

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Análisis comparativo de un edificio de concreto reforzado tradicional con
uno equipado con amortiguadores viscosos

Trabajo de graduación presentado por Fredy Jose Coloma Arriaga para
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2023

Análisis comparativo de un edificio de concreto reforzado tradicional con
uno equipado con amortiguadores viscosos

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



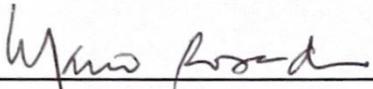
Análisis comparativo de un edificio de concreto reforzado tradicional con
uno equipado con amortiguadores viscosos

Trabajo de graduación presentado por Fredy Jose Coloma Arriaga para
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

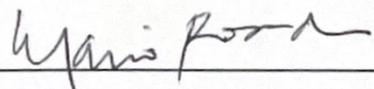
2023

Vo.Bo.

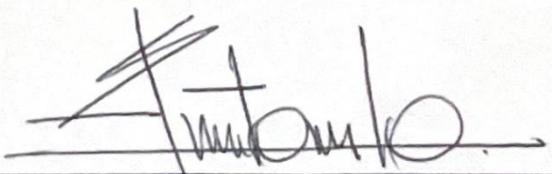
(f) 

Ing. Mario Enrique Rosada Orozco

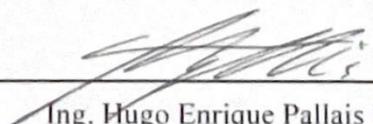
Tribunal Examinador:

(f) 

Ing. Mario Enrique Rosada Orozco

(f) 

Ing. Danilo Antonio Rodriguez Ceron

(f) 

Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

Fecha de aprobación: Guatemala, 6 de diciembre de 2023.

CONTENIDO

	Página
LISTA DE CUADROS	x
LISTA DE FIGURAS	xii
RESUMEN	xv
I. INTRODUCCIÓN	1
II. JUSTIFICACIÓN	2
III. OBJETIVOS	4
A. Objetivo general.....	4
B. Objetivos específicos	4
IV. MARCO TEÓRICO	5
A. Normativas y códigos	5
1. Normas de seguridad estructural nacional.....	5
2. Normas de diseño internacional	6
3. Código de diseño para concreto estructural.....	8
B. Sismología	9
1. Concepto.....	9
2. Ondas sísmicas	10
3. Magnitud e intensidad de los sismos	13
4. Riesgo sísmico en Guatemala.....	15
C. Estructuras sismo-resistentes	17
1. Concepto.....	17
2. Periodos de vibración de las estructuras.....	18

3. Comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado.....	22
D. Análisis estructural	24
1. Análisis estático.....	24
2. Análisis dinámico	25
3. Análisis modal espectral.....	26
4. Análisis tiempo historia.....	27
E. Sistemas de control sísmico	28
1. Concepto.....	28
2. Clasificación y tipos	31
3. Sistemas de control activo	32
4. Sistemas semiactivos.....	33
5. Sistemas de control pasivo	34
6. Clasificación de los sistemas pasivos.....	36
F. Disipadores de energía de fluido viscoso	38
1. Descripción.....	38
2. Parámetros únicos de los disipadores de fluido viscoso.....	39
3. Configuración de montaje de los disipadores.....	45
V. METODOLOGÍA	49
A. Criterios de diseño sísmico	49
1. Marco de referencia.....	49
2. Configuración estructural	50
3. Cargas gravitacionales.....	53
4. Aspectos sísmicos del sitio.....	54
5. Modelado de la estructura en ETABS	60
B. Análisis estructural previo del edificio	61
1. Método de análisis.....	62
2. Dimensiones de los elementos estructurales	64
C. Cálculo y análisis del edificio con amortiguadores viscosos	77

1. Ubicación óptima de los amortiguadores	77
2. Dimensionamiento y propiedades	79
3. Modelado	86
4. Diseño y análisis de los dispositivos	89
5. Fuerza en los disipadores.....	91
6. Selección del disipador.....	93
VI. RESULTADOS	94
A. Resultados del edificio amortiguado	94
1. Balance energético.....	94
2. Diseño de brazo metálico	95
B. Análisis comparativo de resultados.....	97
1. Comparación de desplazamiento laterales y derivas de piso.....	97
2. Comparación de aceleraciones de piso.....	100
3. Comparación de esfuerzos.....	102
4. Comparación cortante basal	104
5. Implicaciones de costo	105
VII. CONCLUSIONES	106
VIII. RECOMENDACIONES	107
IX. BIBLIOGRAFÍA	108
X. ANEXOS.....	111
XI. GLOSARIO.....	117

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
Cuadro No.1 – Escala de Mercalli Modificada	13
Cuadro No.2 – Escala de Magnitud.....	15
Cuadro No.3 - Derivas límites para pórticos de concreto según estado de daño y altura	42
Cuadro No.4 - Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	52
Cuadro No.5 - Factor de importancia según código ASCE 7-16	52
Cuadro No.6 - Cargas muertas impuestas a la estructura	53
Cuadro No.7 - Cargas vivas impuestas a la estructura	54
Cuadro No.8 - Parámetros sísmicos de diseño	55
Cuadro No.9 - Valores por ajuste de sitio de la estructura	55
Cuadro No.10 - Valores en base a ajuste por intensidades sísmicas	56
Cuadro No.11 - Factores de escala K_d	57
Cuadro No.12 - Valores calibrados del espectro sísmico.....	58
Cuadro No.13 - Resumen armado de vigas principales.....	65
Cuadro No.14 - Resumen armado de vigas secundarias	66
Cuadro No.15 - Masa modal participante y periodos de vibración	70
Cuadro No.16 - Derivas de piso tolerables.....	74
Cuadro No.17 - Valores de amortiguamiento efectivo y viscoso en X	81
Cuadro No.18 - Valores de amortiguamiento efectivo y viscoso en Y	81
Cuadro No.19 - Periodos de vibración y masa participativa	82
Cuadro No.20 - Desplazamientos modales y relativos en X	82
Cuadro No.21 - Desplazamientos modales y relativos en Y	83
Cuadro No.22 - Valores de λ respecto al exponente α	84
Cuadro No.23 - Variables del coeficiente de amortiguamiento	85
Cuadro No.24 - Resumen del cálculo para coeficiente de amortiguamiento en X.....	85
Cuadro No.25 - Resumen del cálculo para coeficiente de amortiguamiento en Y.....	85

Cuadro No.26 - Coeficientes obtenidos.....	85
Cuadro No.27 - Coeficientes por dispositivo por nivel	86
Cuadro No. 28 - Propiedades del perfil HSS7.5X0.500.....	86
Cuadro No.29 - Fuerza axial para los disipadores en dirección X	92
Cuadro No.30 - Fuerza axial para los disipadores en dirección Y	92
Cuadro No.31 - Especificaciones de los modelos de Taylor Devices	93
Cuadro No.32 - Esfuerzos nominales resistentes del perfil.....	96
Cuadro No.33 - Cumplimiento de los esfuerzos.....	96
Cuadro No.34 - Cumplimiento de los esfuerzos.....	97
Cuadro No.35 - Porcentaje de reducción de aceleraciones por piso	101
Cuadro No.36 - Fuerzas y momentos en las columnas del edificio convencional	102
Cuadro No.37 - Fuerzas y momentos en las columnas del edificio amortiguado	102
Cuadro No.38 - Fuerzas y momentos en las vigas del edificio convencional	103
Cuadro No.39 - Fuerzas y momentos en las vigas del edificio amortiguado	103
Cuadro No.40 - Porcentaje de reducción de esfuerzos en marcos.....	103

LISTA DE FIGURAS

Ilustración	Página
Figura 1. Principio de un péndulo vertical y horizontal	10
Figura 2. Principio de ondas	11
Figura 3. Onda Primaria	11
Figura 4. Onda Secundaria	12
Figura 5. Onda Love	12
Figura 6. Ondas Rayleigh	13
Figura 7. Onda medida en sismógrafo	14
Figura 8. Mapa de placas tectónicas y fallas de Guatemala	16
Figura 9. Mapa de zonificación sísmica	16
Figura 10. Variación de la aceleración en función de la relación de los períodos de oscilación del edificio y del sismo.	18
Figura 11. Variación de respuesta con respecto al epicentro.....	199
Figura 12. Variación de respuesta con respecto al epicentro con depósito de suelo blando lejos del epicentro	20
Figura 13. Edificación de un solo nivel como péndulo invertido simple	221
Figura 14. Representación de edificio de tres pisos y su modo de vibrar.....	21
Figura 15. Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo	22
Figura 16. Curva de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	23
Figura 17. Efecto de las fuerzas laterales en una estructura	24
Figura 18. Representación de acelerograma de colina para análisis tiempo-historia	28
Figura 19. Clasificación de sistemas de control sísmico	31
Figura 20. Representación sistema de control activo	33
Figura 21. Representación sistema de control semi activo.....	34
Figura 22. Representación de un sistema de control pasivo	35

Figura 23. Representación de un sistema de control pasivo	35
Figura 24. Teoría del asilamiento de base	36
Figura 25. Amortiguador de fluido viscoso	38
Figura 26. Respuesta idealizada de disipadores de fluido viscoso	39
Figura 27. Relación Fuerza-velocidad de los disipadores	41
Figura 28. Sistema de 2 grados de libertad idealizado con disipadores en diagonal.....	444
Figura 29. Configuración de riostra Chevron	46
Figura 30. Configuración diagonal	47
Figura 31. Configuración de palanca inferior	48
Figura 32. Configuración de palanca superior.....	48
Figura 33. Planta típica arquitectónica de parqueos	50
Figura 34. Planta típica de parqueo (ETABS)	51
Figura 35. Elevación frontal del edificio (ETABS).....	51
Figura 36. Espectro de pseudo aceleración según NSE 2018.....	59
Figura 37. Modelo 3D en ETABS	61
Figura 38. Función de espectro de respuesta	63
Figura 39. Caso de carga del espectro de respuesta (ETABS)	633
Figura 40. Detalle viga principal VP-1	65
Figura 41. Detalle viga principal de rampas VP-2	66
Figura 42. Detalle de viga secundaria VS-1	66
Figura 43. Detalle de columna principal.....	67
Figura 44. Detalle de refuerzo en losa de techo y entrepiso	67
Figura 45. Detalle de refuerzo de losa de rampa	68
Figura 46. Cuantía mínima para columnas (ETABS).....	68
Figura 47. Acero requerido en vigas (ETABS)	69
Figura 48. Cortante basal del edificio convencional	72
Figura 49. Desplazamientos del sismo en X.....	73
Figura 50. Desplazamientos del sismo en Y.....	73
Figura 51. Derivas al límite de cedencia en X.....	76
Figura 52. Deriva al límite de cedencia en Y	76
Figura 53. Ubicación de dispositivos en dirección X.....	78

Figura 54. Ubicación de dispositivos en dirección Y	78
Figura 55. Marco en dirección X (Nivel 2-8)	79
Figura 56. Marco en dirección X (Nivel 1)	79
Figura 57. Marco en dirección Y (Nivel 2-8)	80
Figura 58. Marco en dirección Y (Nivel 1)	80
Figura 59. Definición del amortiguador viscoso (ETABS)	87
Figura 60. Definición de propiedades del amortiguador	88
Figura 61. Arreglo y distribución de los amortiguadores en Y	88
Figura 62. Arreglo y distribución de los amortiguadores en X	889
Figura 63. Vista 3D de los dispositivos	889
Figura 64. Definición de caso modal	90
Figura 65. Acelerograma del sismo en Kobe, Japón	91
Figura 66. Características técnicas del amortiguador viscoso Taylor	93
Figura 67. Comparativa de distribución energética de ambos edificios	94
Figura 68. Comparativa de derivas para ambos edificios en el caso del sismo en dirección X	98
Figura 69. Comparativa de derivas para ambos edificios en el caso del sismo en dirección Y	98
Figura 70. Comparativa de desplazamientos para ambos edificios en el caso del sismo en dirección X	99
Figura 71. Comparativa de desplazamientos para ambos edificios en el caso del sismo en dirección Y	99
Figura 72. Comparativa en aceleraciones de piso en el caso del sismo en dirección X ...	1000
Figura 73. Comparativa en aceleraciones de piso en el caso del sismo en dirección Y	101
Figura 74. Comparación de cortante basal	104

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se enfoca en el estudio de amortiguadores de energía viscosos integrados en edificios de concreto reforzado con sistema de marcos especiales a momento. Guatemala al ser un país altamente sísmico por su ubicación geográfica, tiene la necesidad de trascender en la innovación de sistemas de protección sísmica, especialmente en los edificios.

Es por ello por lo que se realiza un análisis comparativo entre dos edificios con las mismas dimensiones y solicitaciones, únicamente que uno de ellos será de estructura convencional, y el otro estará equipado con amortiguadores viscosos integrados. Para este trabajo se hizo uso de un edificio existente para el análisis comparativo del comportamiento de los dispositivos. Como primer punto se realizó un proceso investigativo a fondo del dispositivo de disipación de energía en general, las propiedades de este y su funcionamiento en conjunto con una estructura. Asimismo, se recabó información sobre la región de estudio.

Se empleó uso de códigos y normativas como ACI 318-14, FEMA 274, ASCE 7-16 y el NSE, para realizar el modelado de la estructura y los amortiguadores de fluido viscoso en el programa informático ETABS 20.3.0. Para llevar a cabo esto se hizo uso de un modelo de edificio para parqueo ubicado en la zona 10 de la ciudad capital de Guatemala. Se realizó un segundo modelo en base al primero integrando los dispositivos de amortiguamiento viscoso.

A partir de los datos de la estructura, la configuración del montaje de los disipadores y el amortiguamiento deseado, se determinaron las propiedades de los dispositivos, y con base en una hoja técnica de Taylor Devices se determinó el modelo de los amortiguadores que se acoplara. Por último, se realizó un análisis de tiempo historia para verificar el desempeño de la estructura, la eficiencia y viabilidad de estos dispositivos. Asimismo, se logró identificar su impacto en el comportamiento de los edificios.

I. INTRODUCCIÓN

En regiones con riesgo de sismicidad alta, como el caso de Guatemala es importante el considerar nuevas tecnologías para proteger tanto la vida humana como la integridad de la estructura. Se han desarrollado algunas técnicas innovadoras para mejorar el desempeño de las estructuras ante un sismo, como lo son los aisladores sísmicos, disipadores pasivos de energía y control estructural activo. Para este trabajo se enfocará principalmente en la aplicación de dispositivos pasivos de disipación de energía.

Este tipo de tecnología tiene como fin absorber una parte de la energía sísmica y reducir la demanda de disipación de energía en los miembros estructurales primarios y minimizar el daño estructural. Estos amortiguadores aportan a los sistemas de resistencia lateral, para garantizar la integridad de la estructura y que los dispositivos sean los que fallen ante un evento sísmico severo, reduciendo los costos en rehabilitación o demolición de los edificios, dependiendo del estado de estos.

Actualmente el país está en proceso de desarrollo de normas de seguridad que consideren el uso de los sistemas de control sísmico, como los amortiguadores viscosos. Por lo tanto, se debe acudir a los códigos internacionales como el ASCE 7-22. Esto abre la oportunidad para investigar sobre estas técnicas y aprender sobre los beneficios en edificios de concreto bajo condiciones locales de sismicidad. Aunque el diseño convencional en concreto posee varias ventajas, aun se presentan varios inconvenientes tales como niveles altos de daño esperados ante un evento sísmico severo, sujetos a reparaciones severas o demoliciones. Estos pueden verse atenuados por medio de estas nuevas tecnologías.

El objetivo de este trabajo es aportar conocimientos sobre el comportamiento estructural en edificios de concreto reforzado con características típicas de un edificio en la ciudad de Guatemala, equipados con esta tecnología. Para esto se evaluó un modelo de 8 niveles típicos con un sistema de marcos especiales a momento, con luces de 8.2m en una dirección y 6.3m en la otra, altura de 3.3m y que cuente con un módulo de elevadores. Se llevarán a cabo simulaciones para conocer el comportamiento de la estructura tradicional en comparación con la estructura equipada con los dispositivos.

II. JUSTIFICACIÓN

Guatemala es un país altamente sísmico debido a su ubicación geográfica, puesto que convergen tres placas tectónicas en el territorio y además de esto se encuentra en el conocido “Anillo de fuego”, que es donde ocurre el noventa por ciento de los terremotos en el mundo, además que el ochenta por ciento de estos representan los terremotos de mayor magnitud registrados. Debido a esto, es esencial el priorizar la seguridad estructural aplicando sistemas que mejoren la respuesta sísmica de las estructuras.

A lo largo de la historia se han registrado sismos de gran magnitud en Guatemala, el terremoto de 1773 fue el primero importante de ellos, ya que su impacto fue tan grande que llevo al traslado total de la ciudad de Guatemala. Cabe mencionar el terremoto de 1976, el cual representó un daño severo en el país, dejando edificios obsoletos y causando grandes pérdidas y heridos. Además de estos, se han presentado casos más recientes, como es el del 2017, el cual tuvo un mayor impacto en el municipio de Quetzaltenango.

La tecnología ha ido avanzando en los últimos años, hoy en día se han desarrollado sistemas para mitigar y controlar de mejor forma la respuesta de una edificación ante un evento sísmico. Existen diversos tipos de sistemas, los cuales se clasifican según la forma en la que manejan la energía, ya sea absorbiéndola o disipándola (Oviedo y Pilar, 2006). Algunos de estos tipos de sistemas que se destacan son los disipadores de energía y los aisladores sísmicos. Ambos tienen el propósito de incrementar significativamente el amortiguamiento de la estructura y así reducir las demandas y derivas laterales y consecuentemente el nivel de daño.

Este tipo de tecnología presenta un gasto inicial más elevado en comparación con estructuras convencionales, debido a la compra e instalación de estos dispositivos. Sin embargo, este gasto inicial se traduce en una inversión a largo plazo que puede resultar en un costo total de propiedad significativamente menor. Los amortiguadores, al reducir la respuesta estructural ante cargas dinámicas como sismos, vientos fuertes o movimientos vibratorios, ayudan a preservar la integridad del edificio a lo largo del tiempo. Esto significa que, en caso de un evento sísmico u otra carga dinámica, es más probable que el edificio permanezca en buenas condiciones estructurales, lo que a su vez disminuye la necesidad de costosas rehabilitaciones, reparaciones o incluso reconstrucciones

Recientemente se han implementado algunas de estas tecnologías en Guatemala, sin embargo, han sido muy pocos casos, y representan una pequeña parte de todos los edificios en la ciudad de Guatemala. Además de esto no se ha abarcado mucho en la variedad de estos sistemas, ya que apenas en el año 2021, se implementaron por primera vez los aisladores sísmicos en el edificio Elemento, el cual alberga espacios comerciales, oficinas y apartamentos. (Mageba, 2021)

Dada la escasez en implementación de sistemas de protección sísmica, se realizó la siguiente propuesta enfocada en realizar un análisis del comportamiento de un edificio con y sin sistemas de amortiguamiento sísmico, para determinar la respuesta sísmica, con el fin de determinar la viabilidad de estos sistemas en Guatemala y determinar si se acoplan en el país, en relación de desempeño, valor económico y disponibilidad.

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un edificio de marcos especiales a momento de concreto reforzado con uno equipado con un sistema de amortiguadores viscoso y determinar su eficiencia y viabilidad en Guatemala.

B. Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño estructural de los disipadores viscosos en estructuras de concreto sometidas a cargas sísmicas.
- Analizar los aspectos constructivos de los sistemas de disipación de energía y su impacto en la eficiencia y durabilidad de la estructura.
- Estudiar el comportamiento dinámico y de tiempo historia de la estructura al estar equipada con amortiguadores viscosos mediante simulaciones.
- Incentivar el uso de sistemas de control sísmico en Guatemala, en caso de demostrar un análisis de eficiencia y un análisis económico de los mismos.

IV. MARCO TEÓRICO

A. Normativas y códigos

1. Normas de seguridad estructural nacional

La asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), fundada en 1994 es una entidad privada no lucrativa, académica, gremial formativa, científica y cultural, que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines. Una de las actividades principales de esta es la publicación de normas estructurales de diseño y construcción.

Dentro de los fines y objetivos de AGIES, se enfatiza en:

- Promover y estimular la investigación científica y tecnológica en el campo de las estructuras, sismología y áreas afines.
- Coordinar la elaboración y divulgación de información técnica en áreas de su competencia.
- Fomentar y velar por el uso de reglamentaciones técnicas de diseño estructural, con el objeto de producir obras de ingeniería civil seguras y económicas.
- Contribuir a la divulgación e intercambio de conocimientos técnicos.

Las normas de seguridad estructural (NSE) son las principales normas utilizadas por ingenieros estructurales, diseñadores y constructores de edificaciones y obras. Estas tienen un carácter técnico y han sido adoptadas por asociaciones institucionales y particulares. Las normas que abarcan los estándares sismo-resistentes para estructuras se encuentran en la NSE 2 y NSE 3. (AGIES, 2017)

Actualmente las normas nacionales no toman en consideración los sistemas de control sísmico, sin embargo, el NSE 3 establece que se permite utilizar sistemas estructurales aislados y sistemas estructurales con disipadores sísmicos conforme a NSE 7.7. En tanto se emita esa norma (pendiente a la Edición 2018 de NSE 3) el diseñador deberá referirse al Capítulo 17 de SEI/ASCE 7 para sistemas aislados y al Capítulo 18 de SEI/ASCE 7 para sistemas estructurales con disipación de energía. Los sistemas de aislamiento o disipación deberán ser ensayados por el proveedor conforme a norma española EN-15129-2011. (AGIES, 2020)

2. Normas de diseño internacional

La ASCE es la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (en inglés, American Society of Civil Engineers). Es una organización profesional fundada en 1852 en Estados Unidos, que tiene como objetivo promover el avance de la ingeniería civil y mejorar la calidad de vida de la sociedad.

La ASCE se conoce por sus esfuerzos en el desarrollo de normas y estándares técnicos en ingeniería civil. La organización ha desarrollado más de 200 normas y estándares técnicos, muchos de los cuales son utilizados en todo el mundo para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de infraestructuras.

Entre las normas que contemplan el diseño sismo resistente y diseño de dispositivos de disipación de energía se encuentran:

- ASCE/SEI 7-16: "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures": Esta es una versión actualizada de la norma ASCE 7 y aborda las cargas de diseño mínimas, incluidas las cargas sísmicas. Proporciona información actualizada sobre el diseño sismorresistente y los métodos para determinar las fuerzas sísmicas.

Como se mencionó previamente en las normas nacionales, el capítulo 18 del ASCE/SEI 7 establece los parámetros para el diseño y análisis de una estructura con sistemas de disipación de energía. El diseño, construcción y la instalación de dispositivos de amortiguación se basará en la respuesta a Mociones preliminares de MCER y consideración de todo lo siguiente:

- Degradación de gran desplazamiento y ciclo bajo causada por cargas sísmicas.
- Degradación de ciclo alto y desplazamiento pequeño causada por cargas eólicas, térmicas u otras cargas cíclicas.
- Fuerzas o desplazamientos provocados por cargas de gravedad.
- Adherencia de partes del dispositivo causada por corrosión o abrasión, biodegradación, humedad o exposición química.
- Exposición a condiciones ambientales, incluyendo, pero no limitado a, temperatura, humedad, radiación (por ejemplo, luz ultravioleta), y sustancias reactivas o corrosivas. (ASCE, 2017)

Estos dispositivos de disipación de energía poseen propiedades específicas, las cuales se definen como propiedades nominales. Las propiedades de diseño nominales para los dispositivos de disipación de energía deben establecerse a partir de los datos de pruebas de prototipos específicos del proyecto o de pruebas de prototipos anteriores en dispositivos de tipo y tamaño similar. Las propiedades nominales de diseño se deben basar en los datos de las pruebas de prototipo especificadas en la Sección 18.6.1.2 (2) y determinadas por la Sección 18.6.1.4 (2). Estas propiedades nominales de diseño deben ser modificadas por la variación de propiedades o factores λ como se especifica en la Sección 18.2.4.5. (ASCE, 2017)

En cuanto al modelado de estos, el capítulo 18 establece que los modelos matemáticos de los dispositivos de amortiguación dependientes del desplazamiento deben incluir el comportamiento histerético de los dispositivos de acuerdo con los datos de prueba y teniendo en cuenta todos los cambios significativos en la resistencia, la rigidez y la forma del bucle histerético. Los modelos matemáticos de los dispositivos de amortiguamiento dependientes de la velocidad deben incluir la velocidad coeficiente consistente con los

datos de prueba. Si las propiedades del dispositivo amortiguador cambian con el tiempo y/o la temperatura, dicho comportamiento se modelará explícitamente. Los elementos flexibles de los dispositivos amortiguadores que conectan las unidades amortiguadoras a la estructura se incluirán en el modelo.

3. Código de diseño para concreto estructural

El ACI es el acrónimo de "American Concrete Institute" (Instituto Americano del Concreto), una organización que se dedica a promover el uso del concreto y mejorar la calidad de su uso en todo el mundo. El ACI establece normas, especificaciones y directrices para el diseño, construcción y mantenimiento de estructuras de concreto.

El ACI 318-14 es una norma específica publicada por el ACI que establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto armado en los Estados Unidos. Los "Requisitos de Reglamento para concreto estructural" abarca y describe los requisitos mínimos para los materiales, el diseño y detallado de los elementos que componen estas edificaciones.

El reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preesforzada, construcción preesforzada y construcción compuesta.

Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes (ACI, 2017)

B. Sismología

1. Concepto

La sismología es una de las ramas de la Geofísica que se utiliza para estudiar los terremotos y los fenómenos asociados a este. Utiliza el registro del movimiento del suelo producido por un temblor para estudiar el origen y la propagación de la onda sísmica. En ocasiones, se puede tener la impresión equivocada de que la sismología se enfoca únicamente en el estudio de los terremotos, pero esto está lejos de ser cierto. Al igual que muchas otras ramas de la ciencia, la sismología ha evolucionado más allá de sus límites originales. Aunque el análisis de los terremotos sigue siendo una parte esencial de la sismología, esta disciplina ha abarcado diversas áreas de estudio adicionales.

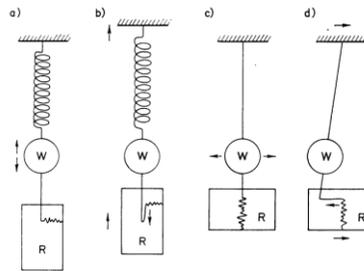
Las ondas elásticas liberadas por los terremotos han posibilitado investigaciones más profundas y precisas sobre la composición interna de la Tierra, gracias a los registros obtenidos por las estaciones sismográficas distribuidas por todo el mundo. Como resultado, el estudio de las propiedades físicas del interior de la Tierra se ha convertido en otra rama significativa dentro de la sismología.

La sismología como cualquier otra ciencia se basaba en tres principios, los cuales son la observación, investigación teórica y experimentación en laboratorios. No fue hasta la creación del sismógrafo que se pudo combinar lo que es la observación y la teoría, a partir de este dispositivo se lograron grandes avances en cuanto al entendimiento del interior de la tierra y dio lugar a los avances que se han logrado hoy en día. Se puede definir como un sismógrafo al instrumento que da un registro continuo del movimiento del suelo, es decir, un sismograma.

Estos sismógrafos funcionan a partir del principio fundamental de un péndulo, como se sabe un sismógrafo en la superficie terrestre registra las ondas sísmicas que pasan por ese punto. Sin embargo, para medir con precisión el movimiento, se necesita un punto fijo que no participe en dicho movimiento. En el caso de un sismógrafo vertical simple, este punto fijo es el péndulo del sismógrafo, que se mantiene independiente del movimiento circundante gracias a una suspensión especial.

Cuando ocurre una onda sísmica, el marco del sismógrafo, donde está conectado el resorte vertical, se mueve mientras que el peso del péndulo permanece inmóvil. Esto permite al sismógrafo registrar con precisión las ondas sísmicas. Idealmente se busca un péndulo completamente estático, sin embargo, este en realidad no es posible ya que el péndulo tiene su propio movimiento. (Bath, 2013)

Figura 1. Principio de un péndulo vertical y horizontal



Fuente: (Bath, 2013)

En la Figura 1, se puede observar el concepto del péndulo aplicado en un sismograma, expuesto en un modelo bastante insatisfactorio, puesto que requiere de conceptos clave para su correcto funcionamiento, como lo es la amortiguación, que pueda tomar en cuenta tanto periodos cortos como largos y la magnificación del movimiento de la tierra.

