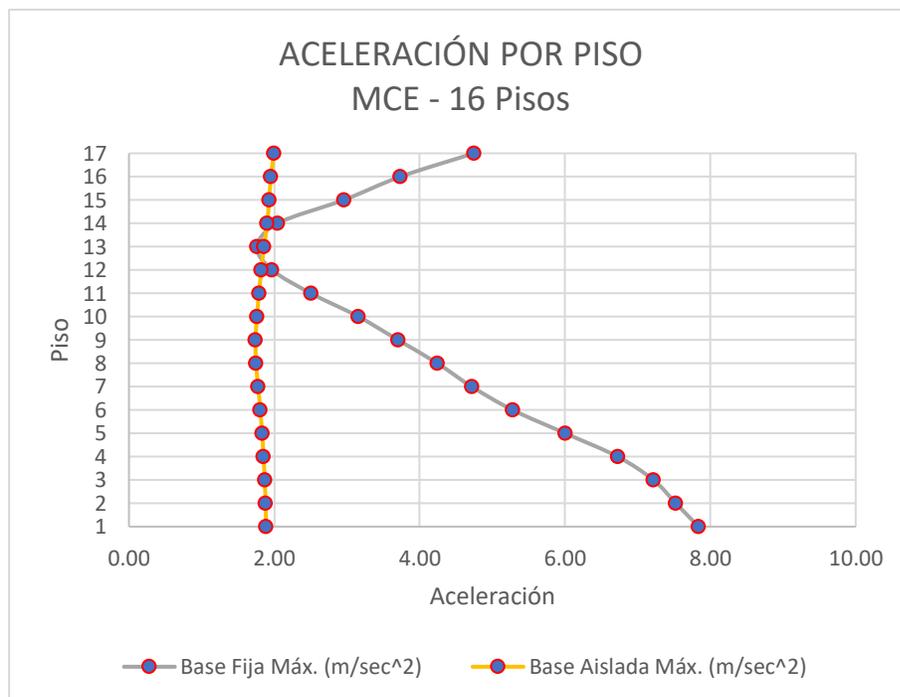


Figura 5-36: Aceleraciones por piso. Intensidad MCE. Edificio de 16 pisos.

Para el caso del edificio de 8 pisos, en el sismo de servicio, que representa sismos de baja intensidad, la aceleración máxima de piso del edificio de base fija es siete veces y media el valor de la aceleración en el edificio de base aislada, cuatro veces en la intensidad del sismo de diseño y tres veces y media en el sismo máximo. Quiere decir que el diseño de los elementos no estructurales para el edificio aislado se calcula con aceleraciones cuatro veces menor que la utilizada en el edificio de base fija, disminuyendo el costo de la construcción de los elementos no estructurales del edificio.

De manera similar al edificio de ocho pisos, en la estructura de 12 pisos se tiene una máxima aceleración de piso en la base fija en promedio de las tres intensidades de aproximadamente tres veces y medio el valor de la máxima aceleración de la estructura en base aislada.

Para el edificio de 16 pisos donde se tiene una masa mayor, el uso del aislamiento en la base del edificio beneficia considerablemente las aceleraciones de piso que se generan pues, siendo casi constante en todos los pisos, su valor llega a ser menor que el máximo valor de la aceleración en el edificio de base fija.

Los gráficos generados para representar las aceleraciones absolutas de piso debido a los sismos en cada intensidad de diseño representan que las aceleraciones son casi constantes e iguales en todos los pisos en el edificio de base aislada, mientras que en el edificio de base fija estas aceleraciones son diferentes en todos los pisos, y de mayor intensidad que en el edificio aislado.

Por la forma de las curvas de las aceleraciones de piso, se puede decir que, en el edificio de base aislada, se comporta como un cuerpo rígido en donde se tiene una aceleración casi igual en todos los pisos de las estructuras analizadas, con lo que se puede afirmar que las aceleraciones relativas no son significativas.

Las aceleraciones pequeñas nos permiten diseñar elementos no estructurales muy eficientes y económicos, además que se minimiza el riesgo de daño de los contenidos propios de un edificio de vivienda, no tanto así cuando las aceleraciones son tres y hasta tres veces y media más altas como ocurre cuando el edificio no tiene aislamiento en la base.

