

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Evaluación sísmica de una estructura simétrica de marcos especiales
resistentes a momento incorporando dispositivos de amortiguación
pasiva**

Trabajo de graduación presentado por Lourdes María Barth Díaz para optar
al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2021

**Evaluación sísmica de una estructura simétrica de marcos especiales
resistentes a momento incorporando dispositivos de amortiguación
pasiva**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Evaluación sísmica de una estructura simétrica de marcos especiales
resistentes a momento incorporando dispositivos de amortiguación
pasiva**

Trabajo de graduación presentado por Lourdes María Barth Díaz para optar
al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2021


Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

(f) 
Ing. Roberto Godo Levensen

(f) 
Ing. Luis Alberto Díaz Coto

Fecha de aprobación: Guatemala, 7 de enero de 2022.

PREFACIO

El uso de aisladores y disipadores es una propuesta interesante para la resolución de un conjunto de problemas asociados a la ingeniería sismorresistente.

La idea de utilizar este tipo de mecanismos en estructuras ubicadas dentro de una zona altamente sísmica como lo es Guatemala, resulta de gran atracción y motivación personal, puesto que durante el estudio de la licenciatura el área de mayor interés ha sido el diseño y análisis estructural, por el requerimiento de precisión y el proceso analítico que requiere para la resolución de múltiples problemas.

Asimismo a la curiosidad que me generó la dinámica de las estructuras verticales y el efecto significativo del movimiento a los miembros estructurales que puede observar dentro entorno laboral en el que me desempeño, lo cual resulta desafiante; de allí surge la propuesta como tema de trabajo de graduación, orientado a una evaluación con sistema de amortiguación pasiva.

Cabe resaltar que este es un tema de alta complejidad y personalmente representa un desafío y el punto de finalización del compromiso asumido con la academia y específicamente con la especialidad de ingeniería civil, toda vez que dentro del pensum de estudio no existe un curso específico sobre este tema.

Si bien aparezco como autora de este trabajo de graduación, la elaboración del mismo no sería posible sin el apoyo de mis asesores, catedráticos, compañeros de trabajo y mentores que han contribuido a mi formación académica y profesional.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO	IV
LISTA DE CUADROS	VIII
LISTA DE GRÁFICOS	X
RESUMEN	XI
I. INTRODUCCIÓN	1
II. ANTECEDENTES	2
III. JUSTIFICACIÓN	3
IV. OBJETIVOS	4
A Objetivo general	4
B Objetivos específicos	4
V. ALCANCE	5
VI. Sismología	6
A Concepto	6
B Comportamiento de placas tectónicas	6
1 Límites convergentes:	6
2 Límites divergentes:	6
3 Límites transformantes:	6
C Ondas sísmicas:	7
1 Ondas internas o de cuerpo:	7
2 Ondas superficiales:	7
D Tipos de sismo	8
1 Superficiales	8
2 Intermedios	8
3 Profundos	8
E Medición de sismos	9
1 Magnitud	9
2 Intensidad	10
F Marco geológico de Guatemala	10
VII. Diseño sismoresistente	12
A Descripción	12
B Estructuras sismoresistentes	12
C Comportamiento estructural ante cargas sísmicas	12
1 Dinámica estructural	13
2 Periodo de vibración	15
3 Amortiguamiento	17
D Espectro de respuesta	18

1	Espectro de respuesta elástico.....	18
2	Espectro de respuesta inelástico	19
3	Espectro de diseño	19
E	Enfoque energético de la Ingeniería Sísmica:	19
VIII. Diseño estructural		21
A	Configuración estructural	21
B	Análisis estructural	21
1	Análisis estático	21
2	Análisis dinámico	21
3	Análisis modal espectral (MME).....	22
4	Análisis tiempo-historia.....	23
IX. Normas y códigos de seguridad internacionales		24
A	ASCE 7-16	24
B	Consideraciones ASCE 7-16.....	24
1	Criterios de análisis.....	24
2	Procedimiento Fuerza Lateral Equivalente (ELF)	27
3	Consideraciones para estructuras con sistemas de amortiguación	29
X. Sistemas de control estructural.....		32
A	Tipos de sistemas de control.....	32
B	Sistemas pasivos.....	32
1	Aislamiento de base	34
2	Disipación pasiva de energía	42
3	Amortiguadores de Masa Sintonizada (TMD).....	49
C	Sistemas activos	50
D	Sistemas híbridos.....	50
E	Uso de dispositivos de disipación de energía en estructuras	51
XI. Metodología		52
A	Criterios de diseño sísmico.....	52
1	Marco de referencia	52
2	Configuración estructural	52
3	Clasificación de sitio.....	53
4	Clasificación de la estructura y factores de seguridad	54
5	Sísmicidad del sitio.....	54
6	Espectro de diseño	55
7	Modelado.....	56
B	Análisis y cálculo del edificio sin sistema de control.....	57
1	Cálculo de elementos estructurales	58
2	Método de análisis	59
3	Periodos y modos de vibración	61
4	Cálculo de cortante basal	62
5	Cálculo de desplazamientos.....	63
6	Cálculo de derivas.....	63
C	Análisis y cálculo del edificio con amortiguadores de fricción	66
1	Ubicación de dispositivos	66
2	Mecanismo de disipación de energía	67