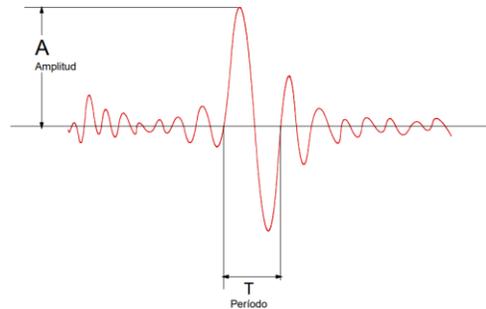
2. Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se producen cuando las tensiones acumuladas por la deformación de las capas de la tierra se libera bruscamente. Estas deformaciones son usualmente causadas por los desplazamientos de las placas tectónicas que conforman la litosfera, estos desplazamientos liberan una gran cantidad de energía que se escapa inmediatamente en forma de ondas elásticas, provocando vibraciones de suelo.

El registro del movimiento vibratorio y la cantidad de energía transmitida se caracteriza por los valores de la Amplitud A y del período T siendo A el mayor valor del registro de desplazamiento o velocidad o aceleración y T el tiempo en segundos de una oscilación. Las ondas de periodo largo tienden a tener menor amplitud, mientras que para las ondas

cortas es lo contrario. Se evidencia este comportamiento al tener distancias mayores, puesto que el material por donde se transmite amortigua más las ondas y la amplitud disminuye. Es por esto mismo que, al estar más cerca del hipocentro, se percibe un movimiento más fuerte.

Figura 2. Principio de ondas

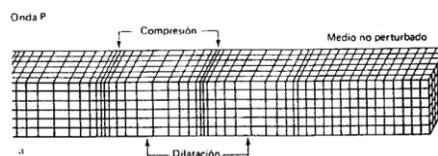


Fuente: (Caicedo, 2014)

Las ondas sísmicas se clasifican fundamentalmente en dos tipos: Ondas de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo o internas se propagan a través del interior de la tierra hasta la superficie y se subdivide en ondas primarias y secundarias. Mientras que las ondas de superficie se propagan sobre la superficie y como las de cuerpo se subdivide en ondas Rayleigh y ondas Love.

Abarcando las subdivisiones de las ondas internas, se mencionan las ondas primarias, las cuales poseen un tipo de movimiento longitudinal y velocidades altas, que van generando dilataciones y compresiones en el suelo mientras se van desplazando.

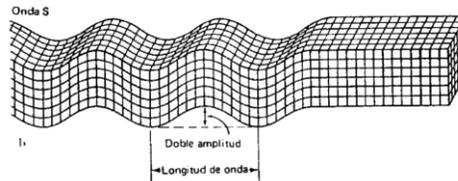
Figura 3. Onda primaria



Fuente: (Sanchez,1994)

Las ondas secundarias poseen un movimiento transversal que va generando un esfuerzo cortante en el material en que se están propagando, son más lentas que las ondas primarias, pero su amplitud puede ser más significativa, lo que puede provocar daños importantes en estructuras y edificios.

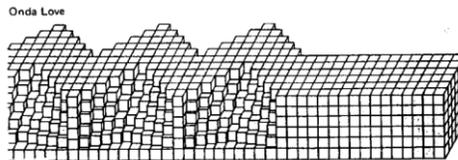
Figura 4. Onda secundaria



Fuente: (Sanchez,1994)

Cuando las ondas internas llegan a la superficie se generan ondas tipo L o Love, este tipo de onda tiene un movimiento de corte, el cual causa movimientos laterales que se intensifican con respecto a la cercanía del epicentro de un sismo.

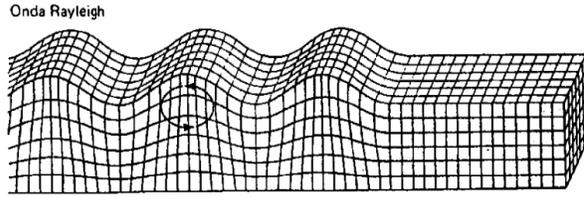
Figura 5. Onda Love



Fuente: (Sanchez,1994)

Las ondas Rayleigh a diferencia de las Love, poseen un movimiento elíptico, el cual se asemeja al de las ondas del mar. Este tipo de onda es bastante peligroso puesto que genera movimientos de vaivén y vibración en los edificios y estructuras y son una de las principales causas del daño causado por los sismos.

Figura 6. Ondas Rayleigh



Fuente: (Sanchez,1994)

3. Magnitud e intensidad de los sismos

Para estandarizar el estudio de la gravedad de un terremoto, los investigadores han desarrollado varias escalas de intensidad que consideraban el daño provocado en los edificios, así como descripciones individuales del acontecimiento, y los efectos secundarios, como deslizamientos y la extensión de la ruptura del suelo. En 1902 el científico Giuseppe Mercalli desarrolló una escala conocida como la escala de intensidad modificada de Mercalli, cuyos valores se pueden observar en la Cuadro No.1.

Cuadro No.1 – Escala de Mercalli modificada

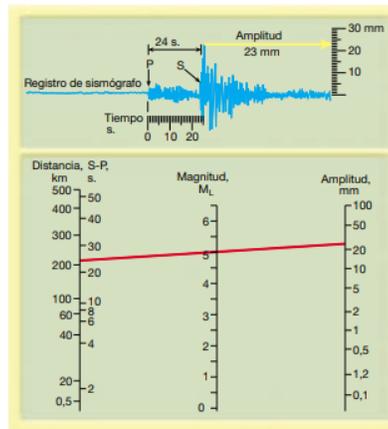
Escala sísmica modificada de Mercalli		
I.	Imperceptible	Detectado solo por instrumentos
II.	Muy leve	Sentido por personas en reposo
III.	Leve	Sentido dentro de edificios
IV.	Moderado	Sentido en el exterior
V.	Poco fuerte	Casi todos lo sienten, se caen objetos
VI.	Fuerte	Todos lo sienten, daños leves
VII.	Muy fuerte	Daño moderado estructuras
VIII.	Destructivo	Daño considerable
IX.	Muy destructivo	Daño grave en estructuras especialmente diseñadas
X.	Desastroso	Destrucción seria en edificios bien construidos
XI.	Muy desastrosos	Quedan de pie muy pocas estructuras, si queda alguna. Grandes fisuras en el terreno
XII.	Catastrófico	Daño total.

Fuente: (Tarbuck et al.,2005)

Con el objetivo de comparar los terremotos a nivel mundial, se requería una medición que no dependiera de variables que difieren considerablemente de una región a otra, como los tipos de construcción. Por ende, se idearon una serie de escalas de magnitud.

La escala de magnitud de Richter fue la primera escala desarrollada, por el científico Charles Richter en 1935, el cual utilizó los registros sísmicos para calcular las dimensiones relativas de los terremotos. La escala de Richter, ilustrada en la Figura 7, se fundamenta en la amplitud de la onda sísmica más grande (ya sea la onda P, la onda S o una onda superficial) captada por un sismógrafo. Este método fue valido por varios años, sin embargo, tenía una desventaja, la cual es que solo llegaba a registrar hasta sismos de 6,9, ya que luego de esto se saturaba.

Figura 7. Onda medida en sismógrafo



Fuente: (Tarbuck et al.,2005)

En los últimos años se ha desarrollado una nueva escala, la cual se denomina escala de Momento, esta es más precisa puesto que puede calcularse por varios métodos, este puede calcularse fácilmente a partir de los sismogramas, examinando las ondas sísmicas con período muy largo. Los valores obtenidos se han calibrado para que los terremotos de tamaño pequeño a medio tengan magnitudes del momento más o menos equivalentes a las magnitudes de Richter. Sin embargo, las magnitudes del momento son mucho mejores para describir los terremotos muy grandes. (Tarbuck,2005)

Cuadro No.2 – Escala de Magnitud

Magnitud ($M_w =$ <i>Mayores de 6,9, $M_L =$</i> <i>2,0 a 6,9)</i>	Descripción	Efectos de un sismo	Frecuencia de ocurrencia
>2,0	Micro	Microsismo no perceptible	600.000 por año
2,0 – 2,9	Menor	Generalmente no perceptible	300.000 por año
3,0 – 3,9		Perceptible a menudo	49.000 por año
4,0 – 4,9	Ligero	Significativo, pero con daño poco probable	6.200 por año
5,0 – 5,9	Moderado	Probable daño en edificaciones débiles	800 por año
6,0 – 6,9	Fuerte	Puede destruir áreas pobladas	266 por año
7,0 – 7,9	Mayor	Puede causar serios daños en extensas zonas	18 por año
8,0 – 8,9	Gran	Graves daños en zonas de cientos de km	1 - 3 por año
9,0 – 9,9		Devastadora en zonas de varios miles de km	1-2 en 20 años
10+	Épico	Nunca registrado	Nunca ha ocurrido en la historia

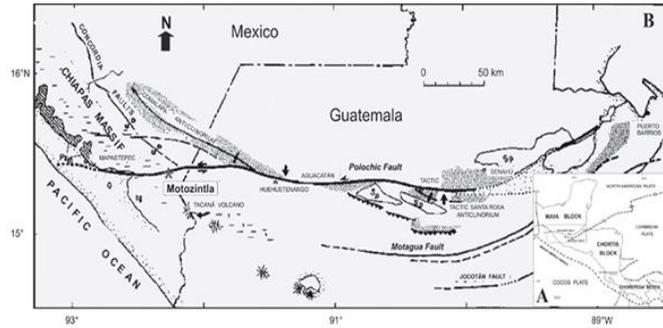
Fuente: Elaboración propia

4. Riesgo sísmico en Guatemala

El riesgo sísmico corresponde a la evaluación conjunta de los peligros y vulnerabilidad que amenaza a una ciudad. El análisis de riesgo es un estimado de las probabilidades de pérdidas esperadas para un determinado evento sísmico. El territorio de Guatemala al ocupar parte de tres placas tectónicas: Cocos, Norteamérica y Caribe, se denomina un territorio altamente sísmico.

El contacto entre las placas de Norteamérica y Caribe es de tipo transcurrente. Su manifestación en la superficie son las fallas de Chixoy-Polochic y Motagua, mientras que el desplazamiento relativo entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente, en el cual la Placa de Cocos se mete por debajo de la Placa del Caribe (fenómeno conocido como subducción). Este proceso da origen a una gran cantidad de sismos y formación de volcanes. A su vez, estos dos procesos generan deformaciones al interior de la Placa del Caribe, produciendo fallamientos secundarios como: Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula, en la Figura 8 se puede observar la ubicación de cada una de estas y las fallas en el territorio de Guatemala.

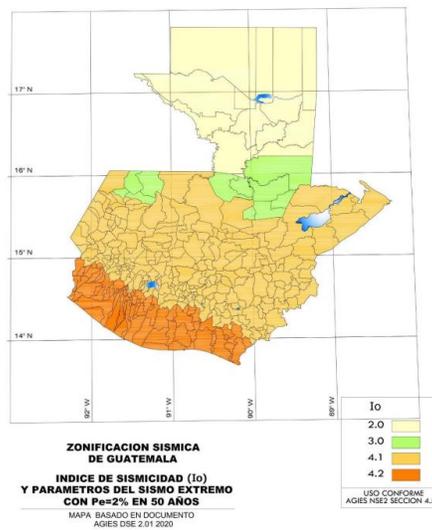
Figura 8. Mapa de placas tectónicas y fallas de Guatemala



Fuente: (INSIVUMEH,2016)

A lo largo de los años Guatemala ha experimentado varios sismos, entre los más devastadores se encuentra el terremoto de 1976, el cual tuvo una magnitud de 7.5 en la escala de Richter, el cual dejó más de 23,000 muertos y 76000 heridos. Desde entonces ha habido otros terremotos significativos. Actualmente la norma NSE 2 permite realizar un análisis de amenazas sísmicas, para poder ajustar las demandas sísmicas en la estructura. Para llevar este a cabo es necesario el recabar bastante información, como: Registros de sismos, información geológica, longitudes de fallas activas, entre otras. (AGIES, 2021)

Figura 9. Mapa de zonificación sísmica



Fuente: (AGIES, 2017)

El territorio de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$. Estas zonas se muestran gráficamente en la Figura 9, este mapa está hecho según el caso del sismo extremo, el cual tiene un 2% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años. (AGIES, 2017)

C. Estructuras sismo-resistentes

1. Concepto

Se comprende como estructura sismorresistente a toda aquella que haya sido diseñada para soportar no solamente las cargas gravitacionales permanentes y sobrecargas de servicio, sino que posea una resistencia ante las fuerzas provocadas por un evento sísmico.

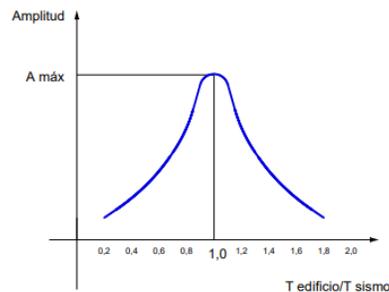
El diseño convencional de las estructuras se basa en dos criterios fundamentales, los cuales son la resistencia y la rigidez. La resistencia está relacionada con el estado límite último, el cual asegura que el nivel de fuerza desarrollado de la estructura permanezca en el rango elástico, o con una deformación plástica limitada. Mientras que la rigidez está relacionada con los estados límites de servicio, manteniendo en cierto límite a los desplazamientos de la estructura. Esto asegura que ningún elemento no estructural se vea dañado.

Para el caso de las estructuras sismo resistentes además de esos criterios se toma en cuenta el criterio de la ductilidad, este funciona como un amortiguador, absorbiendo gran parte de la energía, dando una resultante que pueda soportar la estructura. Este criterio ofrece resistencia a la estructura en el rango de respuesta inelástica. La ductilidad se basa en los materiales que componen la estructura, puesto que los elementos dúctiles son aquellos que tienen la capacidad de deformarse en su estado plástico sin llegar a romperse.

2. Periodos de vibración de las estructuras

La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo está determinada por la interacción entre el período de vibración de las ondas sísmicas y el período de vibración propio de la edificación. Cuando estos dos períodos se igualan o su relación se acerca a la unidad, la edificación entra en resonancia. En este estado, las deformaciones y aceleraciones de la edificación aumentan significativamente, lo que lleva a mayores esfuerzos en sus elementos estructurales.

Figura 10. Variación de la aceleración en función de la relación de los períodos de oscilación del edificio y del sismo.



Fuente: (Caicedo, 2014)

Por lo general, las estructuras de mayor altura suelen tener oscilaciones con períodos más largos en comparación con las edificaciones más bajas. Esto se debe a que el período de vibración está relacionado con la rigidez y masa de la estructura, y ambos aumentan con la altura. (Caicedo, 2014)

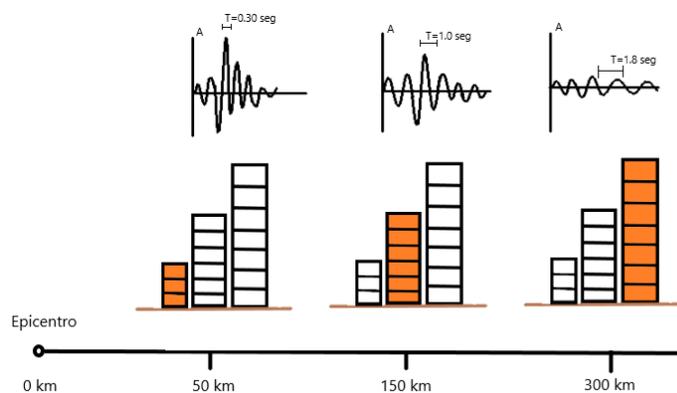
Durante un sismo, las ondas sísmicas con períodos largos pueden afectar más a los edificios altos, ya que estas ondas están más en sintonía con el período natural de vibración de la estructura, lo que puede provocar fenómenos de resonancia y mayores deformaciones y esfuerzos. Por otro lado, las construcciones más bajas tienen períodos de vibración más cortos debido a su menor rigidez y masa, por lo que son más susceptibles a las ondas sísmicas con períodos cortos.

El tipo de suelo de igual manera influye, ya sea si la estructura está ubicada sobre un suelo blando o un suelo rígido. Los suelos blandos tienden a amplificar las ondas sísmicas de baja frecuencia debido a su comportamiento más deformable, causando que el periodo de vibración de una estructura aumente durante el sismo, esto generalmente afecta más a estructuras altas. Mientras que el suelo rígido, como suelos rocosos o consolidados, genera un comportamiento opuesto, amplificando las ondas sísmicas de alta frecuencia, afectando así a las construcciones bajas de corto periodo, ya que es más probable que el periodo sísmico coincida con el de la estructura, provocando un mayor riesgo de resonancia.

Además del tipo de suelo y la altura de la estructura, se debe considerar la distancia de la estructura al epicentro, ya que la resonancia del periodo del suelo y la edificación varía de igual forma por esta. En cercanías al epicentro el suelo vibra con alta frecuencia, períodos cortos de pocas décimas de segundos, donde los edificios de baja altura entran en resonancia.

Al alejarse del epicentro las ondas sísmicas producen vibraciones del suelo de período mayor, que pueden estar cercanos a 1,0seg a distancias entre 100 a 150 Km donde los edificios de alturas cercanas a los 10 pisos son los más propensos a entrar en resonancia, y a distancias de 300 km o mayores el período de vibración del suelo estará cerca de 2,0seg, siendo los edificios de alrededor de 20 pisos los que pueden alcanzar resonancia con su período fundamental, esto se ve representado en la Figura 11 (Caicedo, 2014)

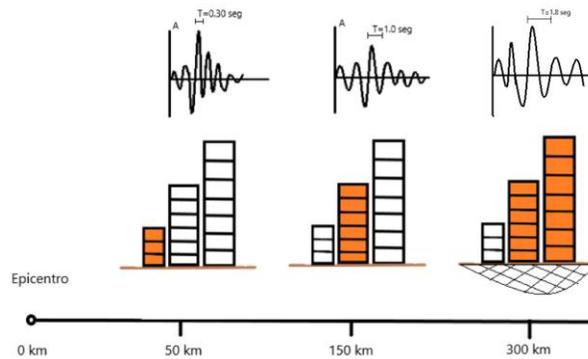
Figura 11. Variación de respuesta con respecto al epicentro



Fuente: Elaboración propia

Es importante mencionar que la amplitud del movimiento del suelo incrementa en la presencia de depósitos de suelos blandos, llegando a alcanzar a grandes distancias al epicentro valores similares a los correspondientes a distancias cercanas, generando que edificaciones de alturas medias y altas entren en resonancia a la misma distancia, como se puede apreciar en la Figura 12.

Figura 12. Variación de respuesta con respecto al epicentro con depósito de suelo blando lejos del epicentro



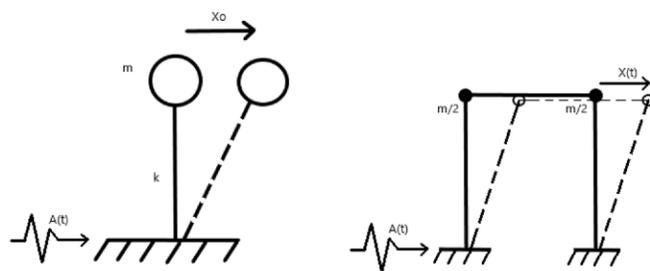
Fuente: Elaboración propia

La teoría del periodo de las estructuras se basa en el concepto de que una estructura puede comportarse como un péndulo invertido y se puede obtener su frecuencia natural a través de la ecuación que define su movimiento. Este modelo de péndulo invertido se utiliza para representar una estructura de un piso con un solo grado de libertad, la masa concentrada representa el techo y la varilla las columnas.

Al hablar de grado de libertad se refiere al número de movimientos que puede tener una estructura, generalmente estos se utilizan para describir los desplazamientos y giros en los puntos de nudos de una estructura. Se considera que una estructura puede tener infinitos grados de libertad, sin embargo, se simplifica y se utiliza el mínimo de grados para obtener un análisis correcto.

Durante un sismo, el suelo vibra tanto horizontal como verticalmente. Las aceleraciones horizontales crean fuerzas cortantes en las columnas que ponen la masa en movimiento secuencial con el suelo. Si la columna es rígida y la masa es pequeña, el periodo de vibración de la masa será corto y tendrá desplazamientos pequeños. Por otro lado, si la columna de la Figura 13 es muy flexible y la masa es grande, el movimiento inducido por el sismo causara pequeñas aceleraciones de la masa y grandes desplazamientos relativos (Hibbeler, 2012).

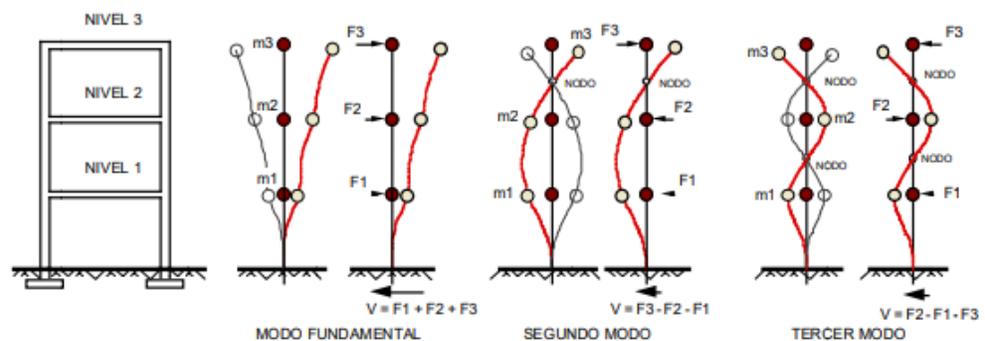
Figura 13. Edificación de un solo nivel como péndulo invertido simple



Fuente: Elaboración Propia

Una estructura puede experimentar tantos modos de vibración como el número de niveles que posea. Como se presentó anteriormente, una edificación de un piso tendrá un solo modo de vibración en cada dirección de análisis, el cual se dará desplazando su masa a cada lado de la vertical. Mientras que una estructura de varios pisos se comportara como péndulos invertidos múltiples que pueden vibrar de distintos modos.

Figura 14. Representación de edificio de tres pisos y su modo de vibrar



Fuente: (Caicedo, 2014)

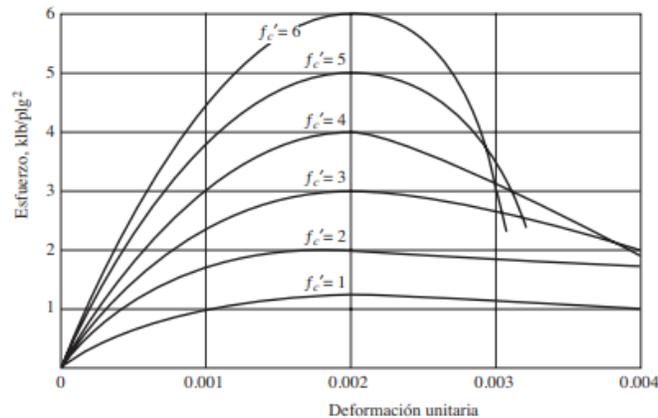
3. Comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado

El concreto reforzado tiene un extenso uso en la industria de la construcción gracias a su notable resistencia y durabilidad. Además, las estructuras compuestas por este material han sido objeto de un análisis más exhaustivo en comparación con otros tipos de estructuras. Esto se debe a su amplia aplicación y a los desafíos inherentes para conferirle la ductilidad necesaria que le permita enfrentar de manera efectiva eventos sísmicos severos.

Este material posee varias propiedades mecánicas que justifican su aplicación. Dichas propiedades se derivan de sus componentes, las cuales son el concreto y acero. El concreto provee resistencia a la compresión, mientras que el refuerzo de acero le proporciona resistencia a la tensión de la que carece el concreto.

La compresión del concreto se determina por medio de estudios de cilindros a los 28 días. Las curvas de esfuerzo-deformación unitaria de la Figura 15 representan los resultados obtenidos en pruebas de compresión en cilindros estándares de resistencias variables. El comportamiento del concreto es no lineal. La falta de linealidad de las curvas esfuerzo-deformación unitaria del concreto a esfuerzos mayores ocasiona algunos problemas en el análisis de las estructuras de concreto porque el comportamiento de éstas tampoco es lineal bajo esfuerzos mayores (McCormac, 2017)

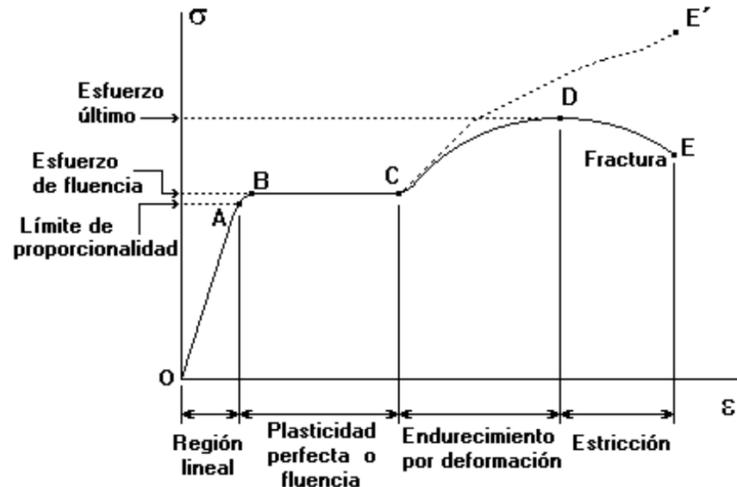
Figura 15. Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo



Fuente: (McCormac, 2017)

La principal fuente de ductilidad en las estructuras de concreto reforzado radica en la capacidad del acero de resistir grandes ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de la resistencia aun cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. En la Figura 16 se ve representada la curva de esfuerzo-deformación del acero, el primer tramo representa la zona elástica en donde los esfuerzos y la deformación tienen una relación lineal, luego se pasa a la zona de cedencia, la cual se mantiene hasta alcanzar cierta deformación, para luego alcanzar la zona de endurecimiento en la cual aumenta la resistencia hasta llegar al esfuerzo máximo. Por último, la curva va de manera decreciente hasta alcanzar el esfuerzo de fractura que es cuando falla el acero.

Figura 16. Curva de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.



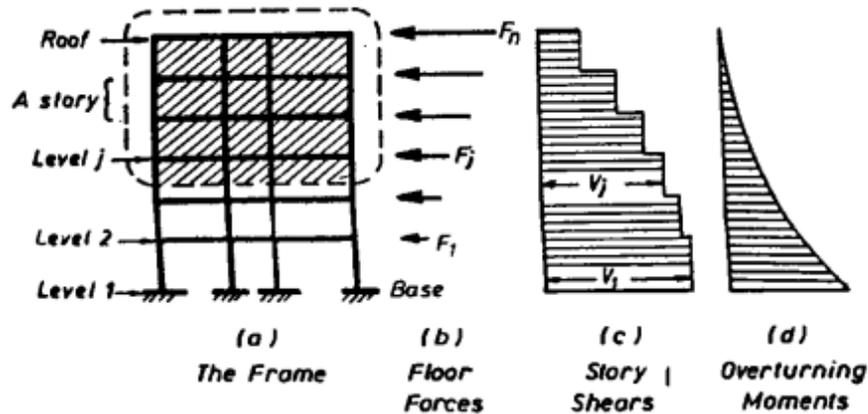
Fuente: (Acevedo et al, 2019)

Para la configuración estructural se toman en cuenta ciertos aspectos, como la simetría, la distribución de masa y la regularidad vertical, además de la importancia de la resistencia, rigidez y ductilidad, en relación con la respuesta aceptable. Se busca que la estructura de concreto sea capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin disminuir de gran manera su resistencia.

Una estructura se comporta como una viga en voladizo al estar sujeta a fuerzas laterales, como son las que se derivan de los eventos sísmicos. La resultante de las fuerzas laterales y el momento de vuelco se transmitirán al nivel de las cimentaciones. En la Figura 17 se aprecia como se distribuyen las fuerzas laterales derivadas del sismo por nivel y como es

que por medio de ecuaciones de equilibrio se obtiene tanto las gráficas de corte como de momento, dándose los máximos en la base de la estructura.