Este comportamiento se confirma con lo observado en las figuras 5-19 a 5-27 donde se muestran las derivas de las estructuras y en las cuales se puede apreciar que las derivas tienen una tendencia a ser constantes y muy pequeñas.

6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

Los aprendizajes de los resultados de las investigaciones realizadas en las estructuras después de la ocurrencia de los sismos, en especial donde se producen fallos y colapsos, son determinantes para las actualizaciones de las exigencias de diseño sismo resistente en los diferentes reglamentos del mundo. Cada tipo de falla, tanto a nivel de elemento como de unidad estructural global, permite identificar los complementos que se deben actualizar para mejorar la respuesta de una estructura ante las solicitaciones a las que son sometidas, especialmente los sismos.

Muchas investigaciones se han centrado en la manera de mejorar el comportamiento de los muros de concreto reforzado, enfocándose directamente sobre los elementos estructurales, aumentando espesores de concreto, cantidades de refuerzo, generando elementos de borde con diferentes configuraciones, utilizando otros materiales para reemplazar el refuerzo del muro convencional, usando sistemas de pretensado del concreto, etc., pero muy pocas se han centrado en investigar cómo disminuir la demanda sísmica sobre los muros de concreto.

En los diseños estructurales habituales, y debido a la magnitud de las solicitaciones resultantes en la aplicación de los sismos en el análisis, uno de los resultados es la necesidad de aumentar la ductilidad de los muros de concreto reforzado mediante el detallado de elementos de borde, práctica que involucra necesariamente el aumento de las cantidades de acero y con ello el aumento de los costos de la edificación. Si se cambia el paradigma de diseño mediante la implementación de sistemas de protección sísmica de tipo activo, semi activo o pasivo, se puede esperar una mejor respuesta de la estructura ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

El uso de los aisladores sísmicos se ha enfocado más en estructuras de tipo de pórticos, en edificaciones con usos especiales y en edificios patrimoniales, pero poco se ha implementado en estructuras de muros de concreto. Al revisar las investigaciones que tienen que ver con el aislamiento de la base de edificios de muros de concreto, encontramos que el doctor Mikayel Melkumyan ha realizado diseños de estructuras de muros de concreto reforzado con uso destinado a vivienda y con alturas de hasta 18 pisos, reportando que hasta el año 2018 de 58 diseños realizados, se tenían 50 edificaciones construidas Melkumyan (2018), siendo que las investigaciones y las construcciones se localizan en Armenia (Cáucaso del Sur), y en el continente americano no se encuentran investigaciones al respecto.

El objetivo principal de esta investigación es comprobar cómo el uso del aislamiento sísmico del tipo pasivo, mediante la utilización de aisladores sísmicos en la base del edificio, permite disminuir la cantidad necesaria de elementos de borde en los muros de concreto reforzado de la estructura; basado en el hecho que el sistema separa la estructura del suelo y permite aumentar los períodos fundamentales de la estructura aislada lo que disminuye las fuerzas sísmicas actuantes sobre la estructura. Esta reducción de solicitaciones sobre los muros permite que se disminuya la cuantía de acero necesaria, en comparación con una estructura no aislada, además que permite una reducción notable de la cantidad de elementos de borde exigidos por los reglamentos de diseño, inclusive aumentando el nivel de desempeño esperado por la estructura.

Para lograr este objetivo, se tomaron tres edificios de muros de concreto reforzado con alturas de 8, 12 y 16 pisos, de arquitectura comercial, comúnmente construidos en Colombia, localizados en zona de amenaza alta y en un suelo de tipo D según los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 de Colombia. Se diseñaron las tres estructuras con las hipótesis de base fija y con la base aislada para detallar los elementos estructurales y poder encontrar las cuantías de acero necesarias en cada edificio y en cada hipótesis estudiada.

Se ejecutan dos tipos de análisis en la investigación: el primer tipo es el análisis lineal y de tipo dinámico espectral, con el uso del espectro predefinido del Reglamento NSR-10. Este desarrollo fue aplicado tanto a los edificios de base fija como a los edificios de base aislada, y su finalidad es la de obtener el detallado final del acero de todos los muros de

las estructuras. Solo así es posible comparar, justamente, la variación en las cantidades de acero en cada uno de los tipos de edificios estudiados (8, 12 y 16 pisos).