3	Dimensionamiento.....	69
4	Modelado.....	73
5	Análisis estructural	74
D	Análisis y cálculo del edificio con muros de amortiguamiento viscoso	77
1	Ubicación de dispositivos	78
2	Mecanismo de disipación de energía	78
3	Dimensionamiento.....	79
4	Modelado.....	82
5	Análisis estructural	84
E	Análisis y cálculo del edificio con amortiguador de masa sintonizada	85
1	Ubicación de dispositivos	86
2	Análisis de masa sintonizada	86
3	Dimensionamiento.....	89
4	Modelado.....	91
5	Análisis estructural	93
XII.	Resultados.....	96
A	Selección de dispositivo	96
1	Periodos y modos de vibración.....	96
2	Aceleraciones de piso	97
3	Desplazamientos laterales.....	97
4	Derivas de piso	98
XIII.	CONCLUSIONES.....	100
XIV.	RECOMENDACIONES.....	101
XV.	BIBLIOGRAFÍA.....	102
XVI.	Glosario.....	104
XVII.	ANEXOS.....	105

LISTA DE CUADROS

Cuadro		Página
1	Escala de Mercalli	10
2	Categoría de riesgo con base en parámetros de respuesta de aceleración para periodos cortos	26
3	Categoría de riesgo con base en parámetros de respuesta de aceleración para periodos de 1-s	26
4	Métodos de análisis permitidos	27
5	Parámetros modificadores para el periodo aproximado.....	28
6	Coefficiente C_u	28
7	Coefficientes de amortiguamiento.	30
8	Descripción de los sistemas básicos de control pasivo.	34
9	Descripción de los sistemas básicos de control pasivo.	35
10	Cojinetes elastoméricos.....	37
11	Cojinetes deslizantes	38
12	Rollers	39
13	Ring springs.....	40
14	Amortiguadores histeréticos.....	41
15	Curvas de histéresis	42
16	Curvas de histéresis	42
17	Dispositivos de disipación de energía.....	43
18	Disposición de breizas.....	43
19	Disposición de breizas y conectores	43
20	Amortiguadores de rendimiento metálicos.....	44
21	Amortiguadores solidos viscoelásticos.....	45
22	Amortiguadores de fricción.....	46
23	Amortiguadores viscosos	47
24	Muros de amortiguamiento viscoso (VWD).....	48
25	Clasificación de suelo.....	53
26	Factores de importancia según ASCE 7-16	54
27	Revisión de derivas.....	65
28	Periodos de participación modal para un edificio con disipadores de fricción	75
29	Tabla de valores de λ	81
30	Periodos de participación modal para un edificio con VWD.....	84
31	Condiciones de optimización	90
32	Periodos de participación modal para un edificio con TMD.....	94