Figura 17. Efecto de las fuerzas laterales en una estructura



Fuente: (Paulay y Priestley, 1992)

D. Análisis estructural

1. Análisis estático

El método de análisis estático elástico lineal de estructuras es un procedimiento que se utiliza para calcular las respuestas de una estructura bajo cargas aplicadas. Este método supone que la estructura se comporta de manera elástica y tiene dos supuestos principales: el comportamiento de la estructura es lineal y las fuerzas son linealmente proporcionales a la deformación.

El Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. Es el más antiguo y el primero que se comenzó a utilizar, consistiendo en suponer a la estructura como un cuerpo rígido indeformable que se desplaza siguiendo el movimiento horizontal del terreno.

La aceleración de la construcción es igual a la del terreno por lo que se origina una fuerza de inercia igual a la masa por la aceleración. En general, este método determina el cortante basal de la estructura, es decir la distribución de la fuerza cortante por el sismo en cada piso, el cual se refleja en la base de este. (Marko, 2006)

2. Análisis dinámico

El análisis dinámico de las estructuras es un procedimiento similar al estático, con la diferencia que este provee más información acerca de la respuesta estructural. Esto se debe a que estudia más a detalle el comportamiento en base a las cargas dinámicas, como sismo, viento, explosiones, entre otras. Este análisis es importante porque el movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes, por lo que debe tenerse en cuenta para lograr un diseño sísmico adecuado.

Las oscilaciones se producen en los elementos o sistemas estructurales debido a que tienen masas, elasticidad y una capacidad de amortiguamiento manifestado en diversas formas. Para realizar un análisis de la respuesta de estos sistemas se parte de algunas simplificaciones, con las que se aborda el problema de manera más sencilla y a menudo suficiente para fines prácticos de ingeniería. (Basualdo, 2001)

El análisis dinámico de las estructuras es un procedimiento que se utiliza para estudiar las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo. Estos pueden realizarse considerando un comportamiento lineal fuerza-desplazamiento del material; eventualmente pueden considerarse comportamientos no lineales para los análisis tiempo-historia. Hay dos tipos generales de análisis dinámico para elegir para estructuras sujetas a movimientos sísmicos del suelo, que son el espectro de respuesta y el análisis tiempo Historia, los cuales se mencionaron anteriormente (Basualdo, 2001).

3. Análisis modal espectral

El método modal espectral requiere como dato de partida para su aplicación conocer los modos y frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad, es decir que se conocen los valores de las frecuencias ω_i y de los modos Φ_i . Las ecuaciones de movimiento de un sistema de N grados de libertad dinámicos (N GLD) para la excitación sísmica son:

$$K * U(t) + M * \ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) = Q \quad (1)$$

Donde:

M = Matriz de masa de la estructura

C = Matriz de amortiguamiento

K = Matriz de rigidez

U(t) = Vector de desplazamientos

$\dot{U}(t)$ = Vector de velocidades

$\ddot{U}(t)$ = Vector de aceleraciones

El objetivo de este análisis es conocer la respuesta máxima, de la estructura, que generará un sismo venidero. Sin embargo, como es evidente, no es posible predecir los acelerogramas de sismos futuros. Por esta razón, los reglamentos prescriben la intensidad sísmica de diseño mediante espectros de temblores reales a los cuales se les ensanchan los picos y se les eliminan los valles, llamados espectros suavizados. A partir de los desplazamientos obtenidos se pueden determinar las fuerzas actuantes en los diferentes componentes de la estructura. (Alcalá, 2014)

Entonces, el MME es un método dinámico aproximado, en el que la respuesta de una estructura se obtiene mediante la combinación adecuada de contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor denominado coeficiente de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura. Se admite que la estructura funciona en el campo elástico lineal. (Braz-César & de Barros, 2013)

4. Análisis tiempo historia

El análisis de tiempo historia es un método que permite estudiar la respuesta dinámica de una estructura en cada adición de tiempo. Este método es más confiable que el análisis estático cuando las estructuras tienen efectos de torsión debido a asimetrías arquitectónicas o marcos no ortogonales. En el método dinámico lineal, las estructuras se modelan con un grado de libertad con un sistema de matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguación viscosa equivalente.

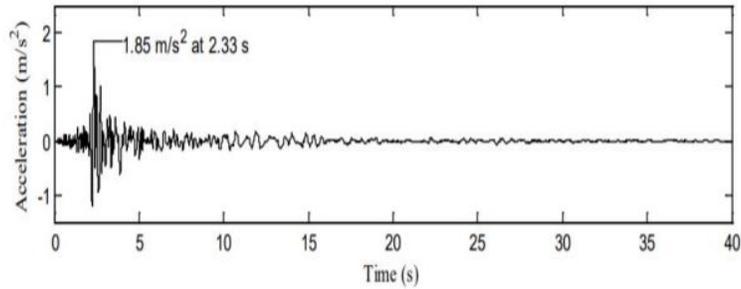
Cuando se utiliza el análisis de historia tiempo, los desplazamientos y las fuerzas internas se encuentran con el análisis elástico, teniendo en cuenta los modos superiores. En este método, la respuesta se calcula en el dominio del tiempo y se conserva toda la información de fase. El resultado analítico de la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad normalmente no es concebible si la fuerza externa o la aceleración del suelo cambia aleatoriamente con el tiempo. (S. Youldash, 2014)

El análisis tiempo-historia se lleva a cabo mediante la simulación de la respuesta de una estructura a lo largo del tiempo a un registro de aceleración conocido como acelerograma. Para realizar este análisis, se deben seleccionar y escalar adecuadamente las dos componentes horizontales de los registros de acelerogramas.

Estos registros deben ser seleccionados a partir de no menos de tres pares de eventos sísmicos y deben poseer características consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño, como magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo. (Tarbuck & Lutegens, 2005)

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5 por ciento. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5 por ciento del sismo de diseño para períodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$. (Tarbuck & Lutegens, 2005)

Figura 18. Representación de acelerograma de colina para análisis tiempo-historia



Fuente: (S. Youldash, 2014)

En el código ASCE 7-16, dependiendo de la cantidad de registros sísmicos disponibles para el análisis de respuesta en el tiempo, se aplican diferentes criterios de parámetros a utilizar para diseñar:

- Tres registros de movimiento del terreno, se toma la respuesta máxima del parámetro de interés.
- Siete registros de movimiento del terreno, se toma el valor promedio de cada parámetro.

Además, los registros seleccionados deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquellos que controlan el sismo de diseño (o sismo máximo posible).

E. Sistemas de control sísmico

1. Concepto

El diseño estructural tiene como objetivo el preservar la seguridad de las personas y mantener la integridad de las estructuras, muchas veces se ve comprometido esto ante las excesivas vibraciones que producen los sismos. Las estructuras convencionales cuentan con cierta capacidad de disipar la energía la cual requiere de un alto detallado para que sea efectiva.

Actualmente existen diferentes alternativas, como es el caso de los sistemas de control sísmicos, los cuales absorben gran parte de la energía producida por el sismo y libera a los elementos estructurales en un alto porcentaje de la acción sísmica. Reduce asimismo las demandas sísmicas de las estructuras, reduciendo las dimensiones de los elementos y controlando los desplazamientos de este.

Para determinar el comportamiento y la respuesta de una estructura ante cargas dinámica, se aplica el concepto de energía de Housner. Se toma en cuenta la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de un grado de libertad, para la cual se integran las fuerzas multiplicadas por su desplazamiento en términos del tiempo para obtener la energía de cada uno, la ecuación de equilibrio dinámico se describe como:

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

Donde:

m = Masa

c = Coeficiente de amortiguamiento viscoso

f_s = Fuerza restauradora o coeficiente de rigidez

\ddot{u}_g = Desplazamiento por movimiento sísmico

u = Desplazamiento de la masa en relación con el suelo

\ddot{u}_t = Desplazamiento total de la masa

Aplicando la integración antes descrita se obtiene la ecuación de energía propuesta por Housner para un modelo de un grado de libertad, para la cual se definen las energías cinéticas de la masa, la disipada por amortiguamiento, la impuesta por cargas dinámicas y la de deformación elástica del sistema. La ecuación de balance obtenida se describe como:

$$E_K(t) + E_D(t) + E_{Ss}(t) + E_{Sp}(t) = E_I(t) \quad (2)$$

Donde:

$E_k(t)$ = Energía cinética de la masa

$E_D(t)$ = Energía disipadora por el amortiguamiento

$E_{Ss}(t)$ = Energía de deformación elástica del sistema no disipada

$E_{Sp}(t)$ = Energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica

$E_I(t)$ = Energía impuesta por cargas dinámicas

Cuando se emplean dispositivos especialmente diseñados para disipar o amortiguar energía, se incorpora un término que posibilita diferenciar la contribución de estos dispositivos en el equilibrio energético. Este término se denota como "Ep" y se calcula por medio del operador de integro-diferenciación representativo de la disipación de energía proporcionada por dispositivos adicionales. Dando como resultado la siguiente ecuación:

$$E_K(t) + E_D(t) + E_{Ss}(t) + E_{Sp}(t) + E_p(t) = E_I(t) \quad (3)$$

Tanto los métodos convencionales como los sistemas de control sísmico buscan aumentar la cantidad de energía disipada. Puesto que se encuentra en equilibrio esta fórmula, al aumentar la energía "Ep" disminuye la energía disipada por histéresis y la participación de los componentes estructurales es menor, el nivel de daño en la estructura se reduce y se concentra en los dispositivos adicionales, que son elementos totalmente identificados y fáciles de reemplazar. (Oviedo J y Pilar M, 2006)

2. Clasificación y tipos

Se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación. Asimismo, se pueden clasificar según el mecanismo de funcionamiento, los japoneses clasifican en cuatro categorías: Sistemas aislados de base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo.

A diferencia de la nomenclatura japonesa, los estadounidenses plantean tres categorías: Sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistema de control activo. Ellos incluyen el sistema de masa dentro del sistema de control pasivo o activo de energía. (Oviedo J y Pilar M, 2006)

Dentro de las clasificaciones generales mencionadas anteriormente se desenvuelven en diversos tipos, cada uno de estos tiene una alta gama de dispositivos con materiales que les generan propiedades específicas para controlar la respuesta sísmica de la estructura. En la Figura 19 se observa la clasificación más a detalle, según la norma ISO 2012.

Figura 19. Clasificación de sistemas de control sísmico

Passive control (P)	Seismic isolation (S)	Sliding or rolling mechanism (S)	Slide plate bearing (P)
			Sliding layers ¹ (L)
			Roller bearing (B)
			Others (E)
		Flexible elements (F)	Multi-layered elastomeric bearing (M)
			Flexible pile bearing (F)
	Energy dissipation (E)	Hysteretic type	Steel (S)
			Lead (L)
			Others (E)
		Friction type (R)	
		Fluid type (F)	Hydraulic type (H)
			Viscous type (V)
	Active mass effect (M)	Mass and spring type (M)	
			Pendulum type (P)
Vibration of liquid (L)			
Others (E)			
Others (E)			
Semi active control (S)	Damping control (D)	Variable damping system (V)	Hydraulic type (H)
		Others (E)	
	Stiffness control (S)	Variable stiffness system (V)	Brace type (B)
		Others (E)	
Active and hybrid control (A)	Additional mass effect (M)	Active mass damper (A)	
		Hybrid mass damper (H)	
		Others (E)	
	Force control (F)	Active tendon (T)	
		Others (E)	
		Others (E)	

* 1 Sliding layers consist of sand or clay soil layers to support a structure

Fuente: (ISO 3010, 2012)

3. Sistemas de control activo

Los sistemas activos son complejos, ya que requieren de una fuente externa para ser accionados, como la instalación de sensores para procesar y medir las variables de control, a fin de regular la respuesta del dispositivo en caso de ocurrencia de sismo. Usualmente, se colocan acelerómetros para medir las aceleraciones en puntos estratégicos de la estructura y para activar los mecanismos de control.

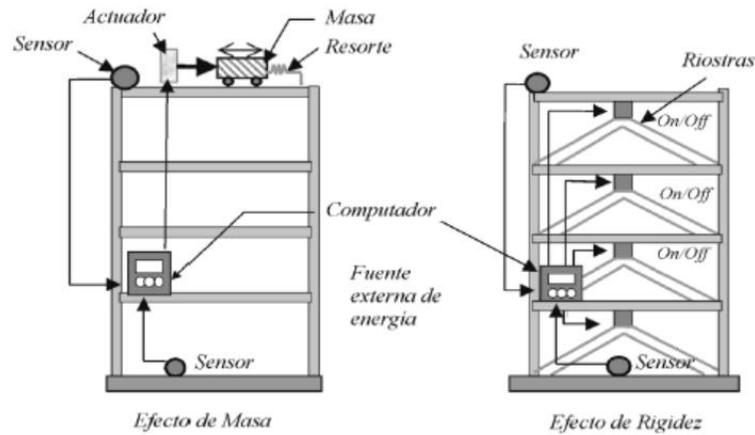
Su funcionamiento se basa en recibir información de las respuestas de la estructura (derivadas, rotaciones, etc.) a través de los sensores, los cuales calculan la fuerza necesaria para accionar los actuadores de control. Estos actuadores consisten en tendones activos, tirantes activos y sistemas amortiguadores de masa activos.

Un ejemplo de sistema activo son los amortiguadores de masa activa (llamados AMD por sus siglas en inglés: Active Mass Damper). Este sistema se basa en cuerpos de masa conocida que se ubican usualmente en el techo de la edificación. Según la lectura de los sensores que deben colocarse para medir la excitación sísmica, un actuador hará oscilar esta masa de manera de compensar las vibraciones inducidas por el sismo.

Estos sistemas incluyen un algoritmo y un procesador de información, por lo que se requiere de varias computadoras con una fuente de energía continua para su funcionamiento. Esto se presenta como una desventaja, ya que es complicado el suministrar energía constante a estos dispositivos, además que requieren de programas de mantenimiento cuidadosos.

Estos sistemas son utilizados en países como Japón, y se han comprobado casos en donde actúan mejor que los sistemas pasivos ante un evento sísmico. En la Figura 19, se logra observar el arreglo de estos, en dado caso tenga un efecto de masa o rigidez.

Figura 20. Representación sistema de control activo



Fuente: (Oviedo y Pilar, 2006)

4. Sistemas semiactivos

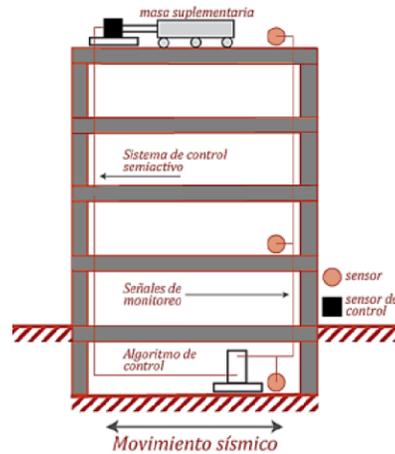
Esta tecnología es considerada como la evolución directa de la disipación de energía pasiva, tienen la ventaja que requieren de una menor fuente de energía que los dispositivos de control activo, lo que permite ser más favorable ante un evento sísmico ya que con la energía de una batería pueden funcionar. No imparten fuerzas al sistema estructural lo que no les permite desestabilizarlo. (Villafañe, 2010)

Estos sistemas si se instalan correctamente pueden presentar un rendimiento significativamente mejorado en comparación en comparación con los equivalentes pasivos y tienen el potencial de lograr o superar el rendimiento incluso de los sistemas completamente activos. (Nagarajaiah, 2009)

Algunos ejemplos de estos sistemas son los dispositivos de fluidos controlables, amortiguadores de fluidos con orificio variable. En general son sistemas basados en amortiguadores donde las condiciones de amortiguamiento pueden controlarse, ya que funcionan con fluidos de densidad o viscosidad variable. Los fluidos pueden ser de tipo electro-reológico (ER) o magneto-reológico (MR). En todo caso, se caracterizan porque pueden pasar de un estado de fluido viscoso lineal a uno semisólido, cuando se aplica una fuerza en un campo eléctrico o magnético. (Genatios., Lafuente, 2016).

La fuerza aplicada es regulada a través de un algoritmo de control y sensores integrados para caracterizar la excitación sísmica y la respuesta de la estructura. A continuación, en la Figura 20 se muestra la aplicación de estos en una estructura convencional.

Figura 21. Representación sistema de control semi activo



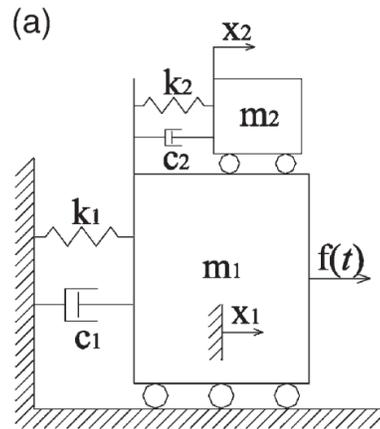
Fuente: (Genatios., Lafuente, 2016)

5. Sistemas de control pasivo

Estos sistemas se conocen como pasivos ya que no requieren de fuentes de energía externas para su funcionamiento a diferencia de los sistemas activos. Los dispositivos de control pasivo producen fuerzas en respuesta al movimiento de la estructura. La energía total en un sistema estructural controlado pasivamente, incluyendo los dispositivos pasivos, no aumenta por dichos dispositivos.

En la Figura 22 se puede observar el modelo de un sistema de control pasivo, el cual posee un oscilador resonante “Tuned Mass Damper”, el cual durante un evento sísmico comienza a vibrar de la misma manera que la estructura, absorbiendo gran parte de la energía inducida por el sismo.

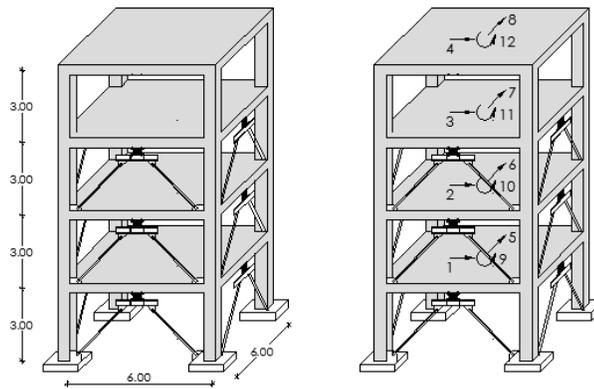
Figura 22. Representación de un sistema de control pasivo



Fuente: (RICCIARDELL et al., 2003)

Entre los principales dispositivos para el control pasivo se resaltan por su economía y funcionalidad los disipadores metálicos, histeréticos, basados en deformación plástica; especialmente los de acero que, debido a su homogeneidad, se convierten en un tipo de disipador de fácil caracterización mecánica. (Oviedo J y Pilar M, 2006)

Figura 23. Representación de un sistema de control pasivo



Fuente: (Aguilar et al., 2016)

Los sistemas de disipación pasiva aprovechan las propiedades y desempeño de los materiales empleados para su fabricación, para disipar la energía del sismo, con el objetivo de reducir las deformaciones plásticas en los elementos estructurales y, por lo tanto, disminuyen las posibilidades de los daños generales a la edificación.

Sin embargo, estos dispositivos al ser diseñados para absorber y concentrar la energía transmitida por los sismos sufren ciertos daños mayores, dependiendo de la intensidad del movimiento sísmico, debido a esto deben ser remplazados por nuevos elementos, aunque de los mayores beneficios es que su sustitución es más sencilla.

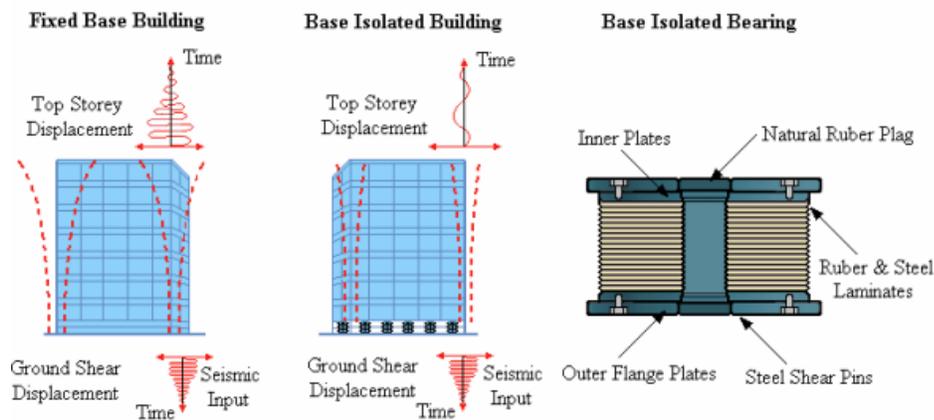
6. Clasificación de los sistemas pasivos

a. Aislamiento de base

Este tipo se enfoca en independizar la superestructura de la base, con el objetivo de que los dispositivos absorban la mayor parte de la energía impartida por el sismo. Además de eso hacen que las demandas de deformación lateral producidas por el terremoto se concentran en ellos, reduciendo así las demandas laterales en la estructura del edificio aislado.

Estos sistemas aumentan el periodo natural de la estructura, por medio del aporte de flexibilidad horizontal, lo cual reduce la rigidez de la estructura, en comparación de un sistema estructural con una base fija. De igual forma se reducen las derivas, por ende, disminuyendo el nivel de daño estructural.

Figura 24. Teoría del aislamiento de base



Fuente: (Marko, 2006)

Los sistemas de aislamiento de base además proveen resistencia a las fuerzas de viento y sistemas de amarre. Estos son adaptables a una gran variedad de estructuras, que sean de baja a mediana altura. A pesar de sus grandes beneficios, ante sismos con periodos abundantemente largos, no son capaces de proveer la suficiente flexibilidad para la disipación de la energía del sismo. (Marko, 2006)

Dentro de los distintos tipos de sistemas de aislamiento, se destacan los soportes o cojinetes elastoméricos y deslizantes. Debido a sus propiedades y comportamiento ambos tipos son los más empleados en edificios y puentes.

b. Disipadores de energía

Los sistemas de control pasivo con disipación de energía se clasifican en cuatro categorías: histeréticos, de fluidos, viscoelásticos y de fricción. Por lo general, se instalan en riostras diagonales dentro de los pórticos de la estructura o como complemento al sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la fundación y la plataforma de aislamiento.

Estos dispositivos tienen un enfoque distinto al de aislamiento de base, ya que estos no independizan la superestructura del suelo, sino que requieren que las fuerzas sísmicas se transmitan por toda la estructura para permitir que los dispositivos disipen esta ya sea por medio de calor o por la transferencia de energía entre modos de vibración.

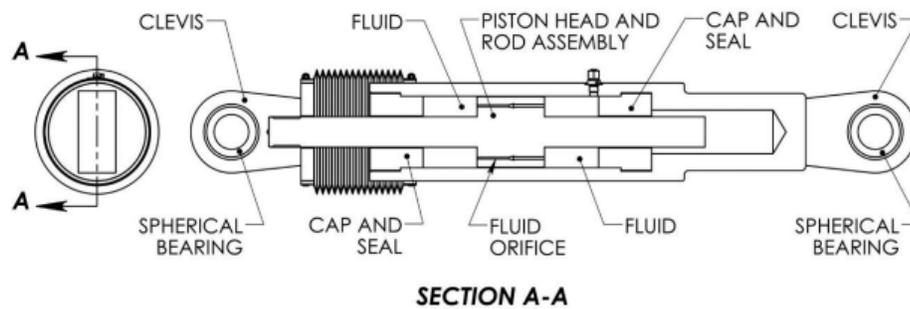
Un disipador de energía tiene el propósito de incrementar el amortiguamiento interno de la estructura, mediante amortiguadores suplementarios ubicados en sitios estratégicos. Estos dispositivos como se mencionó anteriormente absorben la energía impartida por el sismo y la disipan con el fin de reducir las demandas estructurales y prevenir los daños en los elementos estructurales primarios.

F. Disipadores de energía de fluido viscoso

1. Descripción

Existen diferentes sistemas de disipación de energía de manera pasiva como se mencionó anteriormente. Dentro de estos destaca por su eficiencia y alto desempeño el disipador de fluido viscoso, el cual funciona igual que un amortiguador de autos, con la diferencia que debe garantizar cero reemplazos durante la vida útil del edificio.

Figura 25. Amortiguador de fluido viscoso



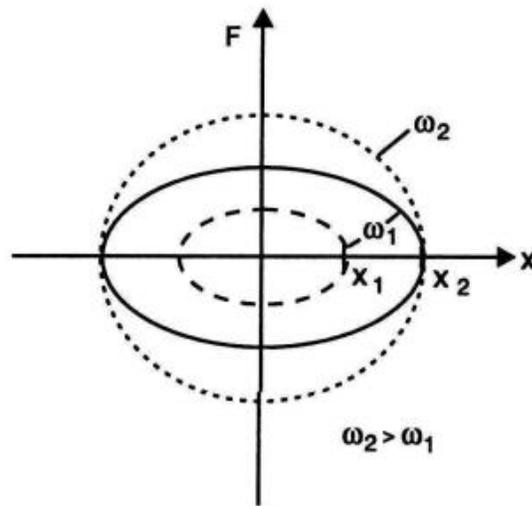
Fuente: (Berquist et al., 2019)

En la Figura 25 se puede observar la composición del dispositivo, el cual consiste en un pistón dentro de un cilindro lleno de un compuesto de silicona o aceite, en el que la energía es disipada mediante el movimiento del fluido viscoso dentro del cilindro. Al momento de un sismo, el pistón dentro se mueve, haciendo que el fluido se desplace por pequeños orificios hacia las esquinas donde hay una tapa y un sello que encapsula el fluido contra la presión estática y dinámica. (Berquist et al., 2019)

Por medio de este proceso el amortiguador de fluido viscoso absorbe gran parte de la energía inducida por el sismo y luego se disipa a los alrededores a través de cualquiera de los 3 modos de transferencia de calor definidos como conducción, convección y radiación

La respuesta del disipador está en función del comportamiento cíclico fuerza-desplazamiento del fluido viscoso dentro del dispositivo. Cabe mencionar que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad, la cual provee una respuesta que es inherentemente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura. (Castro y Sarmiento, 2009)

Figura 26. Respuesta idealizada de disipadores de fluido viscoso



Fuente: (Castro y Sarmiento, 2009)

Estos dispositivos son más eficientes en estructuras flexibles o esbeltas, las cuales tienden a ser las de mayor altura, usualmente las estructuras que sobrepasan los 10 niveles. Asimismo, es conveniente implementar estos en estructuras con sistemas de marcos resistentes a momento, combinados o duales.

2. Parámetros únicos de los disipadores de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso operan proporcionando resistencia solo cuando entra en movimiento la estructura. No agregan rigidez a una estructura y no soportan carga estática. El pistón dentro del cilindro tiene orificios diseñados específicamente que producen una relación optimizada de presión (fuerza) que varía con la velocidad. A medida

que aumenta la velocidad, aumenta la fuerza de resistencia producida. Esta relación se caracteriza típicamente mediante la siguiente ecuación:

$$F = C * V^\alpha \quad (4)$$

Donde:

F = Fuerza de amortiguamiento

C = Coeficiente de amortiguamiento

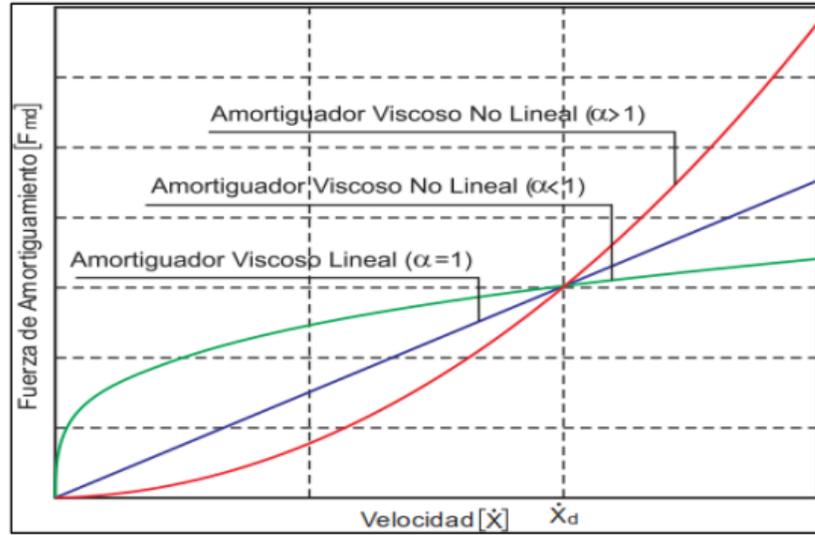
V = Velocidad del fluido

α = Exponente de velocidad o no linealidad

El exponente de velocidad Alpha determina la linealidad de la fuerza de respuesta del amortiguamiento. La exponente típicamente varía entre 0.2 y 2.0, dependiendo de su aplicación específica. Para aplicaciones sísmicas se emplean valores entre 0.3 y 0.5, ya que estos ofrecen un amortiguamiento más eficiente.