El segundo tipo de análisis realizado es el análisis dinámico no lineal tiempo historia, y fue ejecutado para revisar el comportamiento no lineal en los dos escenarios, es decir en los edificios de base fija y en los edificios de base aislada. Como caso especial, se tiene que la ASCE/SEI 7-16 dice que para este tipo de análisis es necesario la selección de al menos 7 pares de sismos para las estructuras aisladas, y de al menos 11 pares de sismos para las estructuras de base fija; por lo tanto se decide tomar los mismos 11 pares de sismos en los dos escenarios, base fija y base aislada, para que la comparación de los desempeños y de las características no lineales estudiadas, como lo son el cortante, el desplazamiento, la deriva y la aceleración por piso, estuvieran regidas por las mismas demandas sísmicas, teniendo solo la diferencia en el escalado propio de cada caso.

El resultado que se obtiene es que en el edificio de 8 pisos es posible disminuir en un 45% el acero necesario en los muros al utilizar el aislamiento en la base del edificio, para el edificio de 12 pisos la disminución es del 59% y para el de 16 pisos del 48%; es decir que, en promedio, podría esperarse una reducción aproximada del 50% del acero necesario comparado con una estructura no aislada. La reducción se explica en que al aislar los edificios el uso de los elementos de borde se reduce en un porcentaje que está entre un 98% y un 100%, además que el acero necesario como refuerzo del alma también se reduce debido a la reducción de las fuerzas cortantes debido al aislamiento sísmico que son aproximadamente cercanas a un 60%. Esta reducción de aceros se consigue, inclusive, con un nivel superior de desempeño de la estructura, localizándola en un nivel de ocupación inmediata después de ocurrido el sismo.

Otra ventaja muy importante con el uso del aislamiento de la estructura es la protección que se le da a los contenidos de la edificación y a la disminución de las exigencias en el diseño de los elementos no estructurales, debido al comportamiento de la súper estructura en lo que respecta a las aceleraciones horizontales de piso, ya que se alcanzan disminuciones de aproximadamente tres veces y medio el mayor valor que se obtiene cuando se hace el diseño con base fija.

El resultado de los análisis dinámicos no lineales concluye que el desempeño es de nivel de seguridad para todas las estructuras de base fija, mientras que, para las estructuras aisladas en la base, el nivel de desempeño fue de totalmente operacional para los edificios de 8 y 16 pisos; y operacional para el edificio de 12 pisos, según la definición del comité *Vision 2000*. Es decir, el desempeño de las estructuras aisladas es mucho mejor que el desempeño de las estructuras que tienen la base fija.

El uso de los aisladores sísmicos en la base de la estructura, además de mejorar el nivel de desempeño ante eventos sísmicos, trae ventajas a la estructura por la disminución de las fuerzas cortantes, de las aceleraciones y derivas de piso; sin embargo, tiene como desventaja el desplazamiento total de la súper estructura, el cual se da nivel del sistema de aislamiento, y debe tenerse en cuenta para la construcción de los servicios públicos de las estructuras y su separación a las edificaciones contiguas.

El nuevo enfoque sugerido para el diseño de la estructura de muros de concreto reforzado, con la utilización del aislamiento de base, permite que sea posible la disminución de las cuantías de acero y un desempeño estructural superior en comparación con el diseño con base fija. Con este resultado, es viable garantizar el diseño estructural con muros de secciones pequeñas para el máximo aprovechamiento de las áreas y adicionalmente, para el uso del método constructivo de tipo industrial.

Es decir, el aislamiento en la base de las estructuras de concreto reforzado además de las ventajas de ahorro en aceros y volúmenes de concreto, tiene especial importancia al superar la exigencia de los códigos en lo que respecta a la protección de la vida, permitiendo edificaciones de ocupación inmediata justo después del sismo máximo considerable, además de la protección que se le da al patrimonio del propietario del inmueble y especialmente en las zonas de actividad sísmica alta y moderada.

6.2 Recomendaciones

Para futuras investigaciones se recomienda que se estudie la optimización del diseño de la estructura aislada con la disminución de secciones en los muros y la reducción de las resistencias de los concretos alcanzando el mismo nivel de desempeño del diseño de una

estructura con base fija siguiendo los métodos convencionales y aceptados por los códigos de diseño.