LISTA DE GRÁFICOS

Ilustración	Página
1 Amplitud y periodo de onda.....	8
2 Distribución de los terremotos superficiales, intermedios y foco profundo.....	9
3 Relación entre escala de momento y otro tipo escala de magnitudes.	9
4 Mapa fisiográfico geomorfológico de Guatemala.....	11
5 Periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad.....	13
6 Modelo de respuesta de sistemas de un grado de libertad ante aceleraciones sísmicas	14
7 Resonancia de cada péndulo para diferentes periodos de vibración del suelo.	15
8 Amplificación de la amplitud y variación en el espectro de respuesta para epicentro a gran distancia.....	16
9 Modelo de un sistema de un grado de libertad no amortiguado.....	18
10 Resumen de sistemas.....	32
11 Clasificación típica de TMD; a) Péndulo simple, b) péndulo con amortiguador, c) péndulo invertido	49
12 Clasificación típica de TMD; d) amortiguador de dos masas, e) amortiguadores multi etapas	49
13 Clasificación típica de TMD; f) masa deslizante con resortes y amortiguador, g) masa oscilante sobre cojinetes rotacionales , h) masa sobre cojinetes de goma.....	50
14 Planta y elevación típica del edificio (Nivel 1 a nivel 20).....	53
15 Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.....	55
16 Espectro de diseño según el ASCE.....	56
17 Modelo Etabs.....	57
18 Diagrama de interacción para columna de esquina.....	58
19 Resumen de armado longitudinal para columnas	58
20 Resumen de armado transversal para columnas	58
21 Resumen de diseño, vigas principales	59
22 Resumen de diseño, vigas secundarias	59
23 Resumen de diseño, losas	59
24 Configuración de espectro de diseño	60
25 Configuración de casos modales	60
26 Modos de vibración y participación de masas	61
27 Aceleraciones de piso con respecto al sismo en dirección X.....	62
28 Cortante basal en dirección X y Y.....	62
29 Desplazamientos laterales absolutos, en sentido X.....	63
30 Participación de masas	64
31 Derivas de piso en sentido X, modelo sin dispositivos amortiguadores.....	65
32 Derivas de piso en sentido Y, modelo sin dispositivos amortiguadores	66
33 Ubicación de dispositivos de disipación por fricción	68
34 Colocación de breizas en diagonal	68
35 Curva histerética del disipador por fricción, asumiendo un comportamiento elastoplástico perfecto.....	69
36 Curva de respuesta y porcentaje de variación, para un comportamiento óptimo	69
37 Catálogo de QUAKETEK	73
38 Configuración de elemento Link para análisis lineal.....	74
39 Configuración de elemento Link para análisis no lineal	75
40 Aceleraciones de piso, edificio con amortiguadores de fricción.....	76

41	Desplazamientos laterales, edificio con amortiguadores de fricción	77
42	Derivas de piso, edificio con amortiguadores de fricción.....	77
43	Ubicación de dispositivos, VWD	78
44	Sistema idealizado de dispositivos VWD.....	79
45	Ciclo histerético VWD	79
46	Ubicación de nodos para VWD	82
47	Separación de vigas para VWD.....	82
48	Aplicación de Property Modifiers, VWD.....	83
49	Nodos y vigas conectoras para marco de VWD	83
50	Colocación de vigas conectoras y modificadores para marco VWD	83
51	Colocación de link para sistema VWD.....	84
52	Configuración del link VWD	85
53	Aceleraciones de piso con VWD.....	86
54	Desplazamientos laterales con VWD	87
55	Derivas de piso con VWD.....	87
56	Ubicación del TMD.....	88
57	Caso 1: mecanismos de análisis de TMD.....	88
58	Caso 2: mecanismos de análisis de TMD.....	88
59	Caso 3: mecanismos de análisis de TMD.....	89
60	Nivel extra para la ubicación del sistema TMD	92
61	Configuración del link TMD.....	92
62	Restricciones de movimiento TMD.....	93
63	Restricciones de movimiento TMD.....	93
64	Configuración de masa participante	93
65	Aceleraciones de piso con TMD	94
66	Desplazamientos laterales con TMD.....	95
67	Derivas de piso con TMD	95
68	Periodos modales para los cuatro modelos.....	96
69	Aceleraciones de piso para los cuatro modelos	97
70	Desplazamientos laterales de los cuatro modelos.....	98
71	Derivas de piso de los cuatro modelos	99

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo principal realizar una evaluación del comportamiento sísmico de un sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento mediante la incorporación de dispositivos de amortiguación pasiva, utilizando los códigos y especificaciones del ACI 318-14, ASCE 7-16, FEMA 274 y AGIES NSE. Para ello se inicia con la elaboración de un marco conceptual y la clasificación y categorización de los amortiguadores pasivos más utilizados, en donde se plantean las características generales, su comportamiento mecánico, las ventajas y desventajas que implica su colocación. Con esta información se seleccionan tres dispositivos, cuyas propiedades y comportamiento varíen; los cuales se incorporan a una estructura predefinida y evaluada, con el fin de comparar los resultados entre elementos y cumplir con un análisis estructural.