En la figura se puede observar la relación entre la fuerza y velocidad del disipador viscoso, la cual depende del exponente Alpha, la cual define el comportamiento de este. Tiene un comportamiento lineal cuando este exponente es igual a 1, mientras que cuando es distinto tiene un comportamiento no lineal. Se busca que el exponente sea menor a 1 y ser no lineal ya que pueden desarrollar una mayor fuerza de amortiguamiento para pequeñas velocidades relativas, lo que indica una mayor eficiencia en la disipación de energía.

Figura 27. Relación Fuerza-velocidad de los disipadores



Fuente: (Berquist et al., 2019)

A continuación, se describen los parámetros principales de los disipadores de energía de fluido viscoso, definidos a partir de su comportamiento.

a. Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo se define como el valor equivalente al amortiguamiento viscoso correspondiente a la energía disipada en un ciclo de respuesta, dejando de lado el amortiguamiento por parte de los elementos estructurales. Para determinar el valor de este se emplea el despeje de su variable en la siguiente ecuación definida por el FEMA:

$$\beta_{md} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{inh})}{2.31 - 0.41 (\beta_{eff})} \quad (5)$$

Donde:

β_{md} = Coeficiente de reducción por amortiguamiento

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo

β_{inh} = Amortiguamiento inherente (5%)

Mientras que el coeficiente de reducción por amortiguamiento esta dado por la relación de desplazamiento máximo y desplazamiento objetivo inelástico. Este desplazamiento esta dado por el manual técnico del departamento de seguridad de Estado unidos (Hazus). A continuación, se presenta un cuadro con los valores de distorsión para un sistema de marcos a momento de concreto reforzado:

Cuadro No.3 - Derivas límites para pórticos de concreto según estado de daño y altura

Building Properties			Interstory Drift at			
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State			
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete
CIL	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
CIM	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
CIH	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300

Fuente: (Hazus, 2013)

La ecuación que define el coeficiente de reducción por amortiguamiento se define a continuación por la siguiente relación:

$$\beta_{md} = \Delta / \Delta_{obj} \quad (6)$$

Donde:

Δ_{obj} = Deriva objetiva de acuerdo con HAZUS

Δ = Deriva máxima de la estructura

A partir de las ecuaciones anteriores se puede definir el porcentaje de amortiguamiento que induce los dispositivos disipadores de energía de fluido viscoso en la estructura, despreciando el amortiguamiento inherente de la misma. A continuación, se denota la ecuación que define el amortiguamiento viscoso:

$$\beta_v = \beta_{eff} - \beta_{inh} \quad (7)$$

b. Coeficiente de amortiguamiento

Se puede obtener el coeficiente de amortiguamiento de una estructura en base a su amortiguamiento viscoso. El amortiguamiento viscoso se puede definir por medio de la relación entre la energía o trabajo que realiza un dispositivo en un ciclo completo correspondiente a los desplazamientos del piso, con respecto a la energía de deformación máxima en el marco. Esta relación puede variar dependiendo del comportamiento del dispositivo, ya sea si este es lineal o no lineal, a continuación, se presenta la ecuación que define el amortiguamiento viscoso para un dispositivo lineal:

$$\beta_v = \frac{\sum W_j}{4\pi \sum W_k} \quad (8)$$

Donde:

W_j = Energía de los dispositivos

W_k = Energía de deformación máxima

La ecuación anterior se puede ampliar desarrollando las variables que componen la energía de los dispositivos y la energía cinética del marco, esta nueva ecuación se presenta como:

$$\beta_v = \frac{T \sum C_j \phi_{rj}^2 \cos^2(\theta_j)}{4\pi \sum m_k \phi_k^2} \rightarrow \sum C_j = \frac{\beta_v (4\pi \sum m_k \phi_k^2)}{T \sum \phi_{rj}^2 \cos^2(\theta_j)} \quad (9)$$

Donde:

T = Periodo

C_j = Coeficiente de amortiguamiento del disipador

ϕ_{rj} = Desplazamiento relativo entre ambos extremos

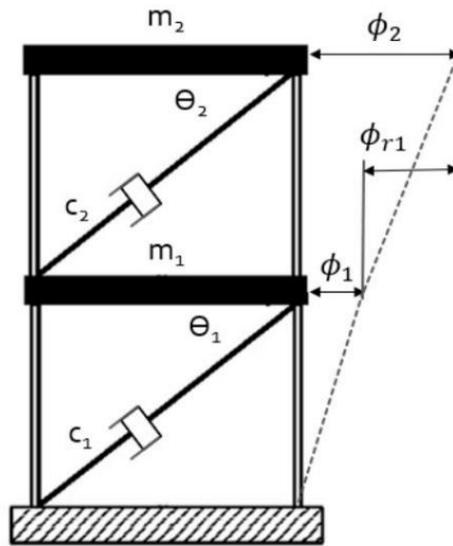
m_k = Masa del piso k

ϕ_k = Desplazamiento modal en el nivel k

θ_j = Ángulo de inclinación del disipador

Cada una de las variables anteriormente descritas se pueden observar representadas en la Figura 28.

Figura 28. Sistema de 2 grados de libertad idealizado con disipadores en diagonal



Fuente: (Berquist et al., 2019)

Para el caso de un disipador no lineal se desarrolla de manera distinta la ecuación de amortiguamiento efectivo. El FEMA 273 define la siguiente expresión para la determinación del amortiguamiento viscoso para el caso no lineal donde el exponente Alpha es distinto a 1.

$$\beta_v = \frac{\sum \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha}(\theta_j)}{2\pi A^{1-\alpha} w^{2-\alpha} \sum m_k \phi_k^2} \rightarrow \sum C_j = \frac{\beta_v (2\pi A^{1-\alpha} w^{2-\alpha} \sum m_k \phi_k^2)}{\lambda \sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha}(\theta_j)} \quad (10)$$

Donde:

$\lambda = \text{Parámetro alpha}$

$A = \text{Amplitud de desplazamiento del modo fundamental}$

$\omega = \text{Frecuencia angular}$

c. Coeficiente de rigidez

Todos los dispositivos de disipación de energía cuentan con un brazo metálico rígido por los cuales se conectan a la estructura. La rigidez axial “k” del brazo metálico es un parámetro importante para el análisis y modelamiento de los dispositivos de disipación de energía de fluido viscoso. Se puede determinar la rigidez para los disipadores, por medio de la ecuación de maxwell, la cual está dada a partir de las propiedades geométricas y del perfil de acero a emplear.

$$K = \frac{EA}{L} \quad (11)$$

Donde:

$E = \text{Módulo de elasticidad del acero}$

$A = \text{Área del perfil de acero}$

$L = \text{Longitud del brazo metalico}$

3. Configuración de montaje de los disipadores

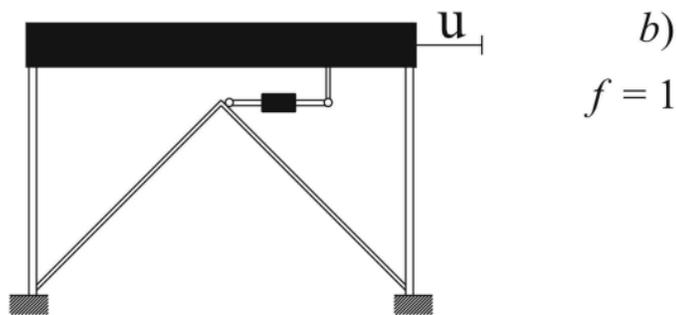
Estos sistemas tienen la cualidad que se aplican a múltiples niveles de la estructura, dando una amortiguación distribuida, el cual captura y absorbe la energía en su origen en toda la estructura, en lugar de aplicar la amortiguación en un sistema secundario. Se busca ubicar estos dispositivos en los marcos donde se genere mayores desplazamientos

relativos. La ubicación óptima de estas se encuentra por medio de un proceso iterativo, entre los arreglos o configuraciones más comunes se encuentran los siguientes:

a. Arreglo Chevron

En esta configuración los amortiguadores se colocan de manera horizontal y conectados a un marco casi rígido con el piso al que está conectado. Este por su posición absorbe gran parte de las fuerzas horizontales de manera directa, aunque una pequeña cantidad de movimiento puede perderse debido a las limitaciones de la rigidez alcanzable de un marco de chevron económico. A pesar de esto siguen siendo los más eficientes por su arreglo.

Figura 29. Configuración de riostra Chevron

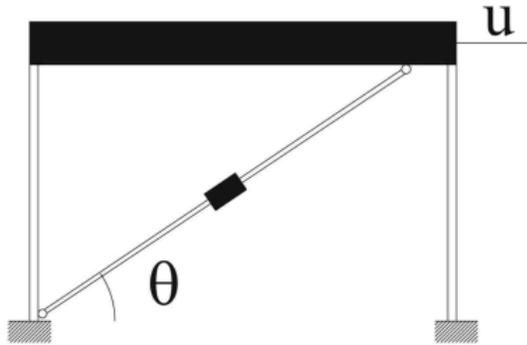


Fuente: (M. Di Paola y G. Navarra, 2008)

b. Arreglo en diagonal

Esta configuración es la más simple de todas, en la que une el dissipador con un solo brazo metálico dentro del marco. El movimiento horizontal de la estructura solo permite que un componente angular de la deflexión total ingrese al amortiguador, pero luego lleva este movimiento directamente al siguiente piso, a través de un elemento resistente a la tensión y compresión.

Figura 30. Configuración diagonal



$$a) \\ f = \cos(\theta)$$

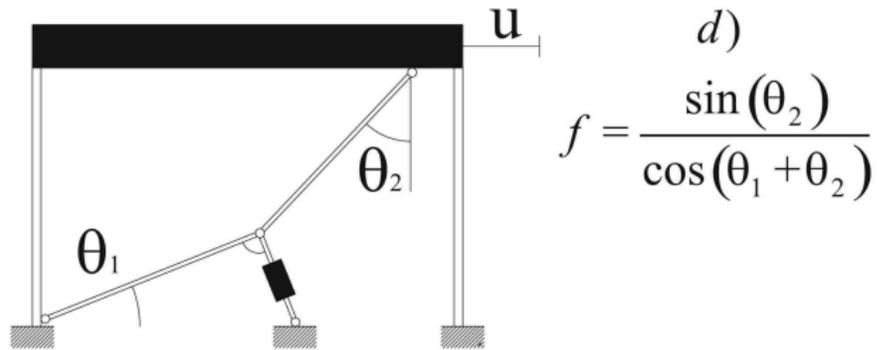
Fuente: (M. Di Paola y G. Navarra, 2008)

c. Abrazadera de palanca superior e inferior

Este tipo de configuración es bastante novedosa y requiere de alto detallado por parte de los fabricantes. Estas abrazaderas pueden utilizarse como mecanismo para amplificar las deflexiones en el amortiguador en situaciones de deflexión pequeña o en estructuras rígidas, creando un sistema de amortiguación más eficiente. Los marcos de palanca utilizan la teoría de un mecanismo de soporte doblado para capturar las deflexiones en un plano y traducirlas a otro plano, proporcionando así una amortiguación muy eficiente.

Estos requieren de un diseño y fabricación personalizada para trabajar de manera eficiente, se divide principalmente en dos tipos, el primero como se aprecia en la Figura 31, el disipador está conectado a la parte inferior del marco, mientras que en la Figura 32 se conecta a la parte superior del mismo.

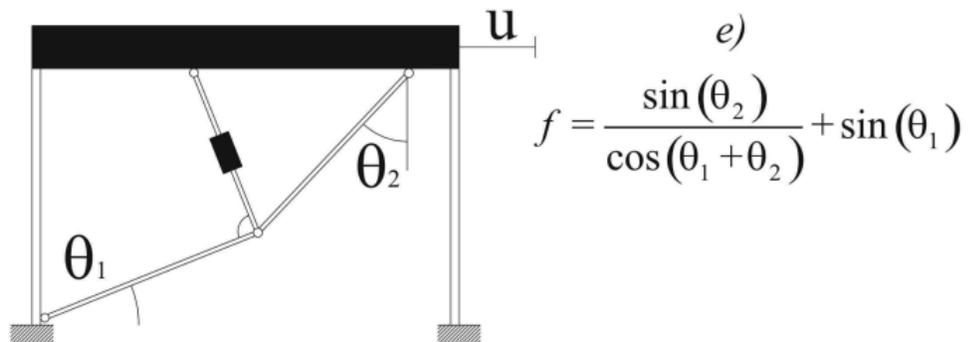
Figura 31. Configuración de palanca inferior



Fuente: (M. Di Paola y G. Navarra, 2008)

A partir de la configuración de los disipadores se puede obtener un factor de magnificación f como se observa en las figuras. Este factor provee la componente de la fuerza horizontal inducida por el sismo que llega a los dispositivos de fluido viscoso.

Figura 32. Configuración de palanca superior



Fuente: (M. Di Paola y G. Navarra, 2008)

V. METODOLOGÍA

A. Criterios de diseño sísmico

1. Marco de referencia

Con el objetivo de determinar la influencia de los amortiguadores viscosos ante cargas sísmicas en las estructuras se analizó un edificio convencional ubicado en la zona 10 de la ciudad de Guatemala con y sin dichos dispositivos. El edificio en cuestión se realizó tomando en consideración las normas y códigos de AGIES-NSE-2018 y el ACI 318-14. Se emplearon de igual forma las mismas normas y códigos anteriores en el análisis del modelo con los amortiguadores, únicamente que en adición a esas normas anteriores se empleó uso del FEMA 274 y el ASCE 7-16 para efectuar el diseño.

Las estructuras se contrastarán en base a las especificaciones del ASCE 7-16, tomando en cuenta las condiciones del sitio ya determinado, que para este caso será en la zona 10 de la ciudad de Guatemala. Con el fin de determinar la influencia que tienen los amortiguadores y si realmente son beneficiosos para el comportamiento dinámico de la edificación.

Los amortiguadores serán estudiados en base a aspectos como el desplazamiento lateral, derivas de piso, periodos y aceleraciones. Se determinan las propiedades necesarias de estos dispositivos en base a la configuración de montaje y los aspectos mencionados anteriormente, asimismo se selecciona a partir de modelos existentes en el catálogo de Taylor Devices, el que mejor se adecue al caso de estudio

2. Configuración estructural

La estructura analizada consta de un edificio de marcos especiales a momento de ocho pisos sobre el nivel del suelo, sobre un terreno de 35.4x32.8m destinado al uso de parqueos. La altura total de este es de 26.4m, con una distancia constante de 3.3m entre cada piso. Cada uno de los elementos estructurales principales es de concreto reforzado con una resistencia de 4000psi, con un módulo de elasticidad de 25GPa y un coeficiente de Poisson de 0.2, asumiendo que el mismo presentara fisuras. El refuerzo de acero en cuestión para todos los elementos será de grado 60, el cual posee una resistencia de 60ksi.

Figura 33. Planta típica arquitectónica de parqueos

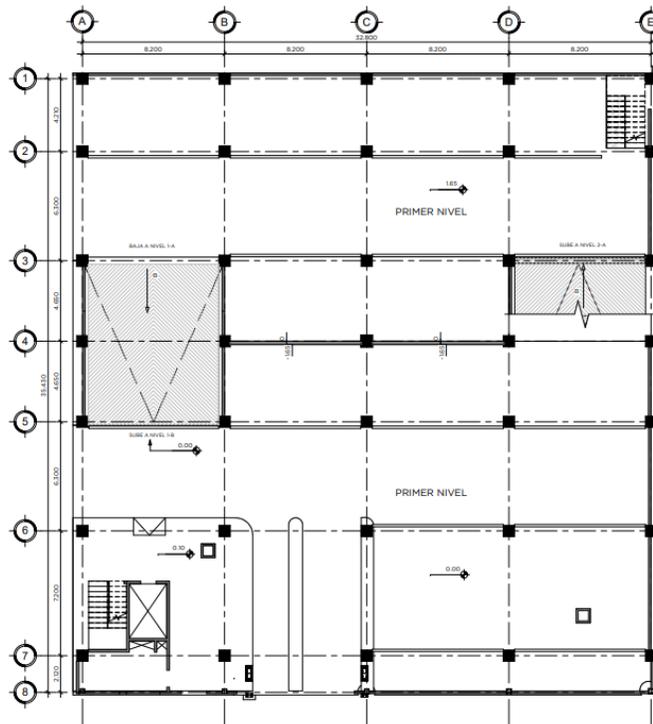


Figura 34. Planta típica de parqueo (ETABS)

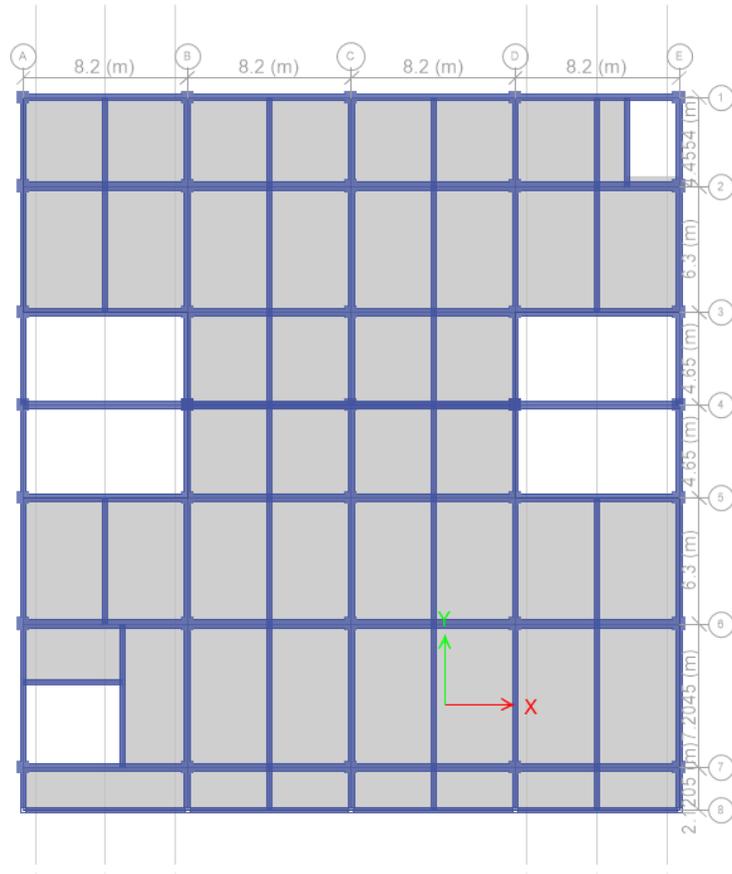
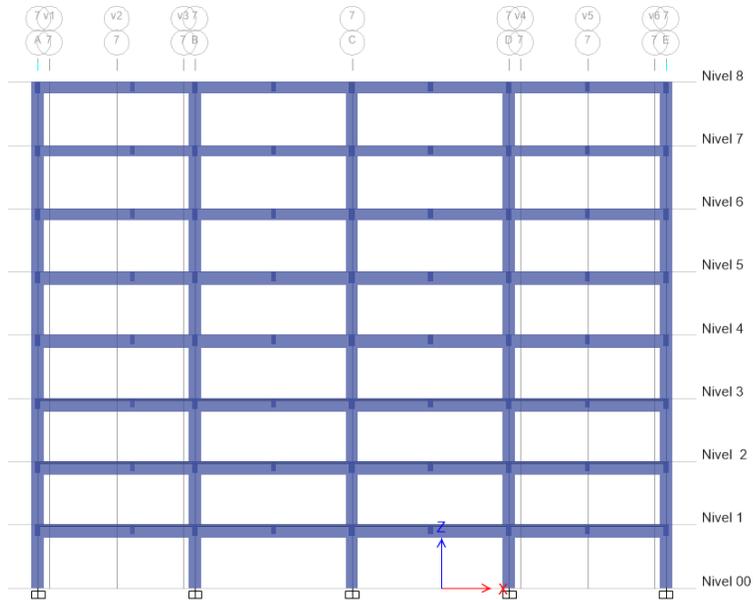


Figura 35. Elevación frontal del edificio (ETABS)



De acuerdo con la norma AGIES NSE-1, se clasifica la siguiente estructura como obra importante, tanto por función y carga de ocupación, dado que dentro de este edificio de parqueos se puede llegar a albergar a más de 300 personas, debido a su gran altura y área. En base a la clase de obra y el índice de sismicidad se determinó un nivel de protección sísmica D y una probabilidad de exceder un sismo de diseño de 5% en 50 años, esto según el Cuadro 4 establecida por AGIES.

Cuadro No.4 - Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.

INDICE DE SISMICIDAD I_o	CLASE DE OBRA				TABLA 4.2.2.1 NIVEL MÍNIMO DE PROTECCION SISMICA Y PROBABILIDAD DEL SISMO DE DISEÑO
	ESENCIAL	IMPORTANTE	ORDINARIA	UTILITARIA	
4	E	D	D	C	
3	D	C	C	B	
2	C	B	B	A	
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5 % en 50 años	5 % en 50 años	10 % en 50 años	No Aplica	

El ASCE 7-16 establece una clasificación de edificios y estructuras en base al grado de riesgo para la vida, la salud y el bienestar humano asociados con su daño o falla por la naturaleza de su ocupación o uso. Con base en esta categorización se recomienda un factor de importancia por cada categoría. Este depende del periodo de retorno elegido para el requisito de no colapso, cuya probabilidad de excedencia contempla un periodo de 50 años. Este factor influye en la calibración del coeficiente sísmico y otras características de evaluación en cuanto al diseño.

Cuadro No.5 - Factor de importancia según código ASCE 7-16

Categoría de riesgo	Uso u ocupación de los edificios o estructuras	Factor de importancia I_e
I	Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de un evento de falla	1.00
II	Todos los edificios o estructuras, con excepción de los enumerados en las categorías de riesgo I, III y IV	1.00
III	Edificios y otras estructuras cuyo fallo podría representar un riesgo sustancial para la vida humana, excluyendo los edificios en la categoría IV	1.25
IV	podría representar un peligro catastrófico y sustancial para la comunidad, ya que contienen suficiente material tóxico o explosivo para afectar la vida humana	1.50
-	Edificios aislados sísmicamente	1.00

De igual forma el NSE 3 define las tipologías estructurales existentes para cada estructura o edificio, Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificarán independientemente, en cada dirección de análisis, en una de seis posibles familias E1 a E6. (AGIES, 2018)

Para el caso de la estructura estudiada se determina que es de tipología E1, específicamente una estructura de marcos resistentes a momento de concreto reforzado con ductilidad alta. Los valores de los factores sísmicos de diseño, así como el límite de altura para dicha estructura se presentan en la tabla 1.6.14-1 de la misma norma NSE 3.

3. Cargas gravitacionales

a. Cargas muertas

La estructura previamente especificada cuenta con cargas impuestas y cargas propias de la estructura, como es el caso de la carga muerta, estas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción, tanto por elementos estructurales como no estructurales. Las cargas asignadas a la estructura analizada cumplen con los mínimos establecidos en el anexo B de la norma AGIES NSE 2.

Cuadro No.6 - Cargas muertas impuestas a la estructura

Carga muerta	
Techo	150 kg/m ²
Entrepiso	150 kg/m ²

b. Cargas vivas

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. Son tipo de cargas no fijas, usualmente transitorias con distribución cambiante. De igual manera se establecen valores estándar para cada tipo de ocupación en la tabla 3.7.1-1 de la

norma AGIES NSE 2. Para el caso de estudio se establecieron las cargas vivas descritas en el Cuadro 7, de acuerdo con lo establecido en la norma.

Cuadro No.7 - Cargas vivas impuestas a la estructura

Carga viva		
Techo	250	kgf/m ²
Entrepiso	250	kgf/m ²
Rampa de vehiculos	500	kgf/m ²

4. Aspectos sísmicos del sitio

a. Sismicidad

La configuración tectónica, la geología y la sismicidad son factores que determinan la severidad esperada de un sismo. Para fines de diseño, la sismicidad de un sitio se basa en la evaluación de peligro sísmico, usualmente representado en mapas de zonificación, que se dividen en zonas de macrozonas de amenazas sísmica. Los valores de estos son obtenidos a partir de registros históricos y datos geológicos, que además son ajustados para proveer criterios de diseño consistentes. En la Figura 9 se muestra el mapa de zonificación para Guatemala, en el cual se distinguen las zonas en base a su "índice de sismicidad I_0 ", cuyo valor varía entre 2 y 4.

b. Parámetros de diseño

En base a la ubicación del edificio de estudio, se determinan los parámetros sísmicos del sitio, a través de un estudio de suelo y el listado de amenaza sísmica estipulado en la norma NSE2. Como resultado de lo anterior se obtuvieron los siguientes parámetros:

Cuadro No.8 - Parámetros sísmicos de diseño

Ubicación	Ciudad de Guatemala
Índice de sismicidad	4
Clase de sitio	D
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	5% en 50 años
Ordenada espectral de periodo corto (Sc_r)	1.5
Ordenada espectral de periodo de 1 seg ($S1_r$)	0.55
TL	3.26

c. Ajuste de parámetros por clase de sitio

El capítulo 4.5.2 del NSE 2 establece que se debe realizar un ajuste de las ordenadas espectrales con base en la clase de sitio, las cuales deben estar en función de las siguientes ecuaciones:

$$Sc_s = Sc_r * Fa \quad (12)$$

$$S1_s = S1_r * Fv \quad (13)$$

Donde:

Sc_s = la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para un periodo de vibración corto.

$S1_s$ = La ordenada espectral correspondiente a periodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento nominal de 5 % del crítico.

Fa = El coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos

Fv = El coeficiente de sitio para periodos largos

Cuadro No.9 - Valores por ajuste de sitio de la estructura

Fa	1.000	-
Fv	1.700	-
Sc_s	1.50	g
$S1_s$	0.935	g

d. Ajuste por intensidades sísmicas especiales

En ciertos casos las ordenadas espectrales deberán ser adicionalmente ajustadas por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. En el capítulo 4.7 de la norma se establecen las condiciones para cuando se aplica estos factores. A través de lo estipulado en el capítulo 4.5.3 se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (14)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (15)$$

Donde:

N_a y N_v son los factores que aplican por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la Sección 4.6. del NSE 2

Cuadro No.10 - Valores en base a ajuste por intensidades sísmicas

Na	1.00	-
Nv	1.00	-
Scs	1.50	g
S1s	0.935	g

e. Periodo de vibración de transición

Para generar el espectro de diseño es necesario el definir los periodos de vibración para delimitar las secciones en las que se compone el espectro de diseño, a continuación, se muestran las ecuaciones para estos periodos:

$$T_s = S_{1s} / S_{cs} \quad (16)$$

- Período T_s que separa los períodos cortos de los largos

$$T_0 = 0.2 * T_s \quad (17)$$

- Período T_0 que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro

f. Calibración de los parámetros sísmicos para diseño

Los parámetros del espectro se calibran en función de la probabilidad de ser excedido. En la norma ASCE 7-16, el espectro de diseño se maneja como un sismo ordinario que tiene 10% de probabilidad nominal de excedencia en 50 años, por lo que se multiplica siempre los valores de los mapas de zonificación por 2/3. Cuando la clase de obra considerada en la norma modelo requiere reducir la probabilidad de excedencia de 10% a 5%, se requiere multiplicar por un factor de importancia, los cuales se estipulan en el Cuadro 5.