Así mismo, otra línea de investigación que se genera es la de las exigencias de las cuantías mínimas de refuerzo necesaria en los muros de concreto cuando se utiliza el aislamiento en la base.

Realizar los diseños y comparaciones con una amenaza sísmica que esté de acuerdo con las condiciones de sitio, de tal forma que los diseños y las respuestas obtenidas sean representativas de la amenaza sísmica utilizada.

Bibliografía

- Aaleti, S., Brueggen, B. L., Johnson, B., French, C. E., & Sriitharan, S. (2013). Cyclic response of reinforced concrete walls with different anchorage details: Experimental investigation. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 139(7), 1181–1191. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000732](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732)
- Abdullah, S. A., & Wallace, J. W. (2019). Drift capacity of reinforced concrete structural walls with special boundary elements. *ACI Structural Journal*, 116(1), 183–194. <https://doi.org/10.14359/51710864>
- ACI318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- Aaleti, S., Brueggen, B. L., Johnson, B., French, C. E., & Sriitharan, S. (2013). Cyclic response of reinforced concrete walls with different anchorage details: Experimental investigation. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 139(7), 1181–1191. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000732](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732)
- Arteta, Carlos A., Blandón, C. A., Bonett, R. L., & Carrillo, J. (2018). Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. *Reporte CEER No. 002-2018, Colombian Earthquake Engineering Research Network*.
- Arteta, Carlos Alberto. (2015). *Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls*. 1–223. <https://escholarship.org/uc/item/98384265>
- ASCE. (2017). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings. Applied Technology Council, 1*.
- Barda, F., Hanson, J. M., & Corley, W. G. (1976). SHEAR STRENGTH OF LOW-RISE WALLS WITH BOUNDARY ELEMENTS. 20 P.
- BSLEO. (2009). *BSL (2009): The Building Standar law of Japan, Infrastructure, Transport and Tourism*.

- Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*.
- Decreto Ministeriale, O. G. (2008). *NTC Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Colunga, A. T. (2017). *Sísmicamente Simplified Design Method for Base-Isolated Bearing-Wall Masonry Structures*. 22, 1–33.
- El-Colombiano. (2019). *Empezó revisión de apartamentos de Atalaya de La Mota*.
<https://www.elcolombiano.com/antioquia/atalaya-de-la-mota-comenzo-revision-estructural-de-apartamentos-HA11885736>
- Enríquez, A. J., & Solarte, J. R. (2019). *Edificio de Hospitalización Valle del Lili, con Sistema de Aislamiento de Base*.
- Eurocode 8. (2003). *Design of structures for Earthquake Resistance, Part I: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. pre-ENV 1998-1, CEN, Brussels*.
- FEMA P695 (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*
- GB50011. (2010). *National Standard of the People's Republic of China. China: Architecture & Building Press*.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras. In (CAF-Banco de Desarrollo de América Latina) (Ed.), *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9). Corporación Andina de Fomento.
- González, S., & Alvarez, D. A. (2019). *Estudio comparativo del diseño tradicional y el diseño con aislamiento de base para edificaciones en zonas de actividad sísmica alta en Colombia*.
- Hall, J., Holmes, W., & Somers, P. (1994). Northridge earthquake, January 17, 1994. In *Preliminary reconnaissance report*. <http://www.desastres.hn/docum/crid/Septiembre-Octubre2005/CD-1/pdf/eng/doc6099/doc6099-contenido.pdf>
- Hardisty, J. N., Villalobos, E., Richter, B. P., & Pujol, S. (2015). *Lap Splices in Unconfined Boundary Elements Tests indicate that a currently allowed detail provides insufficient toughness. January*, 51–58.
- Hirosawa, M. (1975). Past experimental results on reinforced concrete shear walls and analysis on them. Building Research Institute Ministry of Construction.
- JSCE Guidelines for Concrete No. 15. (2007). *Standard Specifications for Concrete Structures - 2007 "Design"*.