Se realiza una evaluación preliminar de una estructura regular de concreto reforzado, con un Sistema de resistencia lateral de marcos especiales resistentes a momento. De la cual se planifica su configuración estructural, materiales, distribución de espacios, ocupación, nivel de importancia, tipo de suelo en el cual será evaluada y diseño de sus elementos estructurales principales. Con respecto al diseño, para simplificar el proceso y obtener una estructura simétrica, tanto en aspectos geométricos como de distribución de masas y rigidez; únicamente se evalúa un elemento, este será replicado en el resto de componentes con la misma función.

En cuanto a los elementos de disipación, se realizará un diseño preliminar con el fin de obtener los parámetros fundamentales para su selección; esta se realizará por medio de catálogos de fabricantes, en el caso de los Amortiguadores de fricción, se utilizará el fabricante QUAKETEK o PALL Dynamics; para los muros de amortiguamiento viscoso (VWD) se selecciona el fabricante de Dynamic Isolation Systems y finalmente para el amortiguador de masa sintonizado (TMD), se utilizarán los cálculos pertinentes, explicados en la sección de metodología.

Al realizar la estructuración del edificio y evaluar su comportamiento, se colocan uno a uno los dispositivos de Amortiguamiento, previamente dimensionados. Realizando un Análisis modal espectral para examinar su respuesta ante cargas sísmicas, se determinan cuatro parámetros principales: los Periodos de vibración, las Aceleraciones de piso, los Desplazamientos laterales y Derivas de piso.

Finalmente, a partir de estos resultados se realiza la comparación entre sistemas, con el fin de establecer las principales diferencias entre las estructuras con sistemas de amortiguación pasiva y un edificio regular de marcos especiales resistentes a momento.

I. INTRODUCCIÓN

Cualquier tipo de edificación se diseña partir de una necesidad, esta es resistir las fuerzas sísmicas a las que pueden llegar a someterse. El comportamiento que esta estructura adopte es determinante para su estabilidad, minimización de fallas estructurales y la supervivencia. Actualmente la filosofía de diseño incluye un análisis estructural de acuerdo con el comportamiento esperado después de un evento sísmico en diferentes niveles, y la estimación de daños permisibles, ya sean estructurales o no estructurales.

Sin embargo, este tipo de filosofía representa en muchos casos, un comportamiento ineficiente. Debido a las altas demandas en zonas altamente sísmicas como el territorio de Guatemala, los elementos estructurales son sometidos a esfuerzos significativos y son diseñados para absorber la energía transmitida por el sismo, disipando dicha energía. Al tener grandes demandas los elementos deben ser lo suficientemente rígidos para tolerar estos efectos; esto conlleva a un incremento sustancial en costos, tiempo de trabajo y complicaciones durante el proceso constructivo.

En este trabajo de investigación se estudiará un tipo de mecanismo de disipación de energía sísmica, basado en la aplicación de amortiguadores sísmicos pasivos. Estos elementos buscan disminuir el impacto de las fuerzas ejercidas por el sismo y reducir los efectos principales que provocan la generación de daños estructurales. Claramente la exigencia de garantizar la funcionalidad de una estructura ha motivado el uso de estos elementos y en Guatemala aun no se tiene un marco de referencia para la incorporación de estos dispositivos. (Paz, 2012)

Por lo tanto, se investigaron los diferentes tipos de amortiguamiento, caracterizando cada uno de ellos según sus propiedades, comportamiento, limitaciones y beneficios. Posteriormente se determinó una configuración estructural de concreto reforzado, utilizando marcos especiales resistentes a momento, a la cual serán aplicados los dispositivos de amortiguación pasiva pre seleccionados de la clasificación. Se realizó el diseño con base en las normas de diseño establecidas en el ACI 318-14, para la estructura principal, un análisis sísmico con los espectros de diseño del cuerpo normativo, la planificación del sistema estructural y del dispositivo de amortiguamiento; así mismo se aplicarán las metodologías de FEMA 274 para el diseño de estos elementos. Además del uso de las especificaciones propuestas por el ASCE 7-16.

II. ANTECEDENTES

A lo largo de la historia los sismos han representado uno de los riesgos naturales más devastadores para el hombre, debido al alto impacto social y económico que constituyen dentro de los asentamientos y actividades humanas. Guatemala se encuentra ubicada en un área sísmica, por lo tanto es una región altamente peligrosa, afectando la vía de las personas por estos fenómenos.