En la norma NSE no se emplean estos factores de importancia sino factores probabilísticos K_d explícitos. El concepto básico es el mismo para ambas normas, se expresan los valores posibles del factor K_d en el siguiente cuadro:

Cuadro No.11 - Factores de escala K_d

FACTORES DE ESCALA			TABLA 4.5.5.a FACTORES DE ESCALA
TIPO DE SISMO	PROBABILIDAD	FACTOR K_d	
ORDINARIO	10 % DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.66	
SEVERO	05% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.80	
EXTREMO	02% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	1.00	
MINIMO	CONDICION DE EXCEPCION	0.55	

Una vez establecido el valor K_d se calibran los parámetros anteriores según las siguientes ecuaciones:

$$S_{cd} = S_{cs} * K_d \quad (18)$$

$$S_{1d} = S_{1s} * K_d \quad (19)$$

Para esta estructura se definió un factor $K_d=0.80$, a través de los parámetros de diseño establecidos, dando como resultado los siguientes valores:

Cuadro No.12 - Valores calibrados del espectro sísmico

Scd	1.20	g
S1d	0.748	g

g. Componente vertical del sismo de diseño

El sismo posee una componente horizontal como vertical, las componentes verticales en la región de Guatemala fácilmente exceden 50 por ciento de la componente horizontal, aunque afortunadamente ambas no son simultaneas. Este componente está dado por la siguiente ecuación:

$$S_{vd} = 0.20 * S_{cd} \quad (20)$$

h. Espectro de diseño

Los espectros de diseño marcan el final de los estudios de peligrosidad sísmica y el inicio del análisis de respuesta de la estructura. Estos son en general normalizados por la aceleración máxima y se presentan como el punto de partida para el cálculo de las fuerzas de diseño y la estimación de deformaciones laterales. Se considera un amortiguamiento inherente crítico del 5% para generar el espectro del edificio convencional, ya que se asume que los marcos especiales sufrirán daños controlados y agrietamiento en el concreto. Para estructuras con sistemas de control sísmico es recomendable reducir el amortiguamiento a un 3%.

Para generar el espectro de diseño probable según el NSE2 se requiere cada uno de las ordenadas espectrales de diseño y los periodos de transición anteriormente descritos y definidos, las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier periodo de vibración que conforman el espectro de diseño genérico del sitio, se definen con las siguientes expresiones:

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0 \quad (21)$$

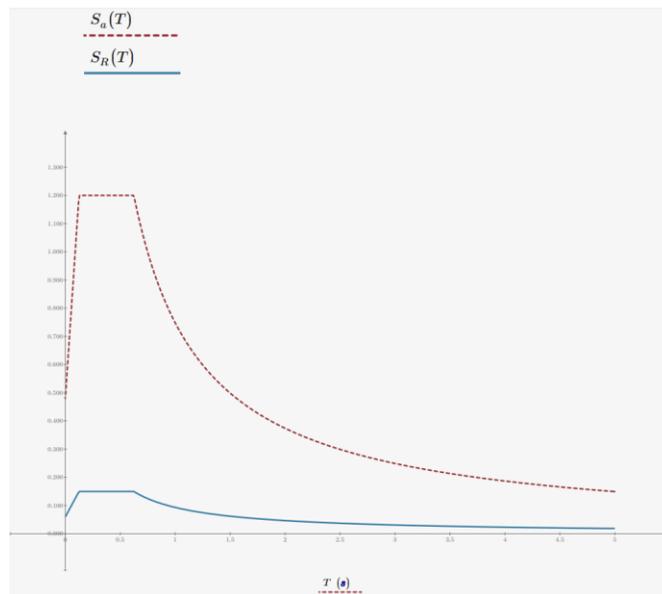
$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s \quad (22)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T_s < T < T_L \quad (23)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_L \quad \text{cuando } T \geq T_L \quad (24)$$

A través de lo definido anteriormente se establece el espectro de respuesta correspondiente al sitio, como se puede observar en la Figura 36. Este espectro se empleó para analizar el edificio sin amortiguadores viscosos, con el amortiguamiento inherente de 5%.

Figura 36. Espectro de pseudo aceleración según NSE 2018



En la imagen además se muestra el espectro reducido $S_R(T)$, el cual está en función de un factor de Modificación de respuesta sísmica (R), el cual como se menciona en la norma NSE3 se determina a partir del sistema estructural, el espectro de respuesta reducido se

obtiene al dividir el mismo dentro de este factor R, el cual para marcos especiales a momento de ductilidad alta tiene un valor de 8.

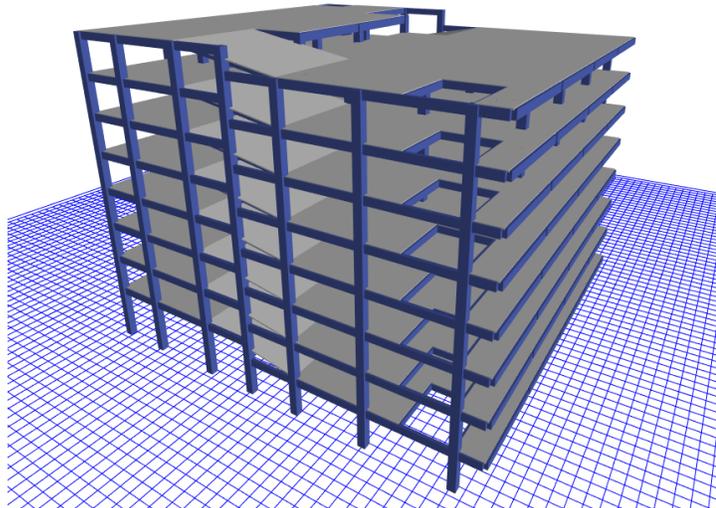
5. Modelado de la estructura en ETABS

Se realizó el modelado del edificio por medio del programa informático ETABS V20.3.0, en donde se evaluaron los dos casos de la estructura, con y sin amortiguadores viscosos. Ambos modelos se configuraron para realizar un análisis modal espectral, sin embargo, para el caso del modelo con dispositivos de amortiguación se realizará un análisis de tiempo historia, puesto que estos son mejor evaluados al realizar un análisis no lineal. A través de ese análisis se evalúan las propiedades de la estructura y de los dispositivos en un rango plástico.

Se decidió por este programa, ya que tiene una interfaz más interactiva para el usuario, además que es bastante completo para el análisis estructural, puesto que contempla varias herramientas para el dimensionamiento correcto de todos los elementos estructurales que componen la estructura. Asimismo, por la facilidad que este presenta para modelar los dispositivos de control sísmico, como el caso de los amortiguadores. Cabe mencionar el amplio tipo de análisis que se puede realizar a partir de este. A continuación, se presentan algunos parámetros que se tomaron en cuenta para la esquematización de los modelos.

- Se consideraron todos los apoyos completamente empotrados en la base.
- Se emplearon tres geometrías distintas de vigas a través del pre-dimensionamiento de los elementos, para vigas principales y secundarias.
- Los elementos de columna y vigas están conectados mediante un diafragma completamente rígido.
- Se consideró el agrietamiento en cada tipo de elemento, así como los modificadores por torsión, estableciendo como 10% de la rigidez torsional de la sección agrietada.

Figura 37. Modelo 3D en ETABS



B. Análisis estructural previo del edificio

Este análisis fue previamente efectuado, tomando en cuenta que el caso de estudio es el de un edificio existente. Se realizó con base en la metodología de la norma AGIES-NSE (2018), tomando en cuenta su tipología estructural y las propiedades del suelo según un estudio de suelos realizado. A partir de cada uno de los parámetros sísmicos y de la configuración estructural se empleó un análisis y diseño de la estructura, el cual sirvió para comparar la efectividad y el impacto que tienen los dispositivos de amortiguamiento viscoso en las estructuras.

Se empleó el diseño de todos los elementos estructurales con base en lo estipulado en el código ACI 318S-14. Se realizaron los diferentes chequeos necesarios en función del tipo de elemento. Se empleó un análisis por resistencia y deflexiones de los elementos. Asimismo, se verificaron que tanto las derivas como los desplazamientos sean aceptables con lo estipulado en las normas NSE

1. Método de análisis

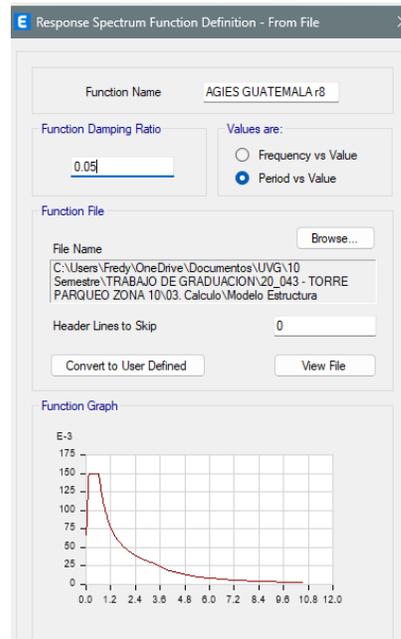
Para el análisis previo del edificio en cuestión se utilizó el método modal espectral. Este método es conveniente para el diseño sísmico de estructuras dado que toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta sísmica. Además, el método se basa en la descomposición de la respuesta sísmica en una suma de respuestas modales, lo que permite calcular las fuerzas sísmicas en una estructura y diseñarla para resistir los efectos de un sismo. El método modal espectral se desarrolla teóricamente según un tipo de análisis modal que utiliza la respuesta de la estructura a un conjunto de modos de vibración discretos.

El objetivo de este es determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en tres dimensiones y los respectivos períodos de vibración. Para lograr una aceptable evaluación de los períodos de vibración de la estructura se debe tomar en cuenta las directrices de modelación y cálculo de rigideces estipuladas por las NSE.

Este análisis es bastante conveniente dado que permite conocer los modos de vibración de la estructura que movilizan el mayor porcentaje de masa y los periodos fundamentales de la misma de manera sencilla a través del espectro de respuesta del sitio, estos son necesarios para conocer el comportamiento del edificio ante las fuerzas sísmicas y poder diseñar la estructura para resistir estas. Además, que son necesarios para determinar las propiedades de amortiguamiento de los dispositivos.

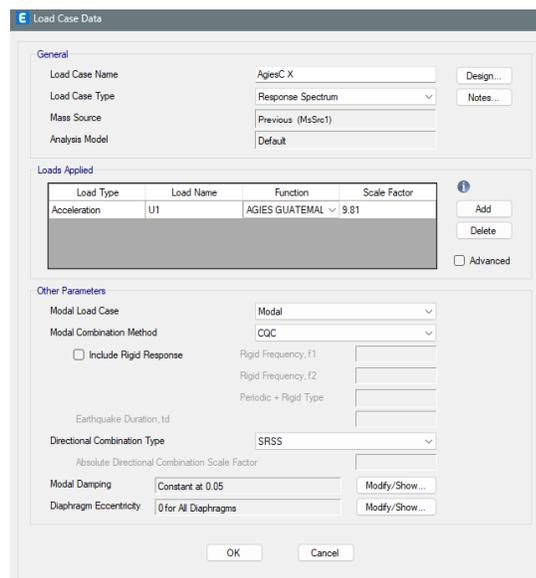
Para realizar este se introdujo el espectro de respuesta sísmico de diseño establecido anteriormente en ETABS, por medio de la herramienta representada en la Figura 38.

Figura 38. Función de espectro de respuesta



Lo siguiente fue definir el caso de carga, el cual está en base al espectro de respuesta introducido, se utilizó el “Método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC)” para la combinación de los distintos modos y el “Método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)” para la combinación direccional de los resultados del análisis modal.

Figura 39. Caso de carga del espectro de respuesta (ETABS)



2. Dimensiones de los elementos estructurales

Como se mencionó anteriormente el cálculo de los elementos fue previamente efectuado a partir de la metodología establecida en el código ACI 318s-14. Se verificó el comportamiento de los elementos por medio de un análisis de resistencia y de deflexiones, chequeando la capacidad de los elementos ante esfuerzos a flexión, compresión y torsión.

Se definieron secciones similares, tomando como referencia el más crítico de los elementos, esto con el fin de mantener una estructura lo más simétrica posible. Asimismo, se definió el refuerzo para cada elemento por piso por medio de los datos obtenidos en el programa de modelado estructural ETABS. A continuación, se describe un resumen del procedimiento y consideraciones para el diseño de cada elemento, con las secciones finales.

El edificio de concreto se diseñó por el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), el cual establece que todos sus elementos estructurales deben poseer tal resistencia que soporte los efectos de las combinaciones estipuladas en la normativa NSE2 de AGIES, las cuales se definieron de la siguiente manera:

$$1.4M \quad (25)$$

$$1.2M + 1.6V + 0.5Vt \quad (26)$$

$$1.2M + V + 1.6Vt \quad (27)$$

$$1.2M + V + Svd \pm Shd \quad (28)$$

$$0.9M - Svd \pm Shd \quad (29)$$

Donde:

M: Carga muerta

V: Carga viva

Vt: Carga viva de techo

Svd: Componente vertical del sismo

Shd: Componente horizontal del sismo

A continuación, se presenta un resumen de los elementos estructurales ya estipulados por el previo análisis, el cual se verifico en base a lo establecido en el código ACI y las normativas NSE de AGIES:

a. Vigas principales

Se presenta el resultado del diseño de las vigas principales previamente efectuado. Se hizo referencia al diseño de estos elementos para marcos especiales resistentes a momento con las consideraciones sísmicas.

A continuación, se presenta un resumen del refuerzo y armado de las vigas principales determinado según el método de diseño por factores de carga y resistencia:

Cuadro No.13 - Resumen general del armado de vigas principales

Código de Viga	Dimensiones		Ubicación	Acero longitudinal						Estribos	Separación (m)	
				As-		As+		As-			No.	Z. confinamiento
	h (m)	b (m)		Cant	No.	Cant	No.	Cant	No.			
VP-1	0.6	0.3	Sup	2	6	2	6	2	6	4	0.10	0.30
			Inf	2	6	2	6	2	6			
VP-1	0.7	0.4	Sup	2	8	2	8	2	8	4	0.10	0.30
			Inf	2	8	2	8	2	8			

Figura 40. Detalle viga principal VP-1

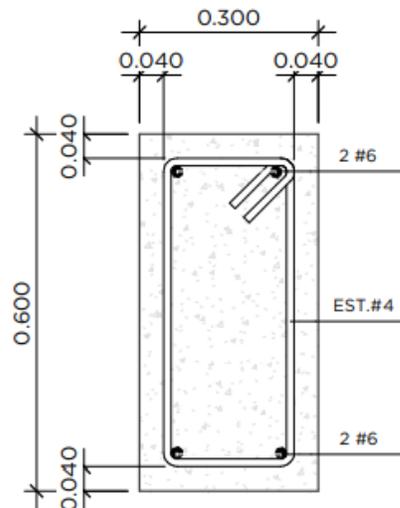
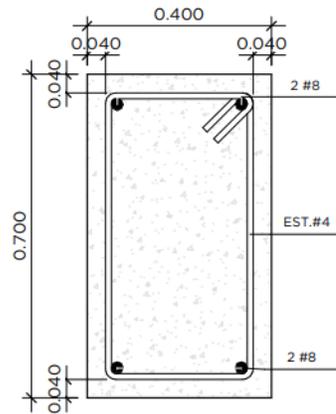


Figura 41. Detalle viga principal de rampas VP-2



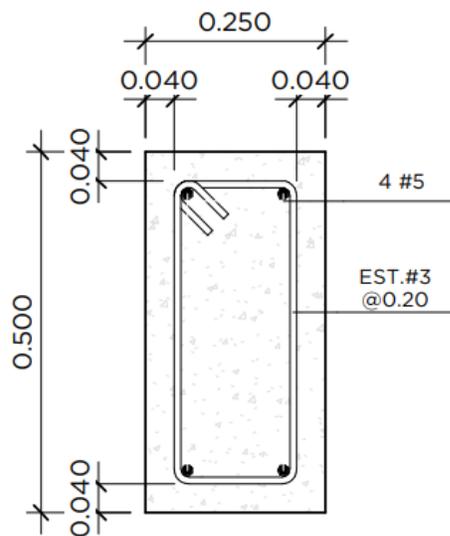
b. Vigas secundarias

A continuación, se presenta un resumen de las dimensiones y refuerzo de las vigas existentes, diseñadas para corte y flexión según lo establecido en el ACI318s-14:

Cuadro No.14 - Resumen armado de vigas secundarias

Código de Viga	Dimensiones		Ubicación	Acero longitudinal						Estribos	Separación (m)
				As-		As+		As-			
	h (m)	b (m)		Cant	No.	Cant	No.	Cant	No.		
VP-1	0.5	0.25	Sup	2	5	2	5	2	5	3	0.20
			Inf	2	5	2	5	2	5		

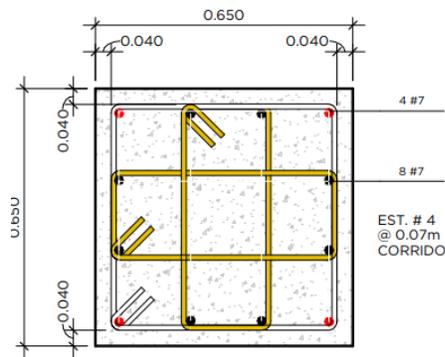
Figura 42. Detalle de viga secundaria VS-1



c. Columnas principales

Las columnas ya estipuladas se diseñaron para las solicitaciones de flexo compresión biaxial, resultantes de las combinaciones de cargas de NSE 2-2018 y el análisis dinámico. Asimismo, se verificó según las cuantías mínimas requeridas determinadas por el programa.

Figura 43. Detalle de columna principal



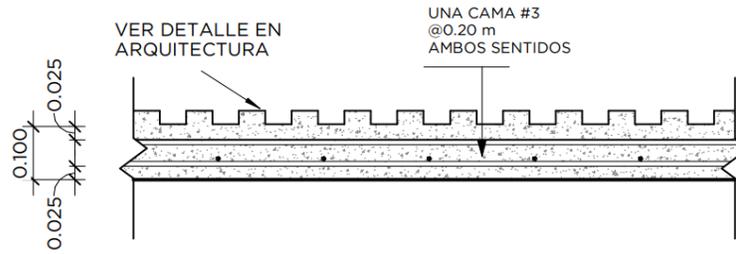
d. Diseño de losas

Para el caso de las losas se estipularon las siguientes dimensiones y armado de acuerdo con el análisis previo, el cual contemplo tanto las deflexiones a corto como largo plazo y el análisis por resistencia según las combinaciones de carga del NSE.

Figura 44. Detalle de refuerzo en losa de techo y entrepiso



Figura 45. Detalle de refuerzo de losa de rampa



e. Verificación del diseño y análisis previo:

Se verificó que las dimensiones de todos los elementos cumplieran con las solicitaciones del programa ETABS. Para ello se empleó la herramienta de diseño de elementos de concreto en el programa, el cual define si el elemento cumple con las solicitaciones a corte y flexión de los elementos, en base al ACI 318s-14.

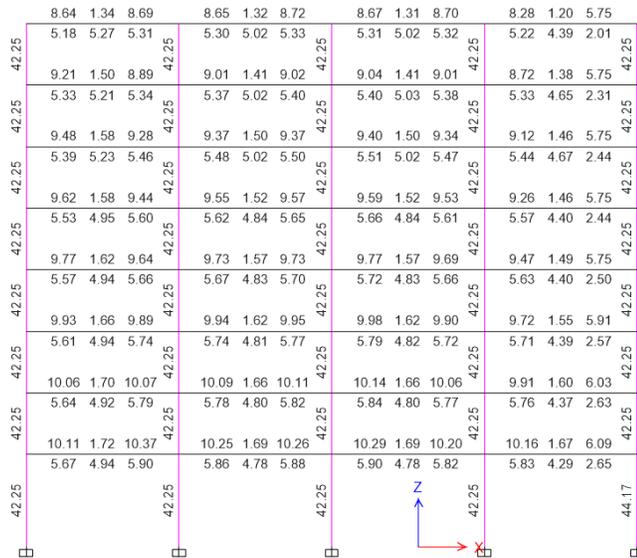
Se verificó como primer punto que las columnas cumplieran con la cuantía mínima presentada por el programa ETABS, a continuación, se muestra el porcentaje total de barras de refuerzo, el cual fue de 1% para todas, cumpliéndose así el armado propuesto.

Figura 46. Cuantía mínima para columnas (ETABS)



Para el caso de las vigas se verificó que el refuerzo propuesto cumpliera con los resultados del programa. A continuación, se muestran las solicitaciones de acero en las vigas para el eje más crítico, el cual cumple con lo establecido por el análisis previo.

Figura 47. Acero requerido en vigas (ETABS)



3. Periodos y modos de vibración

Para efectuar el análisis modal espectral es necesario el determinar los modos de vibración y los periodos críticos de la estructura como se mencionó anteriormente. Se requiere un número específico de modos, el cual asegure que al menos el 90% de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis bajo consideración, según lo establecido en la norma NSE. Para este caso se planearon 80 modos y se llegó al 100% de la participación en ambas direcciones.

Cuadro No.15 - Masa modal participante y periodos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.397	0.744	0.006	0.000	0.744	0.006	0.000	0.001	0.175	0.064	0.001	0.175	0.064
Modal	2	1.238	0.007	0.823	0.000	0.751	0.828	0.000	0.179	0.002	0.001	0.180	0.178	0.064
Modal	3	0.918	0.063	0.002	0.000	0.814	0.831	0.000	0.001	0.023	0.762	0.181	0.201	0.826
Modal	4	0.471	0.097	0.000	0.000	0.911	0.831	0.000	0.002	0.502	0.007	0.183	0.703	0.833
Modal	5	0.399	0.000	0.098	0.000	0.911	0.929	0.000	0.599	0.002	0.000	0.782	0.704	0.833
Modal	6	0.303	0.004	0.000	0.000	0.915	0.929	0.000	0.001	0.031	0.094	0.783	0.735	0.927
Modal	7	0.249	0.040	0.000	0.000	0.955	0.929	0.000	0.000	0.111	0.001	0.783	0.845	0.928
Modal	8	0.216	0.000	0.034	0.000	0.955	0.962	0.000	0.079	0.000	0.000	0.862	0.845	0.928
Modal	9	0.165	0.001	0.000	0.000	0.955	0.963	0.000	0.001	0.001	0.033	0.863	0.846	0.961
Modal	10	0.155	0.019	0.000	0.000	0.974	0.963	0.000	0.000	0.068	0.000	0.863	0.915	0.961
Modal	11	0.137	0.000	0.017	0.000	0.975	0.980	0.000	0.068	0.000	0.000	0.931	0.915	0.961
Modal	12	0.106	0.013	0.000	0.000	0.988	0.980	0.000	0.000	0.043	0.000	0.931	0.957	0.961
Modal	13	0.096	0.000	0.012	0.000	0.988	0.992	0.000	0.038	0.000	0.001	0.970	0.957	0.963
Modal	14	0.072	0.012	0.000	0.000	1.000	0.992	0.000	0.001	0.041	0.000	0.970	0.999	0.963
Modal	80	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000

A partir de la tabla se obtiene que los primeros dos periodos modales son los que trasladan el mayor porcentaje de masa. Asimismo, ambos definen los periodos fundamentales para cada dirección de análisis.

4. Cálculo del cortante basal

El cortante basal es de los parámetros bases al realizar un análisis modal espectral, dado que este representa el total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis. La norma AGIES establece que se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura; en adelante simplemente se le llamará “cortante basal estático a cedencia” (V_B); se obtendrá con la expresión:

$$V_B = C_s W_s$$

Donde:

C_s = Coeficiente sísmico de diseño

W_s = Parte del peso de la estructura.

Este coeficiente sísmico en cada dirección de análisis se define de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R * \beta_d}$$

Donde:

B_d = Factor para considerar estructuras aisladas

R = Factor de reducción

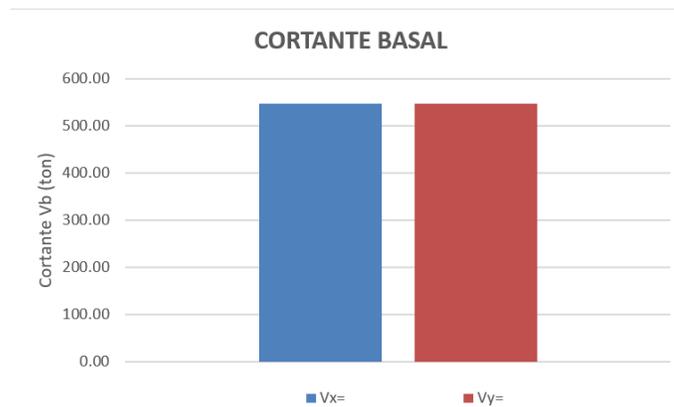
$S_a(T)$ = La ordenada espectral en función del periodo T

El factor β_d se aplica para tomar en consideración las estructuras aisladas o amortiguadas. Este factor esta expresado por la siguiente ecuación:

$$\beta_d = \frac{4}{1 - \ln(\varepsilon)}$$

La variable ε hace referencia al amortiguamiento efectivo de la estructura, en el caso de una estructura convencional se aplica el amortiguamiento inherente de los elementos estructurales, el cual da un valor del 5%. El valor determinado es utilizado para determinar los desplazamientos y derivas, los cuales son necesarios para determinar el dispositivo ideal para la estructura. En la siguiente figura se presentan los resultados del cortante basal para la estructura convencional.

Figura 48. Cortante basal del edificio convencional



5. Cálculo de desplazamientos

Se presentan los desplazamientos absolutos de la estructura ante las fuerzas sísmicas, como parámetro de referencia. Con el objetivo de comparar el efecto de los amortiguadores viscosos y el nivel de reducción de desplazamientos que estos generan.

Estos desplazamientos horizontales elásticos, se encuentran al límite de cedencia de la estructura y son causados por el sismo de diseño dividido sobre el factor R. Cumplir con los límites de desplazamientos horizontales en caso de sismo es esencial para mejorar el comportamiento sísmico de un edificio. Estos límites, establecidos por las normativas, representan una herramienta sencilla pero efectiva para proteger los componentes no estructurales según el NSE.

Estos límites son en parte empíricos, encontrando un equilibrio entre los desplazamientos posteriores a la elasticidad que las estructuras diseñadas de acuerdo con las normas pueden experimentar y la capacidad de tolerancia de los componentes no estructurales mientras la estructura se mantiene dentro de su rango elástico. Esto resalta la vulnerabilidad de los componentes no estructurales a movimientos excesivos durante sismos intensos y subraya la importancia de la rigidez en la construcción actual.

Dado lo anterior los disipadores de energía sísmica, como los amortiguadores de fluido viscoso se presentan como un método eficaz para limitar los desplazamientos sísmicos de las edificaciones. A continuación, se muestran los desplazamientos en las direcciones X y Y de la estructura, en cada uno de los niveles al aplicar las fuerzas sísmicas. Dado que se toma en consideración un 30% de la respuesta sísmica en la dirección opuesta, se observa cómo se producen desplazamientos ligeros en la dirección secundaria.