- Kelly, J. M., R.I., S., & A.J., H. (1972). Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earth-quake Resistant Structures. *Bulletin of N.Z. Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5 No. 3, September 1972, 63–88.
- L.P., C., Davidson, B. J., & Buckle, I. G. (2001). Retrofit of the William Clayton building using additional damping. *NZSEE 2001 Conference*.
- Lindley, P. B. (1970). *Engineering Design with Natural Rubber*.
<https://www.amazon.com/Engineering-Design-Natural-Rubber-Lindley/dp/B00CPRYG9W>
- López, C., Retamales, R., & Kannegiesser, T. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras*. 35. www.cdt.cl
- Lu, Y., Henry, R. S., Gultom, R., & Ma, Q. T. (2013). *Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement*. 1–17.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001723](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723).
- Megget, L. M. (1978). Analysis and Design of a Base-Isolated Reinforced Concrete Frame Building.pdf. *The New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 11, No. 4, December 1978, 245–254.
- Melkumyan, M. (2018). *State-of-the-Art on Application, R&D and Design Rules for Seismic Isolation of Civil Structures in Armenia*. April.
- Melkumyan, M. (2019). 25 Years of Creation, Development and Implementation of Seismic Isolation in Armenia. In *International Journal of Trend in Scientific Research and Development* (Vol. 3, Issue 3). South Asia Management Association.
<https://doi.org/10.31142/ijtsrd22983>
- Moehle, J. (2014). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. In *A Historian Looks Back*. McGraw-Hill Education. <https://doi.org/10.5948/upo9781614445067.021>
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. *Earthquake Spectra*, 16(3), 709–710. <https://doi.org/10.1193/1.1586135>
- NCH2745. (2013). *NCH 2745 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica - Requisitos*.
- NEC (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Norma Técnica E.030 (2019). *Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Peru.
- NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- Park, R. and Paulay, T., (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley and Sons,

- Inc. Canada, July 1975.
- Patel, N. K., & Vyas, P. (2018). *Evaluation Of Response Modification Factor For Moment Resisting Frames*. 1, 118–111. <https://doi.org/10.29007/q8wl>
- Piscal, C. (2018). *Doctoral Thesis New Design Considerations for Seismic Isolated Buildings in Colombia*. July.
- Piscal A., C. M., & López A., F. (2019). *Cambios Recientes en la Filosofía de Diseño de Edificaciones Aisladas de Acuerdo a ASCE 7. Aplicabilidad para Colombia*.
- Piscal, C. M., & López, F. (2016). Consecuencias de la posible aplicación a Colombia de las normas más actuales sobre aislamiento sísmico de edificios. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21,,4(October), 415–436.
- Richard Pallardy and John P.Rafferty. (2016). *Chile earthquake of 2010 | Britannica.com*. Encyclopedia Britannica. <https://www.britannica.com/event/Chile-earthquake-of-2010>
- Rodríguez, M. (2016). a Critical Review of the Seismic Design Practice of Structures in Mexico. *Revista de Ingeniería Sísmica ISSN:*, núm. 94, 27–48. <https://doi.org/ISSN:0185-092X>
- Saito, Y. (2014). Progress or repetition? Gender perspectives in disaster management in Japan. In *Disaster Prevention and Management: An International Journal* (Vol. 23, Issue 2, pp. 98–111). Emerald Group Publishing Ltd. <https://doi.org/10.1108/DPM-08-2013-0134>
- SEAOC. 1995. Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- Segura, C., & Wallace, J. W. (2018). *Seismic Performance Limitation of Slender Reinforced Concrete Structural Walls*. University of California.
- Skinner, R. I., Beck, J. L., & Bycroft, G. N. (1974). A practical system for isolating structures from earthquake attack. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(3), 297–309. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030308>
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307–334. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>
- Tena-Colunga, A. (2001). *Diseño de estructuras con aislamiento sísmico mediante el uso de espectros de diseño por capacidad*. 80(65), 49–80.
- Tena-Colunga, A. (2007). State of the Art and State of the Practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico. *10th World Conference on Seismic*

- Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, 1–29.
- Welt, T. S., Massone, L. M., Lafave, J. M., Lehman, D. E., McCabe, S. L., & Polanco, P. (2017). Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 143(4), 1–12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001682](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001682)
- Yun, X., & Gardner, L. (2017). Stress-strain curves for hot-rolled steels. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 36–46. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.01.024>
- Zerbin, M., Aprile, A., Beyer, K., & Spacone, E. (2019). Ductility reduction factor formulations for seismic design of RC wall and frame structures. *Engineering Structures*, 178(September), 102–115. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.020>