Figura 49. Desplazamientos del sismo en X

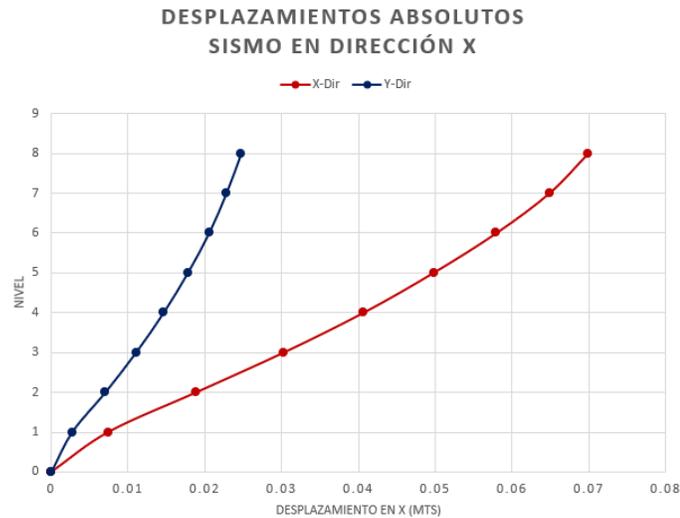
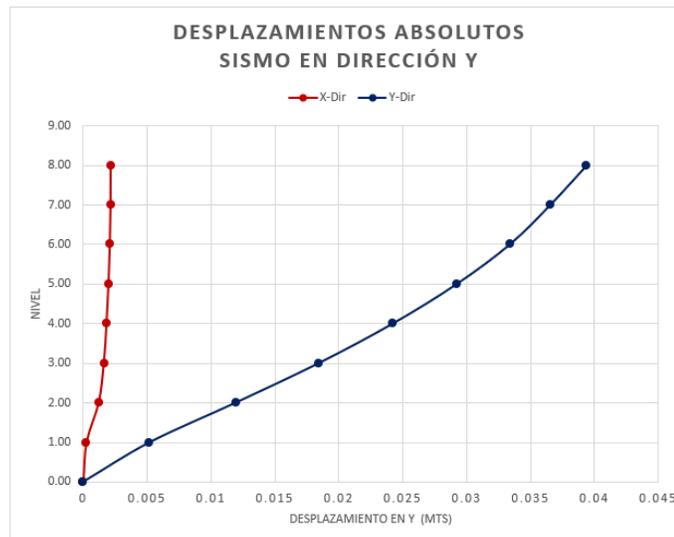


Figura 50. Desplazamientos del sismo en Y



6. Cálculo de derivas

Al igual que los desplazamientos es esencial el chequear las derivas de piso del edificio, el ASCE 7-16 define las derivas como la diferencia en la deflexión a lo largo de la altura de un piso, estas nos permiten conocer la relación entre rigidez y desplazamiento de una estructura susceptible a fuerzas sísmicas. Estas se calculan según el sismo de diseño previamente establecido.

El código de diseño establece que estas derivas deben controlarse, por lo que se establece un coeficiente de amplificación de deformación lateral (Cd), cuyos valores están con base en el sistema estructural, establecido tanto en la norma ASCE 7-16, como en las normativas de AGIES NSE. Las derivas últimas máximas (Δ_u) serán los referentes para establecer las "derivadas laterales tolerables", las cuales se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro No.16 - Derivas de piso tolerables

Table 12.12-1 Allowable Story Drift, $\Delta_a^{a,b}$

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

^a h_{xx} is the story height below level x.

^bFor seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Fuentes: (ASCE 7-16)

Se establece la deriva máxima tolerable en base a la categoría de obra y el sistema estructural y se compara con la deriva de piso causada por sismo (Δ_{cp}), la cual se conoce como deriva de cedencia. Para determinar que la estructura cumpla con los límites de derivas se presenta la siguiente relación:

$$\Delta_{cp} \leq \frac{\Delta_u}{Cd}$$

Los códigos indican que es importante evaluar los resultados en un rango de deformaciones plásticas, ya que, en situaciones reales, las estructuras se someten a múltiples ciclos de carga que provocan cambios en las deformaciones a lo largo del tiempo. Estos cambios pueden acumularse y dar lugar a deformaciones permanentes, así como al fallo de componentes estructurales, lo que en última instancia puede llevar al colapso de la estructura. Este comportamiento cíclico refleja lo que sucede en la realidad durante un sismo.

Durante la interacción con las cargas, la energía se disipa a lo largo del tiempo y se equilibra con la capacidad de la estructura para deformarse (ductilidad) y con la resistencia de los materiales. Los materiales pueden mostrar cierto grado de resistencia adicional, pero también es importante considerar factores como el diseño con valores de resistencia reducidos, ya que esto contribuye a la disipación de energía cuando la estructura entra en la fase de deformaciones plásticas después del rango elástico.

En las siguientes figuras se muestran las derivas de piso al límite de cedencia obtenidas a partir del sismo de diseño en el programa ETABS, con el fin de tener un marco de referencia de la rigidez de la estructura y su comportamiento en el rango elástico-plástico.

Figura 51. Derivas al límite de cedencia en X

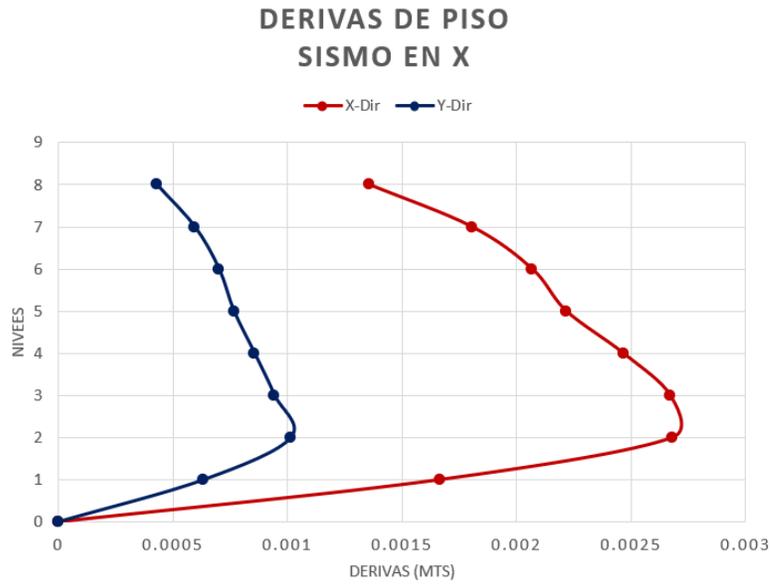
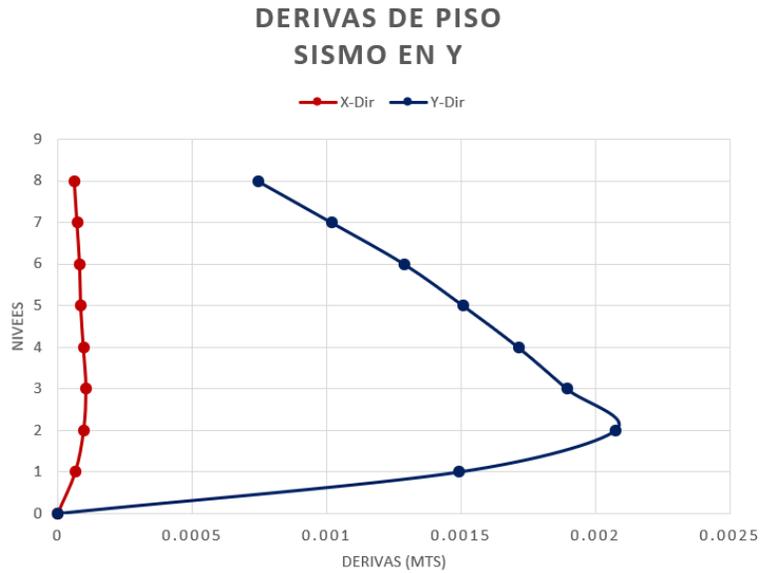


Figura 52. Deriva al límite de cedencia en Y



En las figuras anteriores se muestra que la deriva máxima en ambas direcciones se encuentra por debajo del límite establecido por el ASCE, el cual tiene un valor de 0.004.

C. Cálculo y análisis del edificio con amortiguadores viscosos

El análisis del edificio integrando los dispositivos de amortiguamiento viscoso se hizo en base a la metodología establecida en la norma FEMA 274 y ASCE 7-16. Por lo establecido en la norma se decidió emplear un análisis no lineal de tiempo historia para conocer el comportamiento con más precisión.

Se mantuvieron las mismas secciones, propiedades y modificadores de los elementos de la estructura convencional. Esto con el fin de conocer los efectos de la integración de estos dispositivos en estructuras existentes, previamente calculadas y diseñadas. El modelo FVD se basa en el modelo exponencial de maxwell, el cual provee un amortiguamiento exponencial y rigidez a la estructura. Este se activa mediante una fuerza sísmica aplicada, como se expresa en la ecuación 4. Es importante el establecer la ubicación óptima de estos dispositivos y las propiedades de amortiguamiento y rigidez que se acomoden a los modelos existentes.

1. Ubicación óptima de los amortiguadores

La ubicación, disposición y número de los disipadores de energía en una estructura son factores importantes que influyen en la efectividad del sistema de amortiguamiento. La norma ASCE 7-16 establece algunas recomendaciones generales de ubicación para los disipadores de energía.

- Según la norma, se deben colocar al menos dos disipadores por piso ubicados simétricamente en cada dirección
- Se recomienda usar los dispositivos en los pórticos exteriores, los cuales deben ser constantes en toda la altura.
- Además, el amortiguamiento efectivo total del modo fundamental en la dirección de interés no debe ser mayor que el 35% del amortiguamiento crítico

Asimismo, la arquitectura del edificio es un factor que influye, dado que se busca ubicar estos en espacios donde no interfiera con la arquitectura propuesta y en dado caso existiera

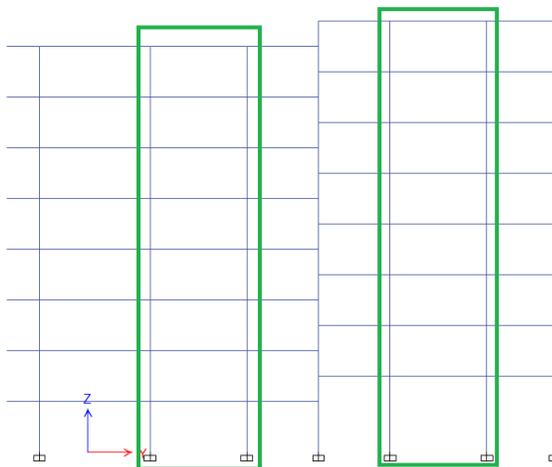
torsión por asimetría de la estructura se ubiquen en los puntos específicos para reducir este efecto.

Con el objetivo de mantener la simetría del edificio, se plantea el colocar los amortiguadores de fluido viscoso en el perímetro de la estructura, como se puede observar a continuación:

Figura 53. Ubicación de dispositivos en dirección X



Figura 54. Ubicación de dispositivos en dirección Y



2. Dimensionamiento y propiedades

a. Ángulos de inclinación

Se debe determinar el ángulo de inclinación del dispositivo para efectuar el cálculo del coeficiente de amortiguamiento propio del disipador con base en la configuración empleada, la cual será diagonal en este caso. A continuación, se muestran los ángulos de los disipadores para cada marco estructural.

Figura 55. Marco en dirección X (Nivel 2-8)

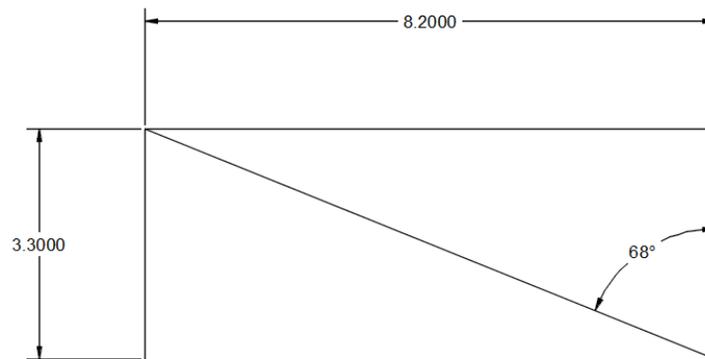


Figura 56. Marco en dirección X (Nivel 1)

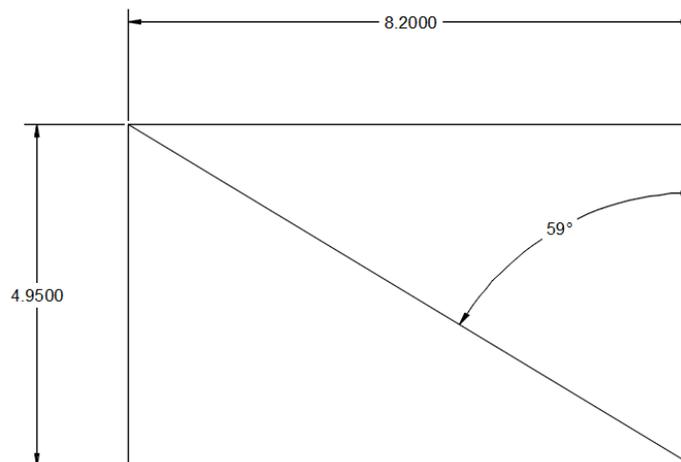


Figura 57. Marco en dirección Y (Nivel 2-8)

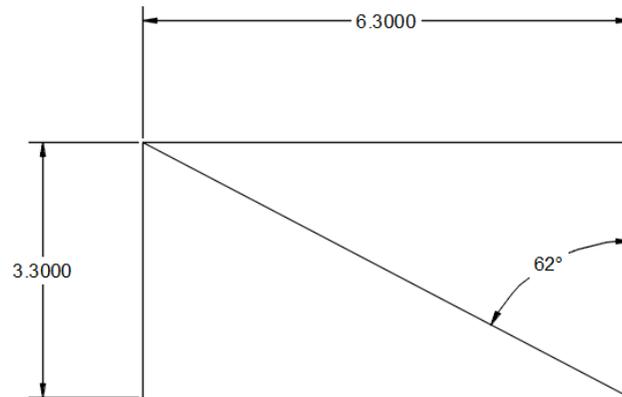
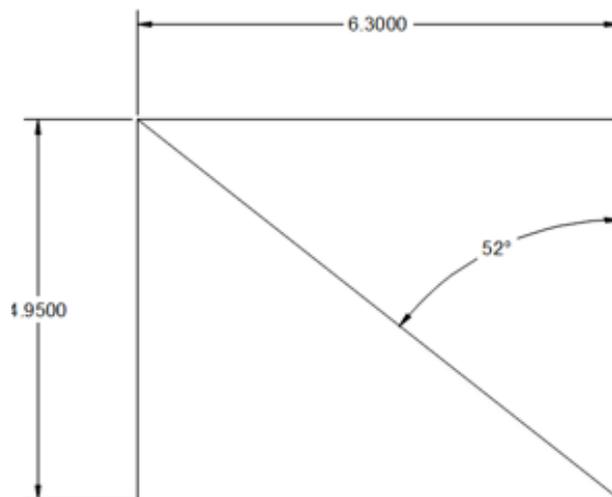


Figura 58. Marco en dirección Y (Nivel 1)



b. Exponente de velocidad α

El valor de este exponente para edificaciones comunes oscila entre 0.4 y 0.6, para el caso de amortiguadores no lineales. Tomando en cuenta lo anterior, el valor del exponente para este caso tendrá un valor de 0.5, que además es el recomendado por los fabricantes (Taylor Devices Inc.).

c. Valor de amortiguamiento viscoso

A partir de las ecuaciones 5, 6 y 7, se determinan los valores del factor de reducción (B) y el valor del amortiguamiento efectivo necesario para alcanzar la deriva objetivo en cada dirección. En las siguientes tablas se muestra el amortiguamiento objetivo en las direcciones “X” y “Y”, respectivamente para alcanzar el desempeño deseado.

Cuadro No.17 - Valores de amortiguamiento efectivo y viscoso en X

Nivel de daño	Deriva objetiva HAZUS	Deriva máxima	Factor B	Amortig. efectivo β_{eff} (%)	Amortig. viscoso β_v (%)
Moderado	0.0033	0.0040	1.21	65	60

Cuadro No.18 - Valores de amortiguamiento efectivo y viscoso en Y

Nivel de daño	Deriva objetiva HAZUS	Deriva máxima	Factor B	Amortig. efectivo β_{eff} (%)	Amortig. viscoso β_v (%)
Moderado	0.0033	0.0040	1.21	65	60

Se observa que para obtener un estado de daño moderado ante un sismo severo se requiere de un amortiguamiento viscoso objetivo de 60%, para las direcciones “X” y “Y” respectivamente.

d. Valor del coeficiente de amortiguamiento

A partir del valor α seleccionado se determina que el amortiguador tendrá un comportamiento no lineal, por lo que se aplica la siguiente ecuación propuesta por el FEMA 274 para este tipo de amortiguadores:

$$\sum C_j = \frac{\beta_v (2\pi A^{1-\alpha} w^{2-\alpha} \sum m_k \phi_k^2)}{\lambda \sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha}(\theta_j)}$$

El rango del valor del coeficiente de amortiguamiento depende de las condiciones de la estructura, como el periodo fundamental, los desplazamientos, masa por piso, numero de

niveles, entre otros. A continuación, se presenta el cálculo de las variables de las que depende el coeficiente “Cj”.

Como primera instancia se determina el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, así como el número de modo correspondiente y su porcentaje de masa modal participante.

Cuadro No.19 - Periodos de vibración y masa participativa

Modos de vibración	Periodos T (s)	Porcentaje de masa participante UX	Porcentaje de masa participante UY
1	1.397	0.7439	0.0058
2	1.238	0.0069	0.8227

Luego de esto se determinaron los desplazamientos modales y desplazamientos relativos del edificio. Se define el desplazamiento máximo el del último piso, el cual representa el 100%, mientras que el resto representa un porcentaje de este máximo. Mientras que los desplazamientos relativos se determinan como la diferencia entre los desplazamientos modales.

Cuadro No.20 - Desplazamientos modales y relativos en X

Nivel	Desplazamiento Máx. modal X (m)	Forma modal Φ_k	Φ_{rj}
8	0.000023	1.000	0.043
7	0.000022	0.957	0.130
6	0.000019	0.826	0.087
5	0.000017	0.739	0.130
4	0.000014	0.609	0.174
3	0.000010	0.435	0.174
2	0.000006	0.261	0.174
1	0.000002	0.087	0.087
0	0.000000		

Cuadro No.21 - Desplazamientos modales y relativos en Y

Nivel	Desplazamiento Máx. modal Y (m)	Forma modal Φ_k	Φ_{rj}
8	0.000018	1.000	0.056
7	0.000017	0.944	0.111
6	0.000015	0.833	0.111
5	0.000013	0.722	0.111
4	0.000011	0.611	0.167
3	0.000008	0.444	0.167
2	0.000005	0.278	0.167
1	0.000002	0.111	0.111
0	0.000000		

Lo siguiente fue determinar la frecuencia angular de la estructura (ω), esta se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\omega = 2\pi \frac{1}{T}$$

Además de la frecuencia según la ecuación se requiere conocer la amplitud, la cual se calcula a partir de:

$$A = \frac{g\Gamma Sa(T)}{4\beta_{md}\pi^2}$$

Donde:

Γ = Factor participativo modal

g = gravedad (9.81m/s^2)

Sa = Ordenada espectral del periodo fundamental

B_{md} = Coeficiente de amortiguamiento

El factor participativo modal representa el factor del enésimo modo que va a estar representado por Γ y se describe con la siguiente ecuación:

$$\Gamma = \frac{L_n}{M_n}$$

Donde:

M_n = Masa modal de participación

L_n = Vector de coeficientes

Otra variable esencial por definir es el parámetro λ , el cual está en función del exponente de velocidad α . El FEMA 274 facilita la obtención de este por medio de la siguiente tabla:

Cuadro No.22 - Valores de λ respecto al exponente α

Table C9-4 Values of Parameter λ	
Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Fuente: (FEMA 274)

A partir de las expresiones definidas para cada variable de la ecuación del coeficiente de amortiguamiento, se obtienen los siguientes valores en base a cada dirección de análisis:

Cuadro No.23 - Variables del coeficiente de amortiguamiento

Dirección	Amplitud A (m)	Frecuencia ω (rad/s)	Factor participativo (Γ)	Parametro λ
X	0.090	4.507	1.306	3.500
Y	0.097	5.197	1.412	3.500

Una vez hecho esto se realiza el cálculo final para el coeficiente de amortiguamiento, en los cuadros 24 y 25 se presentan los demás parámetros de la ecuación para ambas direcciones de análisis.

Cuadro No.24 - Resumen del cálculo para coeficiente de amortiguamiento en X

Nivel	Masa(tonf.s/m ²)	Forma modal Φ_k	Φ_k^2	Φ_{rj}	θ	Cos(θ)	$\Sigma \Phi_k^2 \times m_k$	$\Sigma \Phi_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}(\theta)^{1+\alpha}$
8	109.23	1.00	1.00	0.04	22.00	0.93	109.23	0.01
7	66.94	0.96	0.91	0.13	22.00	0.93	61.25	0.04
6	83.50	0.83	0.68	0.09	22.00	0.93	56.98	0.02
5	86.46	0.74	0.55	0.13	22.00	0.93	47.23	0.04
4	86.46	0.61	0.37	0.17	22.00	0.93	32.03	0.06
3	86.46	0.43	0.19	0.17	22.00	0.93	16.34	0.06
2	87.08	0.26	0.07	0.17	22.00	0.93	5.93	0.06
1	68.22	0.09	0.01	0.09	31.00	0.86	0.52	0.02
							329.51	0.33

Cuadro No.25 - Resumen del cálculo para coeficiente de amortiguamiento en Y

Nivel	Masa(tonf.s/m ²)	Forma modal Φ_k	Φ_k^2	Φ_{rj}	θ	Cos(θ)	$\Sigma \Phi_k^2 \times m_k$	$\Sigma \Phi_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}(\theta)^{1+\alpha}$
8	109.23	1.00	1.00	0.06	62.00	0.47	109.23	0.00
7	66.94	0.94	0.89	0.11	28.00	0.88	59.71	0.03
6	83.50	0.83	0.69	0.11	28.00	0.88	57.98	0.03
5	86.46	0.72	0.52	0.11	28.00	0.88	45.10	0.03
4	86.46	0.61	0.37	0.17	28.00	0.88	32.29	0.06
3	86.46	0.44	0.20	0.17	28.00	0.88	17.08	0.06
2	87.08	0.28	0.08	0.17	28.00	0.88	6.72	0.06
1	68.22	0.11	0.01	0.11	38.00	0.79	0.84	0.03
							328.95	0.29

Una vez con el modelo calibrado y los parámetros definidos se obtienen los siguientes valores finales para los coeficientes de amortiguamiento:

Cuadro No.26 - Coeficientes obtenidos

Coeficiente de amortiguamiento	
X	3068 Tonf-(s/m)
Y	4457 Tonf-(s/m)

El valor obtenido se divide dentro del número de disipadores contemplados por piso, dando como resultado la capacidad de cada disipador, cumpliendo con lo estipulado por el ASCE se colocarán 4 dispositivos por piso en cada dirección, dando los siguientes valores de capacidad para cada dispositivo:

Cuadro No.27 - Coeficientes por dispositivo por nivel

Coeficiente de amortiguamiento por dispositivo		
X	767	Tonf-(s/m)
Y	1114	Tonf-(s/m)

e. Cálculo de rigidez

Se selecciona un perfil HSS7.5X0.500 como diagonal rigidizador, con un acero ASTM A572 gr50. Las propiedades de este perfil específico son las siguientes:

Cuadro No. 28 - Propiedades del perfil HSS7.5X0.500

Área (m ²)	Diámetro (m)	Espesor (m)	Inercia (m ⁴)
0.00700	0.19100	0.01300	0.00003

A partir de estas se emplea la ecuación 11 y se obtienen los siguientes valores para el coeficiente de rigidez tanto en X como en Y

$$K_x = 44040.912 \text{ tonf/m}$$

$$K_y = 48202.505 \text{ tonf/m}$$

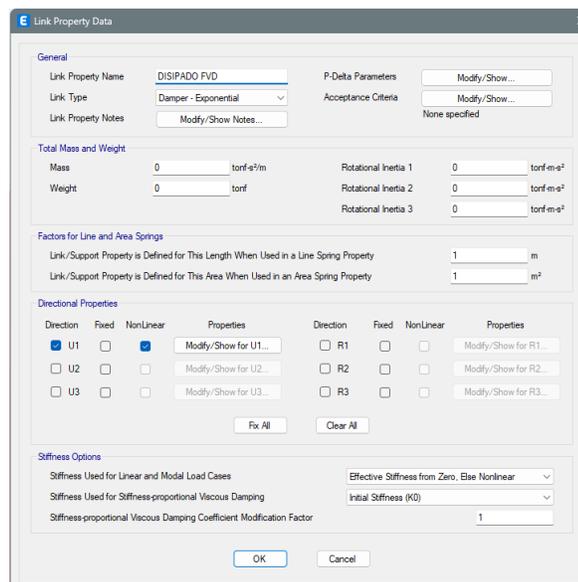
3. Modelado

Los dispositivos de amortiguamiento viscoso poseen un comportamiento como el de una elipse perfecta, dado que su fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad de deformación del fluido viscoso que contiene. Los elementos tipo “Link” son capaces de

representar este tipo de comportamiento perfectamente, además que sus propiedades se pueden ajustar para dispositivos de tipo lineal y no lineal.

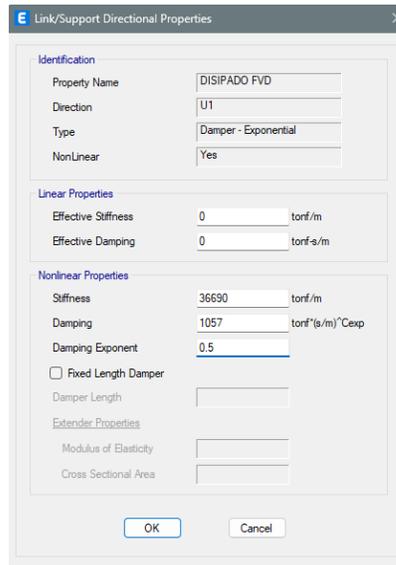
Las propiedades de amortiguamiento de los dispositivos se basan en el modelo de viscoelasticidad de Maxwell (Malvern, 1969) y pueden especificarse para cada grado de libertad (GDL). Para el modelo no lineal se debe establecer el coeficiente de rigidez, coeficiente de amortiguamiento y el exponente de amortiguamiento en el programa ETABS. Se presentan los pasos para la definición y modelado de estos en ETABS:

Figura 59. Definición del amortiguador viscoso (ETABS)



Para la configuración del amortiguador viscoso se debe seleccionar la herramienta de definir “Link” y dentro definir que tenga un amortiguamiento exponencial y sea de tipo no lineal. Una vez hecho esto se activará la edición de más propiedades, que será donde se coloquen las tres propiedades no lineales previamente definidas.

Figura 60. Definición de propiedades del amortiguador



Luego de esto se colocarán en la ubicación óptima previamente definida, como se muestra en las Figuras 61 y 62:

Figura 61. Arreglo y distribución de los amortiguadores en Y

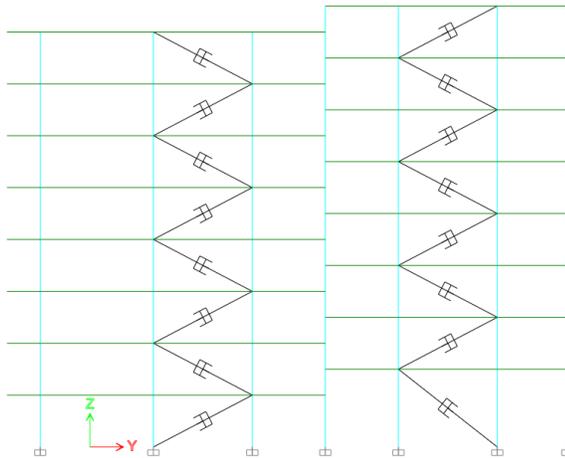


Figura 62. Arreglo y distribución de los amortiguadores en X

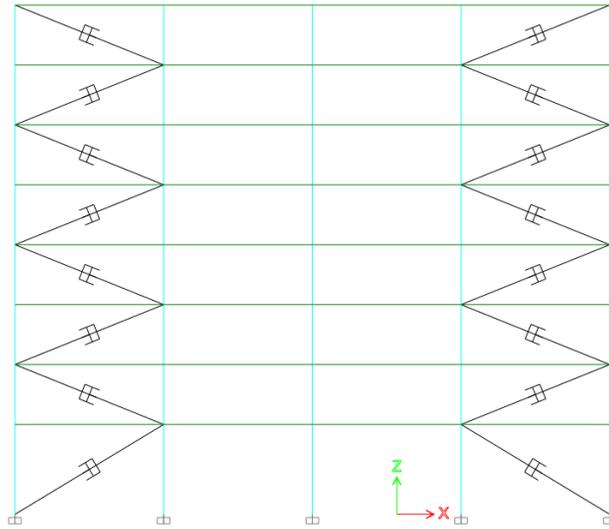
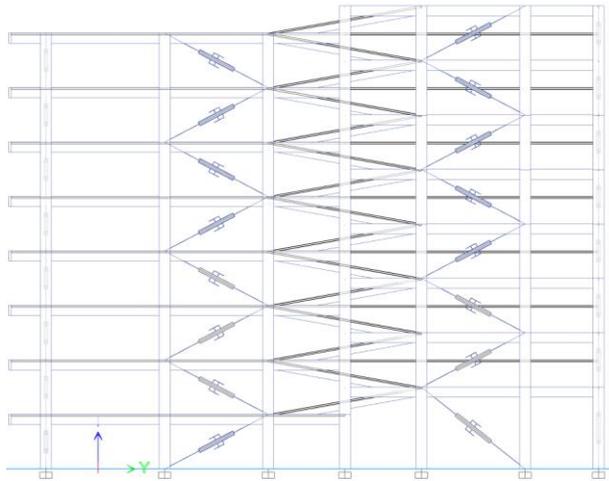


Figura 63. Vista 3D de los dispositivos



4. Diseño y análisis de los dispositivos

Se recomienda emplear un análisis tiempo-historia para diseñar estos dispositivos, dado que permite evaluar la respuesta dinámica de la estructura en diferentes momentos del tiempo, lo que es importante para determinar la distribución de la energía disipada por los amortiguadores viscosos a lo largo del tiempo.

Para ello primero se definirán los casos modales, se establecerá un numero de modos que capture la masa de participación deseada. Usualmente se emplean dos grados de libertad (Fuerza axial y Fuerza de deformación) para cada amortiguador. En la mayoría de los casos entre 30 y 60 modos son suficientes para capturar la respuesta del edificio con estos dispositivos.

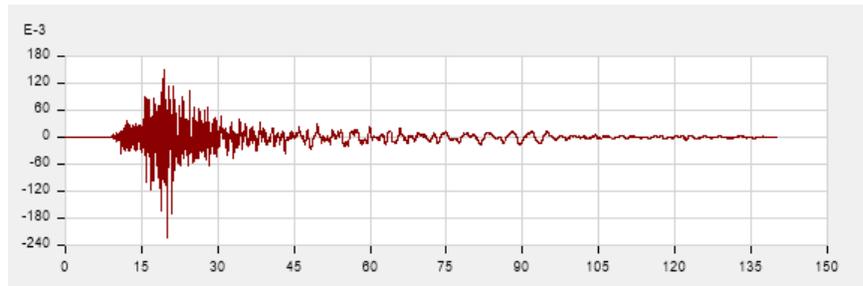
Para este caso se definieron 80 números de modos de vibración, en la siguiente figura se observa la representación de esto en el programa ETABS:

Figura 64. Definición de caso modal

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Link	All	0	99

Luego de esto se definieron las funciones para el análisis de tiempo-historia, para ellos se buscaron registros de sismos de tipo corticales y de subducción, los cuales son los más comunes en la región de Guatemala. Se hizo esto dado que no hay suficientes registros disponibles de los sismos ocurridos en Guatemala. Estos sismos se obtuvieron de la base de datos del “Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD)”.

Figura 65. Acelerograma del sismo en Kobe, Japón



En la figura anterior se ve el registro original escalado en la dirección este a oeste del sismo en Kobe, Japón. Se muestran las aceleraciones máximas alcanzadas en m/s^2 en función del tiempo en segundos.

Una vez ya definido lo siguiente fue correr el análisis de tiempo – historia, generando un caso no lineal modal de historia (FNA). A partir de esto se obtuvieron los datos de los dispositivos y cómo se comporta la estructura integrando estos en función del tiempo para el sismo de Kobe, Japón. De igual forma este registro se calibró con base en lo establecido por Tarbuck y Lutegens.

5. Fuerza en los disipadores

Para determinar la capacidad y resistencia de los disipadores se analizan las fuerzas axiales actuantes sobre estos, generados por el sismo. Puesto que la lista es bastante extensa, se presentan únicamente las fuerzas axiales máximas, las cuales se presentan en el segundo nivel de la estructura para ambas direcciones.

Cuadro No.29 - Fuerza axial para los disipadores en dirección X

Nivel	Código de disipador	Caso de carga	P (ton)
Nivel 2	K64	Envolvente	105.53
Nivel 2	K64	Envolvente	105.53
Nivel 2	K63	Envolvente	105.22
Nivel 2	K63	Envolvente	105.22
Nivel 1	K57	Envolvente	95.30
Nivel 1	K57	Envolvente	95.30
Nivel 3	K62	Envolvente	95.21
Nivel 3	K62	Envolvente	95.21
Nivel 3	K61	Envolvente	84.77
Nivel 3	K61	Envolvente	84.77
Nivel 1	K49	Envolvente	84.76
Nivel 1	K49	Envolvente	84.76
Nivel 4	K60	Envolvente	84.35
Nivel 4	K60	Envolvente	84.35
Nivel 2	K36	Envolvente	84.25
Nivel 2	K36	Envolvente	84.25
Nivel 6	K54	Envolvente	73.68
Nivel 6	K54	Envolvente	73.68

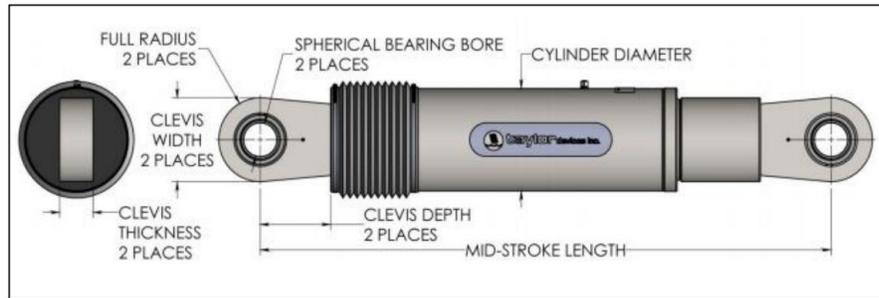
Cuadro No.30 - Fuerza axial para los disipadores en dirección Y

Nivel	Código de disipador	Caso de carga	P (ton)
Nivel 2	K18	Envolvente	117.81
Nivel 2	K18	Envolvente	117.81
Nivel 3	K19	Envolvente	96.56
Nivel 3	K19	Envolvente	96.56
Nivel 2	K33	Envolvente	96.45
Nivel 2	K33	Envolvente	96.45
Nivel 2	K2	Envolvente	89.73
Nivel 2	K2	Envolvente	89.73
Nivel 1	K20	Envolvente	88.92
Nivel 1	K20	Envolvente	88.92
Nivel 4	K21	Envolvente	86.60
Nivel 4	K21	Envolvente	86.60
Nivel 3	K32	Envolvente	79.48
Nivel 3	K32	Envolvente	79.48
Nivel 5	K22	Envolvente	76.13
Nivel 5	K22	Envolvente	76.13
Nivel 2	K10	Envolvente	69.22
Nivel 2	K10	Envolvente	69.22

6. Selección del disipador

A través de los datos en los cuadros anteriores, se escogerá del catálogo de los dispositivos de Taylor Devices el dispositivo que se ajuste de mejor a las características demandadas por el análisis efectuado.

Figura 66. Características técnicas del amortiguador viscoso Taylor



Fuente: (Taylor Devices, 2019)

El catálogo establece que la fuerza máxima debe ser ajustada al inmediato superior. Tomando en cuenta que los valores en ambas direcciones son similares y menores a 330kip, se opta por el modelo 17160, siendo el que mejor se ajusta a las solicitudes. Es importante mencionar que los valores del catálogo ya precisan de ciertos factores de seguridad incorporados por la firma Taylor.

Cuadro No.31 - Especificaciones de los modelos de Taylor Devices

FORCRE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	BEARING THICKNES S (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WIEGHT (LB)
55	17120	1.50	34.13	±3	1.67	1.31	4	3.25	4 1/2	90
110	17130	2.00	42.00	±4	2.16	1.75	5	4	5 3/4	180
165	17140	2.25	47.00	±4	2.31	1.97	6	5.1	7 1/4	300
220	17150	2.75	48.75	±4	2.78	2.40	7 1/4	5.88	8 1/4	425
330	17160	3.00	51.75	±4	3.03	2.62	8	6.38	9 1/2	550
440	17170	3.50	62.00	±5	3.56	3.06	9 1/4	7.5	11 1/4	900
715	17180	4.00	62.00	±5	4.6	3.50	11 1/4	9	13 3/4	1550
900	17190	5.00	74.00	±5	5.56	4.38	12 3/4	10.75	16 3/4	2700
1450	17200	6.00	84.00	±5	6.06	4.75	13 3/4	12	20 1/4	4100
1800	17210	7.00	90.25	±5	7	5.25	16 1/4	13.5	22 1/4	5500

Fuente: (Taylor Devices, 2019)

VI. RESULTADOS

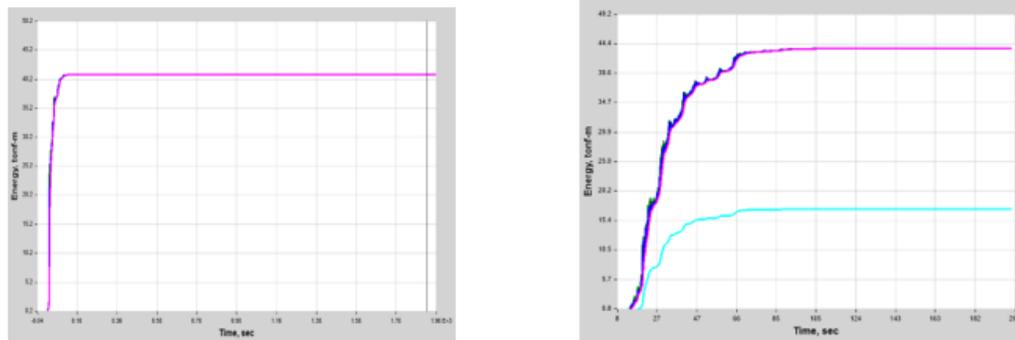
A. Resultados del edificio amortiguado

1. Balance energético

Para determinar la variación en la distribución de la energía sísmica se analiza el gráfico de componentes de energía en ETABS. Este gráfico se comporta en base al teorema de balance de energía propuesto por Housner. Este gráfico muestra cómo se disipa la energía acumulativa en función del tiempo, lo cual nos permite evaluar la efectividad de la ubicación y arreglo de los amortiguadores viscosos.

A continuación, se presentan los gráficos del balance energético para ambos edificios, obtenidos del análisis tiempo-historia del sismo previamente estipulado.

Figura 67. Comparativa de distribución energética de ambos edificios



(a) Edificio sin amortiguadores

(b) Edificio con amortiguadores

Legend

- Kinetic
- Potential
- Global Damping
- Nonlinear Viscous Damping

A partir de este análisis se estima que los amortiguadores viscosos no lineales son capaces de absorber y disipar el 39.5% de la energía aplicada por el sismo. Por ende, tendrán la estructura solo recibirá un 60.5% de la energía total, la cual será disipada por la estructura como tal mediante el amortiguamiento modal, en función de esto los elementos estructurales estarán menos esforzados, generando así una reducción de daños en la estructura como tal.

2. Diseño de brazo metálico

Para determinar que la estructura sea viable se evaluara si el perfil seleccionado cumple con lo establecido en el capítulo 18 del código ASCE 7-16. A partir del perfil seleccionado preliminarmente se evaluara su resistencia ante las fuerzas sísmicas.

Para determinar la resistencia se calculan los esfuerzos nominales en base al perfil seleccionado, para determinar su capacidad a compresión se emplea la siguiente ecuación:

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A$$

Donde:

ϕ = Factor de seguridad para compresión y tensión (0.90)

F_{cr} = Esfuerzo crítico resistente para compresión

A = Área del perfil seleccionado

Además de la resistencia a compresión se debe chequear a tensión, para esto se emplea la siguiente ecuación:

$$\phi T_n = \phi * F_y * A$$

Donde:

ϕ = Factor de seguridad para compresión y tensión (0.90)

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

A = Área del perfil seleccionado

A partir de esto se determinó el esfuerzo nominal para cada elemento en su dirección correspondiente. Los cálculos efectuados para determinar estos valores se encuentran dentro de los anexos. Se presenta un resumen de los datos obtenidos en el siguiente cuadro:

Cuadro No.32 - Esfuerzos nominales resistentes del perfil

Dirección	ϕP_n (tonf)	ϕT_n (tonf)
X	187.81	231.75
Y	194.45	231.75

El código ASCE 7-16 establece que, para el diseño de elementos de acero en el sistema de disipación, se debe aumentar las fuerzas de diseño por un factor de 1.5, de manera que dicho perfil se mantenga en el rango elástico. Se muestra en la siguiente tabla que el perfil es capaz de cumplir con las sollicitaciones, con una relación máxima entre fueras resistentes y actuantes del 99.5%.

Cuadro No.33 - Cumplimiento de los esfuerzos resistentes ante los actuantes en dirección X

ϕP_n (tonf)	P_u (tonf)	1.5 P_u (tonf)	1.5 $P_u/\phi P_n$ (tonf)
187.81	116	174	92.6%
ϕT_n (tonf)	T_u (tonf)	1.5 T_u (tonf)	$P_u/\phi P_n$ (tonf)
231.75	116	174	75.1%

Cuadro No.34 - Cumplimiento de los esfuerzos resistentes ante los actuantes en dirección Y

$\emptyset P_n$ (tonf)	P_u (tonf)	$1.5 P_u$ (tonf)	$1.5 P_u / \emptyset P_n$ (tonf)
194.45	129	193.5	99.5%
$\emptyset T_n$ (tonf)	T_u (tonf)	$1.5 T_u$ (tonf)	$P_u / \emptyset P_n$ (tonf)
231.75	129	193.5	83.5%

B. Análisis comparativo de resultados

Con el fin de comparar los datos de ambos modelos se empleó el mismo método de análisis, el cual para este caso fue el de tiempo historia no lineal, ya que como se mencionó anteriormente este es más eficiente al momento de chequear sistemas de control sísmico, en especial los amortiguadores viscosos. A continuación, se muestran los resultados obtenidos en ambos análisis:

1. Comparación de desplazamiento laterales y derivas de piso

Las derivas como se mencionó anteriormente se asocian a la relación entre rigidez y los desplazamientos de una estructura ante excitaciones sísmicas. La estructura debe contar con cierto grado de rigidez para mantener su integridad y no generar daños graves.

Esta rigidez se ve controlada a partir de las derivas y sus límites según las normativas, dado que si estas no se cumplen se debe modificar e incrementar la rigidez de los elementos estructurales, a pesar de que los elementos cumplan con las sollicitaciones de resistencia. Este parámetro es importante de evaluar al integrar sistemas de control sísmico, puesto que establece posibles ahorros en cuanto a volúmenes de materiales.

Figura 68. Comparativa de derivas para ambos edificios en el caso del sismo en dirección X

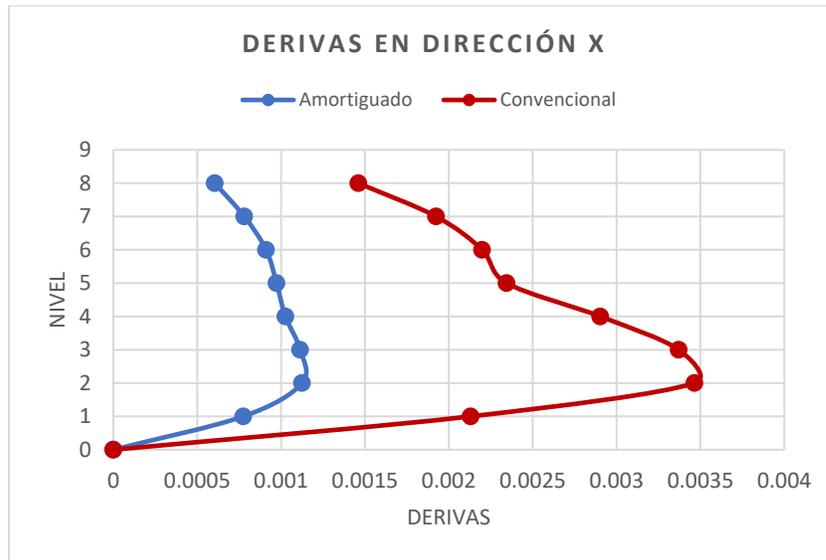
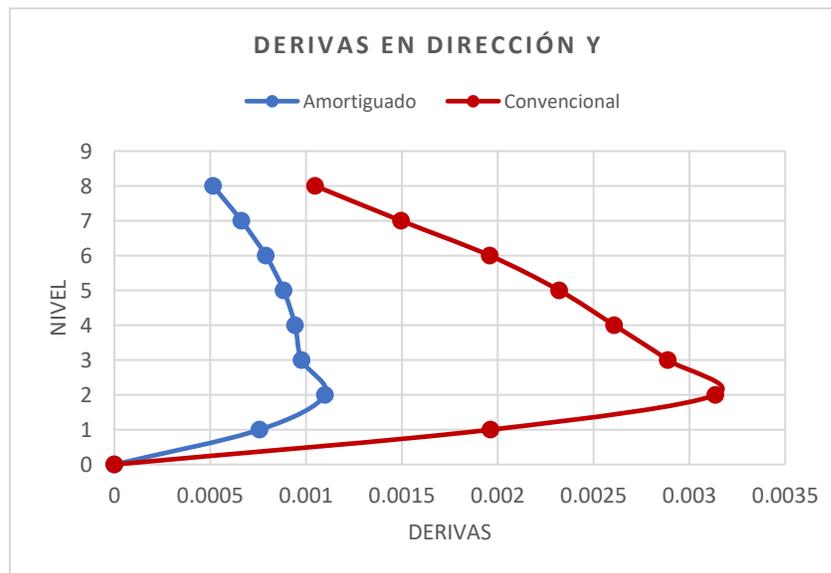


Figura 69. Comparativa de derivas para ambos edificios en el caso del sismo en dirección Y



A partir de las figuras anteriores se observa una reducción significativa de las derivas. En la dirección “Y” se establece una reducción del 35.0%, mientras que en la dirección “X” del 32.5%. Cabe mencionar que a pesar de que la estructura inicial cumplía con los límites aceptables, la reducción es significativa, lo cual indica que la rigidez de los

elementos originales puede ser reducida, presentándose como un beneficio en la reducción de costos.

Además de las derivas se presenta una comparación entre los desplazamientos. Se puede observar cómo es que los desplazamientos de la estructura amortiguada mantienen el comportamiento de la convencional, dando a conocer que la reducción es constante en todos los niveles.

Figura 70. Comparativa de desplazamientos para ambos edificios en el caso del sismo en dirección X

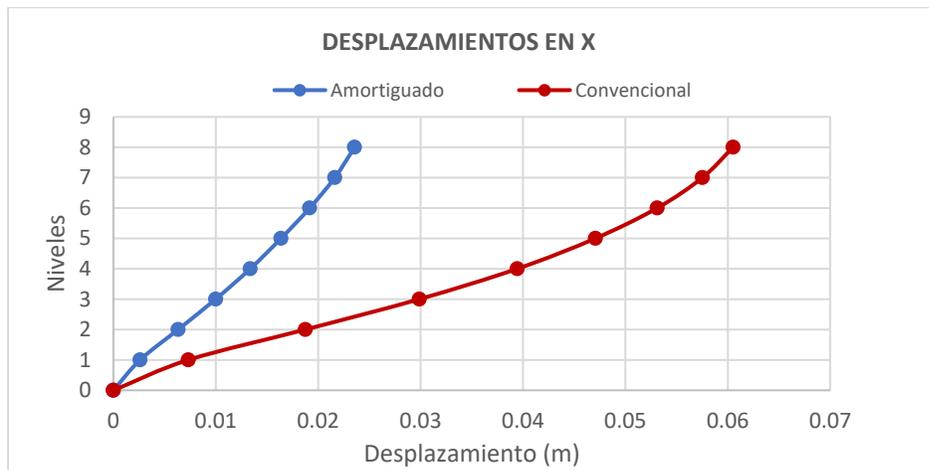
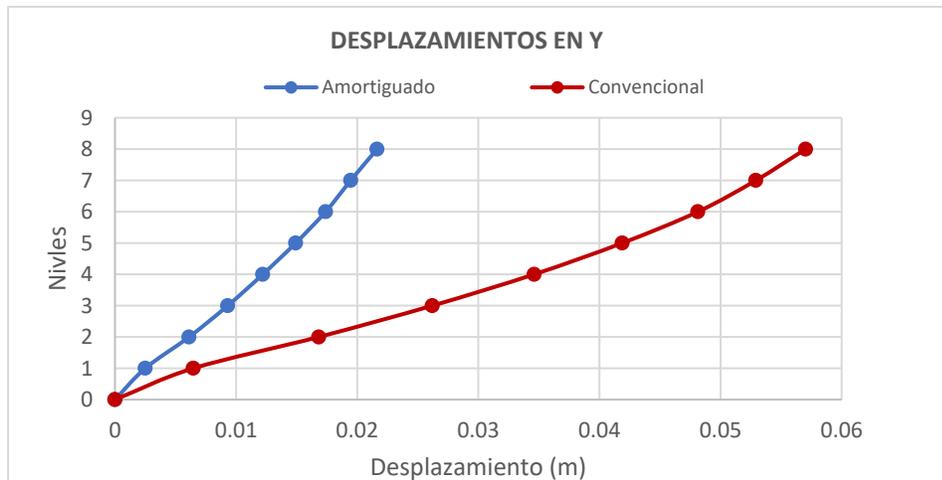


Figura 71. Comparativa de desplazamientos para ambos edificios en el caso del sismo en dirección Y



2. Comparación de aceleraciones de piso

Además de los desplazamientos y derivas, las aceleraciones máximas de pisos son un parámetro importante para medir el daño de una estructura. Las aceleraciones absolutas están definidas a partir del número de niveles, tipo de excitación sísmica, el factor de reducción (R) característico del sistema de resistencia estructural y las propiedades dinámicas del edificio.

Los amortiguadores viscosos tienen la capacidad de reducir estas aceleraciones absolutas de piso, las cuales generan daños en los elementos no estructurales del edificio. A continuación, se presenta el análisis comparativo de las aceleraciones de pisos para el caso convencional y el edificio amortiguado en ambas direcciones, obtenidos por medio del análisis de tiempo historia.

Figura 72. Comparativa en aceleraciones de piso en el caso del sismo en dirección X

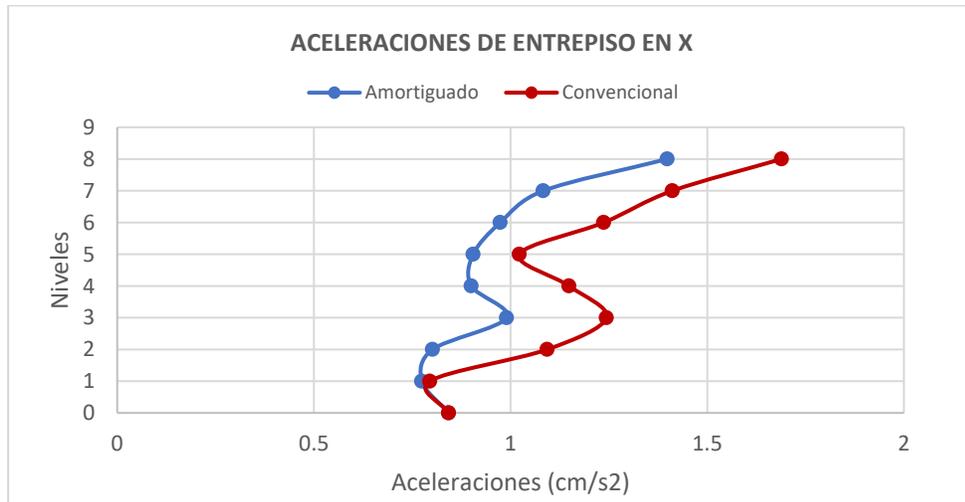
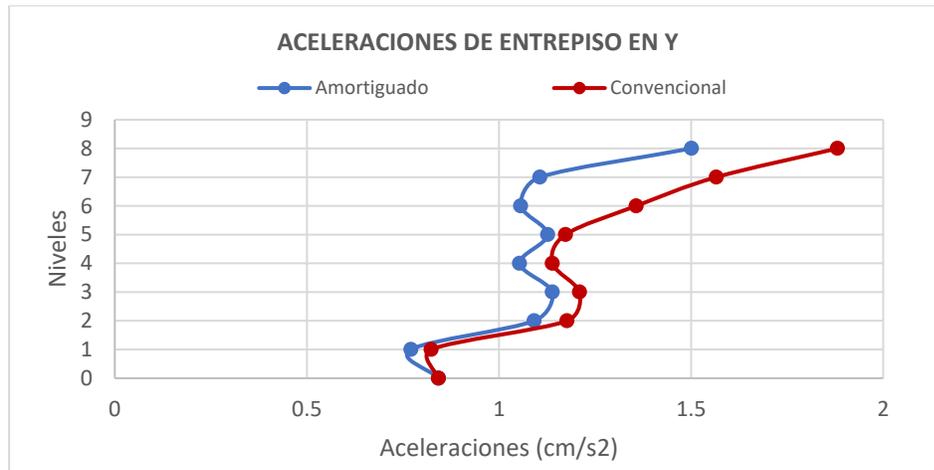


Figura 73. Comparativa en aceleraciones de piso en el caso del sismo en dirección Y



Cuadro No.35 - Porcentaje de reducción de aceleraciones por piso

Nivel	Reducción de aceleraciones	
	X	Y
8	17%	20%
7	23%	29%
6	21%	22%
5	11%	4%
4	22%	7%
3	20%	6%
2	27%	7%
1	3%	6%
Promedio	18%	13%

Se observa que la reducción fue más drástica en la dirección “X”, en especial en los pisos donde se generaban las aceleraciones más grandes. Además de esto se observa cómo se obtuvieron reducciones mayores en los pisos más altos. En general, se obtuvo una reducción promedio de 18% en la dirección “X”, mientras que en la dirección “Y” se alcanzó un promedio de 13%.

3. Comparación de esfuerzos

Se analizarán la variación de los esfuerzos sobre los elementos estructurales, específicamente sobre las vigas y columnas que tienen integrados estos disipadores. Esto con el fin de representar la disminución en la sección de los elementos principales al integrar estos dispositivos en los marcos especiales.

Para el análisis comparativo se evaluó el elemento principal más solicitado, con el fin de ver la reducción más crítica en cuanto a esfuerzos. En las siguientes tablas se muestran los valores de fuerza axial y momento que actúan sobre la columna a partir de la envolvente sísmica por parte del análisis tiempo-historia, con el fin de medir la reducción generada por los amortiguadores viscosos.

Cuadro No.36 - Fuerzas y momentos en las columnas del edificio convencional

Story	Column	P	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 2	C81	134.52	23.38	16.00	1.61	44.09	76.11
Nivel 2	C81	135.95	23.38	16.00	1.61	11.34	26.44
Nivel 2	C81	137.37	23.38	16.00	1.61	12.62	20.75
Nivel 2	C81	-485.27	-21.79	-11.79	-1.66	-37.53	-71.86
Nivel 2	C81	-482.17	-21.79	-11.79	-1.66	-13.71	-25.58
Nivel 2	C81	-479.06	-21.79	-11.79	-1.66	-23.93	-23.27

Cuadro No.37 - Fuerzas y momentos en las columnas del edificio amortiguado

Story	Column	P	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 2	C81	47.72	9.67	9.56	0.42	24.21	30.59
Nivel 2	C81	49.14	9.67	9.56	0.42	5.14	10.04
Nivel 2	C81	50.57	9.67	9.56	0.42	5.12	8.00
Nivel 2	C81	-398.84	-8.08	-5.36	-0.47	-17.66	-26.35
Nivel 2	C81	-395.74	-8.08	-5.36	-0.47	-7.52	-9.18
Nivel 2	C81	-392.63	-8.08	-5.36	-0.47	-16.43	-10.52

Para el caso de la viga se hizo lo mismo, únicamente que se compararon las fuerzas y momentos críticos dependiendo de la estación, se evidenciaron tres estaciones donde se generaban los valores máximos.

Cuadro No.38 - Fuerzas y momentos en las vigas del edificio convencional

Story	Beam	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
		m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	B49	7.88	0.00	26.48	0.00	1.85	0.00	18.90
Nivel 1	B49	0.33	0.00	-27.18	0.00	-1.22	0.00	-55.11
Nivel 1	B49	7.38	0.00	26.00	0.00	1.85	0.00	18.25

Cuadro No. 39 - Fuerzas y momentos en las vigas del edificio amortiguado

Story	Beam	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
		m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	B49	7.88	0.00	20.98	0.00	1.38	0.00	-0.24
Nivel 1	B49	0.33	0.00	-20.93	0.00	-0.99	0.00	-35.15
Nivel 1	B49	7.38	0.00	20.50	0.00	1.38	0.00	1.83

A partir de los resultados obtenidos en los cuadros, se puede ver como en las columnas existe una reducción del 65% en las fuerzas axiales y un 60% en los momentos. Para el caso de la viga, se muestra una reducción de 21% en las fuerzas cortantes, 25% en torsión y un 36% en los momentos. Esto nos demuestra que existe una clara reducción en los esfuerzos, lo que indica que se puede reducir las secciones geométricas, así como el refuerzo propuesto de los elementos estructurales principales.

Cuadro No. 40 – Porcentaje de reducción de esfuerzos en marcos

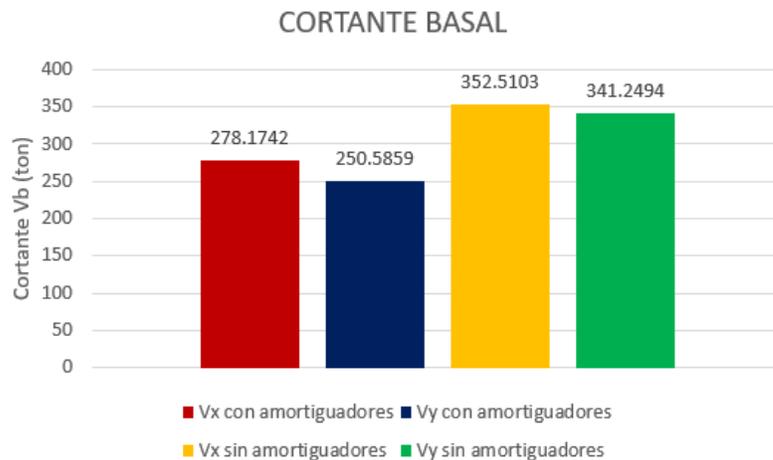
% de reducción de fuerzas y momentos	
Vigas	
V2	20.77%
T	25.19%
M3	36.21%
Columnas	
P	64.53%
V2	58.64%
M3	59.80%

Estos dispositivos proveen numerosas ventajas al comportamiento de la estructura, si bien es cierto que puede parecer una inversión mayor a un proyecto, los beneficios a largo plazo son mejores en cuanto al total de costos, que se verían en temas de reparación o sea el caso crítico, de demolición.

4. Comparación cortante basal

El cortante basal es un parámetro que determina la fuerza lateral ejercida sobre el edificio, al integrar amortiguadores viscosos en el edificio se presenta una reducción de este mismo. A continuación, se muestra una comparativa del cortante basal en ambas direcciones de estudio:

Figura 74. Comparación de cortante basal



Hay una considerable reducción en el cortante basal, obtenido a partir del programa ETABS, para ambos casos. Se redujo en promedio a un 75% del cortante basal original al implementar estos dispositivos, representando así una reducción potencial del daño bastante significativa.

5. Implicaciones de costo

Estos dispositivos proveen numerosas ventajas al comportamiento de la estructura, si bien es cierto que puede parecer una inversión mayor a un proyecto, los beneficios a largo plazo son mejores en cuanto al total de costos, que se verían en temas de reparación o sea el caso crítico, de demolición.

Dado que esta tecnología no se ha implementado actualmente en Guatemala no se puede realizar un análisis con certeza en cuanto al tema de costos. Sin embargo, se puede evaluar de manera simple a través de los resultados en los esfuerzos, que, al ser reducidos por la acción de los disipadores, se puede reducir de igual manera los tamaños de los elementos estructurales y cantidad de refuerzo, representando una reducción en el costo total de la estructura.

Cabe resaltar que esto es nada más una ventaja extra que provee los disipadores, dado que su función principal no es la de reducir costos, sino que disminuir el daño general de una estructura en caso de un sismo extremo. Consecuentemente resguardando la vida de las personas que habiten estos edificios. A partir de los resultados se pudo confirmar la reducción de daño tanto para elementos estructurales como para no estructurales.

Un caso de estudio específico enfocado en un edificio de 35 pisos, efectuado en la universidad de California, Berkley, reveló el impacto de distintos dispositivos en cuanto a costos. Se determinó que los amortiguadores de fluido viscoso son los más rentables, ya que tiene la mayor probabilidad en ahorrar en reparaciones.

El estudio define que estos dispositivos representan una inversión inicial extra de 6.4 millones de dólares, los cuales se presentan como un gran incremento en el precio inicial del edificio, sin embargo, en el caso de un sismo severo se establece una suma de 452 millones de dólares solo en reparaciones. Este costo está con base en el valor de los materiales nuevos y la mano de obra, tomando como referencia ambos números, se mostró que su inversión inicial extra es relativamente pequeña en comparación con sus ahorros potenciales, ya que al tener integrados estos no se tiene un gasto extra en reparación, puesto que los dispositivos son los que toman la mayor parte del daño de la estructura, evitando los gastos en reparación de los elementos principales. (Mahin2016)

VII. CONCLUSIONES

- El modelo de edificio con amortiguadores viscosos demostró un mejor comportamiento ante un sismo en comparación con un edificio convencional. Esto se evidencia en la reducción significativa de las derivas, desplazamientos y el cortante basal, lo que indica que la incorporación de amortiguadores viscosos es una estrategia efectiva para mejorar la respuesta sísmica de los edificios, además que por su sencilla instalación es viable la implementación de estos en Guatemala.
- Los amortiguadores se desempeñaron de gran forma, puesto que lograron absorber y disipar el 39.5% de la energía aplicada por el sismo, reduciendo un 25% del cortante basal y de igual forma reduciendo las derivas en promedio un 33.75%.
- En cuanto a los aspectos constructivos de los amortiguadores, se determinó el tipo de amortiguador que solventaba las sollicitaciones sísmicas, el cual fue el 17160, asimismo se determinó la ubicación y el tipo de arreglo óptimo de los dispositivos, a partir de estos se mostró una mejora en la respuesta sísmica del edificio ya que se reducen los esfuerzos y deformaciones en la estructura, minimizando así el desgaste de los elementos principales y consecuentemente mejorando la durabilidad de la estructura.
- Se evaluó correctamente el comportamiento de ambas estructuras a través de un análisis de tiempo-historia, haciendo uso del registro de Kobe Japón, el cual se asemeja a los sismos probables a ocurrir en Guatemala.
- Se logra el incentivar al uso de estos dispositivos en Guatemala a partir de los resultados obtenidos, en los que se puede evidenciar una gran mejora en el comportamiento de los edificios, además que se demuestra que la inversión no es tan significativa tomando en cuenta los ahorros potenciales en caso de un sismo severo y que estos no requieren de un sistema de instalación complejo o mantenimiento constante.

VIII. RECOMENDACIONES

- Es importante tomar en cuenta que los análisis son con base en un sismo de otra región, el cual se asemeja a los sismos probables a ocurrir en Guatemala, si bien estos son resultados válidos para un pre-dimensionamiento, al emplear un análisis tiempo-historia con registros sísmicos del país se obtendrían resultados más precisos para evaluar el comportamiento de la estructura, del mismo es recomendable utilizar registros sísmicos de regiones cercanas como El Salvador.
- Por temas de tiempos se realizó el análisis tiempo historia con un solo registro, sin embargo, es recomendable el emplear la respuesta máxima de tres espectros y para un análisis más preciso utilizar la respuesta promedio de siete registros.
- Para simplificar el proceso, se utilizó el mismo tipo de amortiguador, pero la demanda de fuerzas permitiría bajar las prestaciones del amortiguador en función de la altura.
- Se recomienda evaluar el comportamiento de los dispositivos en distintos arreglos, puesto que existen arreglos que brindan mejores resultados en función de los desplazamientos y derivas.
- Es de suma importancia el implementar estaciones con equipo calificado para mantener registros sísmicos en Guatemala. Asimismo, las entidades encargadas deberían de mantener estos registros públicos para así en el futuro emplear estos en los análisis estructurales de las edificaciones y tener resultados más precisos.
- Para un análisis más completo es recomendable el hacer análisis tiempo-historia con 3 registros máximos corticales y 3 de subducción o también con el promedio de 7 de estos registros.
- Se recomienda el tomar en cuenta las irregularidades verticales y horizontales en el análisis y diseño de los edificios con amortiguadores viscosos, asimismo es de suma importancia que se desarrollen normativas en el país que tomen en cuenta estos aspectos.

IX. BIBLIOGRAFÍA

Acevedo Monterrosa, María & Uribe, Camila & Luis Peña, & Gustavo Duque, & Gustavo González, & Rafael Redondo. (2019). ENSAYO DE TRACCIÓN DE PROBETAS METÁLICAS.

Aguiar, Roberto & Rodríguez, Michael & Mora, Edgar. (2016). *Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS*.

Agrawal, P., & Shrikhande, M. (2006). *Earthquake resistant design of structures*. PHI Learning Pvt. Ltd.

Akbas, Bulent & Shen, Jay. (2003). *Earthquake Resistant Design and Energy Concepts*. Teknik Dergi. 2877-2901.

American Concrete Institute. (2014). ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (s.f.). About ASCE. Recuperado el 5 de marzo de 2023, de <https://www.asce.org/about-asce/>

Asociación Guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica (2017). Historia de AGIES. Recuperado de: <https://www.agies.org/quien-es-agies/>

Bath, M. (2013). *Introduction to seismology* (Vol. 27). Birkhäuser.

Basualdo, R. S. (2001). *Fundamentos del análisis dinámico de Estructuras (Doctoral dissertation, Doctoral dissertation, Tesis de postgrado, Universidad Nacional de Ingeniería*. Recuperado de <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2177/doc2177-contenido.pdf>).

Berquist, M., De Pasquale, R., Frye, S., Gilani, A., Klembczyk, A., Lee, D., & Winters, C. (2019). *Fluid viscous dampers-general guidelines for engineers including a brief history*. USA: Taylor Devices Inc.

Caicedo, M. D. (2014). *Períodos de vibración de las edificaciones*. Revista Arquitectura e Ingeniería, 8(2), 1.

Castro, G. V., & Sarmiento, R. O. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*. Asamblea Nacional de Rectores.

Di Paola, Mario & Navarra, Giacomo. (2008). *Passive control of linear structures equipped with nonlinear viscous dampers and amplification mechanisms*. Atti del Congresso "Degrado e Consolidamento delle Strutture".

Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*.

Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). *Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas*. Dyna, 75(155), 77-89.

Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural*, Octava ed., México: Pearson Educación.

INSIVUMEH. (febrero de 2016). *Sismología de Guatemala*. Recuperado de: https://www.insivumeh.gob.gt/folletos/folleto_sismo-1.pdf

Lay, T., & Wallace, T. C. (2016). *Modern global seismology*. Academic Press.

Mahin, S. (2016). *Seismic upgrade of an existing tall building by different energy dissipation devices*.

Marko, J. (2006). *Influence of Damping Systems on Building Structures Subject to Seismic Effects* (Tesis doctoral)

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2017). *Diseño de concreto reforzado*. Alpha Editorial.

Oviedo, J. A., & Duque, M. D. P. (2006). *Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones*. *Revista EIA*, (6), 105-120.

Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Edited by John Wiley Sons, INC.

RICCIARDELLI, F., PIZZIMENTI, D., MATTEL, M., *Passive, and active mass damper control of the response of tall buildings to wind gustiness*, *Engineering Structures*, 2003.

Sánchez, F. V. (1994). *Los terremotos y sus causas*. In *El estudio de los terremotos en Almería* (pp. 17-38). Instituto de Estudios Almerienses.

Shearer, P. M. (2009). *Introduction to seismology* (2nd ed.). Cambridge University Press.

S. Youldash, M. O. F. Technology y S. Engineering, “*SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER VARYING FREQUENCY CONTENTS*”, n.o May 2014

Tarback, E.J.; Lutgens, F.K, y Tasa, D. 2005. *Ciencias de la Tierra*. Pearson Educación S.A. Madrid. 736 págs.

Villafañe, J. L. A. (2010). *Sistemas de control en estructuras*. *INGE CUC*, 6(1), 79-84.

X. ANEXOS

Anexo A. Proporciones de masa participativa modal del edificio convencional

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.394	0.752	0.001	0.000	0.752	0.001	0.000	0.000	0.065	0.060	0.000	0.065	0.060
Modal	2	1.209	0.001	0.832	0.000	0.753	0.833	0.000	0.066	0.000	0.000	0.066	0.065	0.060
Modal	3	0.912	0.060	0.000	0.000	0.814	0.833	0.000	0.000	0.009	0.767	0.066	0.074	0.827
Modal	4	0.471	0.097	0.000	0.000	0.911	0.833	0.000	0.000	0.184	0.006	0.066	0.258	0.833
Modal	5	0.393	0.000	0.097	0.000	0.911	0.930	0.000	0.226	0.000	0.000	0.292	0.258	0.833
Modal	6	0.303	0.004	0.000	0.000	0.915	0.930	0.000	0.000	0.012	0.093	0.292	0.269	0.926
Modal	7	0.250	0.039	0.000	0.000	0.954	0.930	0.000	0.000	0.041	0.001	0.292	0.311	0.927
Modal	8	0.215	0.000	0.031	0.000	0.954	0.961	0.000	0.023	0.000	0.000	0.314	0.311	0.928
Modal	9	0.213	0.000	0.000	0.000	0.954	0.961	0.000	0.000	0.000	0.000	0.314	0.311	0.928
Modal	10	0.209	0.000	0.000	0.000	0.954	0.961	0.000	0.000	0.000	0.000	0.314	0.311	0.928
Modal	11	0.208	0.000	0.000	0.002	0.954	0.961	0.002	0.001	0.001	0.000	0.315	0.312	0.928
Modal	12	0.206	0.000	0.000	0.000	0.954	0.961	0.002	0.000	0.003	0.000	0.315	0.316	0.928
Modal	13	0.204	0.000	0.000	0.001	0.954	0.962	0.003	0.000	0.006	0.000	0.316	0.321	0.928
Modal	14	0.203	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.003	0.000	0.000	0.000	0.316	0.322	0.928
Modal	15	0.2	0.000	0.000	0.037	0.954	0.962	0.039	0.033	0.004	0.000	0.349	0.326	0.928
Modal	16	0.196	0.000	0.000	0.003	0.954	0.962	0.043	0.003	0.000	0.000	0.353	0.326	0.928
Modal	17	0.195	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.043	0.000	0.000	0.000	0.353	0.326	0.928
Modal	18	0.192	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.043	0.000	0.000	0.000	0.353	0.326	0.928
Modal	19	0.19	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.043	0.000	0.000	0.000	0.353	0.326	0.928
Modal	20	0.19	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.044	0.001	0.000	0.000	0.354	0.326	0.928
Modal	21	0.19	0.000	0.000	0.001	0.954	0.962	0.044	0.001	0.000	0.000	0.354	0.327	0.928
Modal	22	0.186	0.000	0.000	0.002	0.954	0.962	0.047	0.002	0.007	0.000	0.356	0.334	0.928
Modal	23	0.185	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.047	0.000	0.001	0.000	0.356	0.334	0.928
Modal	24	0.184	0.000	0.000	0.019	0.954	0.962	0.065	0.012	0.003	0.000	0.368	0.337	0.928
Modal	25	0.183	0.000	0.000	0.012	0.954	0.962	0.077	0.009	0.010	0.000	0.377	0.347	0.928
Modal	26	0.18	0.000	0.000	0.003	0.954	0.962	0.080	0.002	0.001	0.000	0.379	0.347	0.928
Modal	27	0.18	0.000	0.000	0.014	0.954	0.962	0.095	0.012	0.003	0.000	0.391	0.350	0.928
Modal	28	0.178	0.000	0.000	0.003	0.954	0.962	0.098	0.001	0.000	0.000	0.392	0.351	0.928
Modal	29	0.177	0.000	0.000	0.002	0.954	0.962	0.100	0.000	0.000	0.000	0.393	0.351	0.928
Modal	30	0.171	0.000	0.000	0.000	0.954	0.962	0.101	0.000	0.000	0.003	0.393	0.351	0.931
Modal	31	0.17	0.000	0.000	0.001	0.954	0.962	0.101	0.001	0.003	0.011	0.394	0.353	0.942
Modal	32	0.168	0.001	0.000	0.000	0.955	0.962	0.101	0.000	0.003	0.005	0.394	0.356	0.947
Modal	33	0.167	0.000	0.000	0.003	0.955	0.962	0.104	0.011	0.011	0.001	0.405	0.367	0.948
Modal	34	0.164	0.000	0.000	0.002	0.955	0.962	0.106	0.001	0.001	0.003	0.406	0.368	0.951
Modal	35	0.163	0.001	0.000	0.003	0.956	0.963	0.109	0.004	0.009	0.002	0.411	0.377	0.953
Modal	36	0.159	0.002	0.000	0.000	0.958	0.963	0.109	0.001	0.002	0.000	0.412	0.379	0.953
Modal	37	0.158	0.004	0.000	0.000	0.962	0.963	0.110	0.000	0.002	0.000	0.412	0.381	0.953
Modal	38	0.157	0.008	0.000	0.000	0.970	0.963	0.110	0.000	0.007	0.000	0.412	0.388	0.953
Modal	39	0.153	0.000	0.000	0.001	0.970	0.963	0.110	0.000	0.000	0.000	0.413	0.388	0.953
Modal	40	0.151	0.001	0.000	0.000	0.971	0.963	0.110	0.000	0.005	0.000	0.413	0.393	0.953

Anexo B. Cálculo del factor participativo modal

Factor participativo modal Γ
Dirección X

$$L_1 := \begin{bmatrix} 0.087 \\ 0.261 \\ 0.435 \\ 0.565 \\ 0.739 \\ 0.826 \\ 0.957 \\ 1 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = 4.87 \quad \text{Vector de coeficientes}$$

$$M_1 := \begin{bmatrix} 0.087 \\ 0.261 \\ 0.435 \\ 0.565 \\ 0.739 \\ 0.826 \\ 0.957 \\ 1 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.087 \\ 0.261 \\ 0.435 \\ 0.565 \\ 0.739 \\ 0.826 \\ 0.957 \\ 1 \end{bmatrix} = 3.728 \quad \text{Matriz de masa modal de participación}$$

$$\Gamma_1 := \frac{L_1}{M_1} = 1.306$$

Dirección Y

$$L_2 := \begin{bmatrix} 0.125 \\ 0.25 \\ 0.375 \\ 0.500 \\ 0.625 \\ 0.750 \\ 0.875 \\ 1 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = 4.5 \quad \text{Vector de coeficientes}$$

$$M_2 := \begin{bmatrix} 0.125 \\ 0.25 \\ 0.375 \\ 0.500 \\ 0.625 \\ 0.750 \\ 0.875 \\ 1 \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.125 \\ 0.25 \\ 0.375 \\ 0.500 \\ 0.625 \\ 0.750 \\ 0.875 \\ 1 \end{bmatrix} = 3.188 \quad \text{Matriz de masa modal de participación}$$

$$\Gamma_2 := \frac{L_2}{M_2} = 1.412$$

Anexo C. Cálculo del brazo rígido del amortiguador viscoso

BASE DE DATOS PERFILES

Perfil := "HSS7.500X0.500"

Propiedades geométricas

$$A := Ag(\text{Perfil}) = 10.3 \text{ in}^2$$

$$L_1 := \sqrt{8.2 \text{ m}^2 + 3.3 \text{ m}^2}$$

$$L_2 := \sqrt{6.3 \text{ m}^2 + 3.3 \text{ m}^2}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

Coefficiente de rigidez

$$K_x := \frac{E \cdot A}{L_1} = 44040.912 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_y := \frac{E \cdot A}{L_2} = 48202.505 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Chequeo por resistencia en Y

$$E = (2.9 \cdot 10^4) \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi} \quad L = L_2 \quad R_y := 1.4$$

Revisión de altamente dúctil

$$D_t(\text{Perfil}) < \frac{0.53 \cdot E}{R_y \cdot F_y} = 1$$

Capacidad a compresión

$$K := 1$$

$$KL_r := \max\left(\frac{K \cdot L}{r_x(\text{Perfil})}, \frac{K \cdot L}{r_y(\text{Perfil})}\right) = 48.989$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{KL_r^2} = (9.243 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left(\sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \leq 1.5, 0.658^{F_c} \cdot F_y, 0.877 \cdot F_e \right) = (2.893 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

$$\phi P_n := 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A = 194.451 \text{ tonf} \quad P_u := 129 \text{ tonf}$$

$$\frac{1.5 \cdot P_u}{\phi P_n} = 0.995$$

Capacidad a tensión

$$\phi T_n := 0.9 \cdot F_y \cdot A = 231.75 \text{ tonf} \quad T_u := 129 \text{ tonf}$$

$$\frac{1.5 T_u}{\phi T_n} = 0.835$$

Chequeo por resistencia en X

$$E = (2.9 \cdot 10^4) \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi} \quad L := L_1 \quad R_y := 1.4$$

Revisión de altamente dúctil

$$D_t(\text{Perfil}) < \frac{0.53 \cdot E}{R_y \cdot F_y} = 1$$

Capacidad a compresión

$$K := 1$$

$$KL_r := \max \left(\frac{K \cdot L}{r_x(\text{Perfil})}, \frac{K \cdot L}{r_y(\text{Perfil})} \right) = 53.619$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{KL_r^2} = (7.716 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left(\sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \leq 1.5, 0.658^{F_c} \cdot F_y, 0.877 \cdot F_e \right) = (2.794 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

$$\phi P_n := 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A = 187.814 \text{ tonf} \quad P_u := 116 \text{ tonf}$$

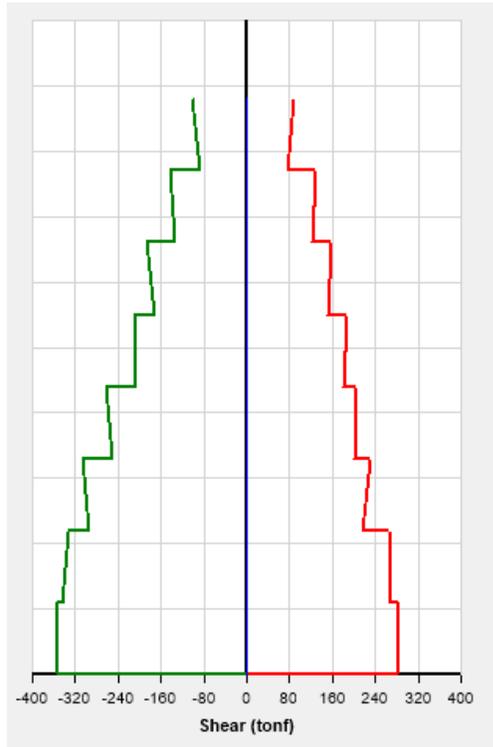
$$\frac{1.5 P_u}{\phi P_n} = 0.926$$

Capacidad a tensión

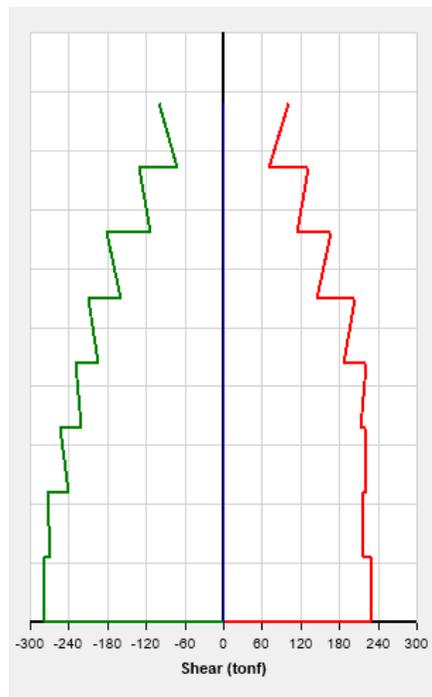
$$\phi T_n := 0.9 \cdot F_y \cdot A = 231.75 \text{ tonf} \quad T_u := 116 \text{ tonf}$$

$$\frac{1.5 T_u}{\phi T_n} = 0.751$$

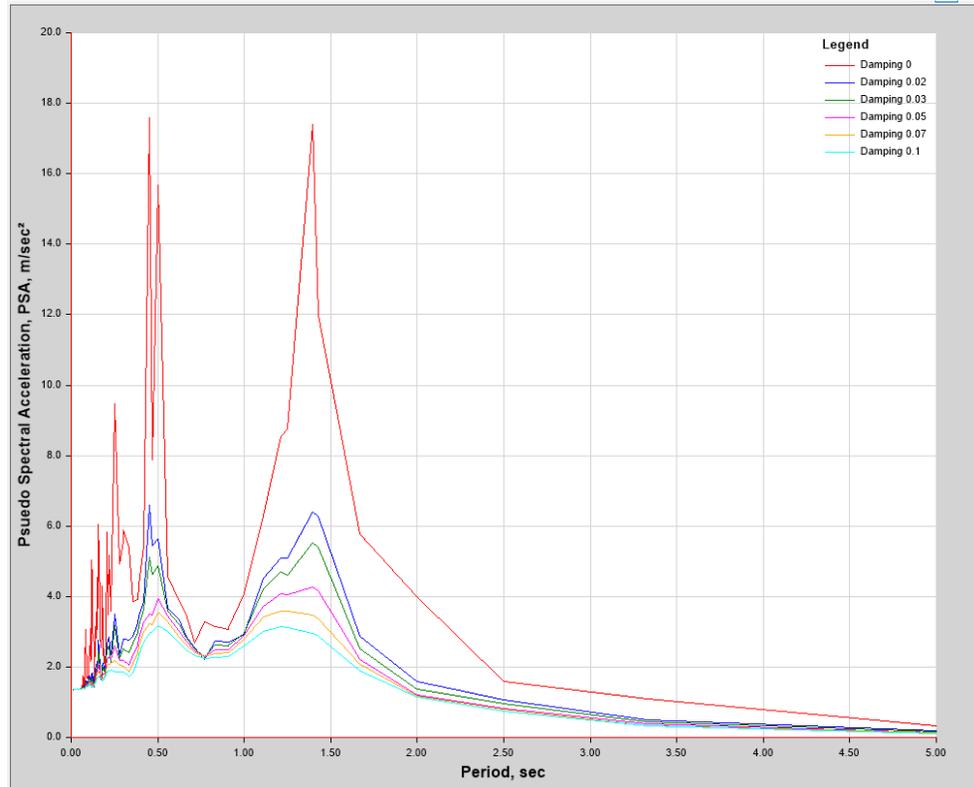
Anexo D. Cortante Basal del edificio convencional



Anexo E. Cortante Basal del edificio amortiguado



Anexo F. Espectro de respuesta ETABS del sismo de Kobe, Japón



XI. GLOSARIO

- **Ciclo histérico:** Se refiere a la curva de esfuerzo-deformación que se presenta en algunos materiales y estructuras, en la cual el estado del material depende de su historia previa y se presenta un efecto de retraso en la causa que lo produce.
- **Elastoméricos:** Hace referencia a la propiedad de un material elástico, el cual puede recuperar su forma original cuando se retira una carga del material. Los elastómeros son aquellos tipos de compuestos que incluyen no metales en su composición y que muestran un comportamiento elástico.
- **Sismo cortical:** Es un tipo de sismo que ocurre en la corteza terrestre a profundidades menores a los 60 km y que se produce de manera superficial.
- **Sismos de subducción:** Estos ocurren en las zonas de colisión de placas, donde la placa oceánica se hunde bajo la placa continental. La subducción provoca la liberación súbita de tensiones acumuladas, lo que da lugar a movimientos sísmicos que pueden alcanzar gran magnitud e intensidad
- **Masa modal participante:** Se refiere a la fracción de la masa total de la estructura que participa en cada modo de vibración, el cual se puede obtener por medio del programa ETABS.
- **TMD:** Por sus siglas en inglés "Tuned Mass Damper", se refiere a un tipo de amortiguador de masa sintonizada.
- **FVD:** Por sus siglas en inglés "Fluid Viscous Damper", hace referencia a los amortiguadores de fluido viscoso.