Debido a esto, este trabajo de graduación se enfoca en un sistema de protección sísmica, estos sistemas de amortiguamiento constituyen, por la sencillez de sus mecanismos de funcionamiento y por la efectividad de su desempeño, una alternativa confiable a considerar en el diseño sismorresistente y en los proyectos de readecuación sísmica, vista la necesidad de reducir daños en edificaciones, garantizar la seguridad de las vidas humanas, disminuir la ocurrencia de pérdidas económicas y contribuir con la resiliencia de las ciudades. Como marco referencial de esta investigación a continuación se listan varios estudios relacionados al comportamiento de estructuras con sistemas de disipación y sientan la base para la elaboración de este trabajo de investigación, además de aplicaciones a nivel global de este tipo de dispositivos.

Effect of Viscous Wall Dampers on Response of Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Excitation, presentado por VIT University, en el año 2019: En este documento se presenta un análisis estructural de una estructura sujeta a los efectos de muros de amortiguamiento viscoso. Estableciendo la reducción de la respuesta máxima de la estructura, evaluando las derivas y desplazamientos máximos. (Shaik *et al.*, 2019)

Mechanical Behaviour of Metallic Yielding Dampers with Different Aspect Ratios, esta es una investigación realizada por , School of Civil Engineering, Universiti Teknologi Malaysia, Skudai, Malaysia. En donde evalúan el comportamiento de los amortiguadores metálicos, variando las fuerzas laterales. (Samali & Kwok, 1999)

Tesis de grado: Manual de análisis para sistemas de amortiguadores luido viscosos para riostras en estructuras metálicas, tesis presentada por el estudiante de Universidad del Valle de Guatemala, Romeo Rubén Mont López. En este se explica cómo evaluar una estructura con sistemas de amortiguamiento. Este manual fue utilizado como guía para realizar el modelo matemático en Etabs. (R. R. M. López, 2020)

Taipei 101: este figura como el edificio más alto de Taiwán, caracterizado por el péndulo de masa sintonizada, ubicada en los pisos superiores. Es considerado como el amortiguador más grande del mundo y se considera como un ejemplo a seguir en el avance de la Ingeniería Civil, en especial para este trabajo de investigación.

Geary Van Ness Medical Center in San Francisco, figura como el primer edificio en Estados Unidos, en tener un sistema de muros de amortiguamiento viscoso (VWD). El equipo que desarrolla este tipo de dispositivos brindan guías de diseño y asistencia para el diseño de los dispositivos, por lo cual, en el presente trabajo se utilizaron los catálogos proporcionados por Dynamic Isolation Systems.

CURSO:ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS CON AMORTIGUADORES PASIVOS, impartido por el Msc. Ing. Hans Huamaní Camargo. Este es una serie de lecciones desarrolladas en febrero de 2021 en donde se introducen los métodos de análisis para una estructura con amortiguadores pasivos. Por este medio se estudiaron los mecanismos de disipación de energía y la representación matemática de este tipo de dispositivos.

Cada uno de las investigaciones y ejemplos antes mencionados, sientan las bases para la elaboración de esta evaluación estructural. En especial el trabajo realizado por Romeo Mont; ya que ubica el proyecto dentro del territorio guatemalteco. De tal forma que el presente trabajo complementará los trabajos realizados anteriormente, proporcionando más información del diseño y análisis de los amortiguadores pasivos.

III. JUSTIFICACIÓN

El territorio guatemalteco se ha caracterizado por la frecuente ocurrencia de eventos sísmicos de alta intensidad. Esto ocurre debido a su ubicación dentro del llamado cinturón de Fuego del Pacífico al igual que otros países de Latinoamérica. (Servicio Geológico Mexicano, s.f.) Estos son considerados como uno de los fenómenos naturales más temidos por el hombre, ya que al ser impredecibles pueden llegar a provocar la destrucción total o parcial de edificios y otras estructuras, generando uno de los mayores retos a superar para la ingeniería civil. (Marko, 2006)

Con la evolución de ciudades y el crecimiento poblacional, se ve la necesidad de crear edificaciones más altas y complejas; sin embargo, este tipo de estructuras son costosas y propensas a sufrir daños significativos al momento de un evento sísmico. Con el objetivo de minimizar este tipo de problemas las perspectivas de diseño toman en cuenta una serie de factores de los cuales, en su mayoría, se basan en las combinaciones de resistencia y ductilidad de la misma estructura, con el fin de soportar las cargas generadas por el sismo. (Lanzas, s.f.)

Para alcanzar esto, los aspectos ideales de cualquier estructura deben ser la simplicidad, regularidad y simetría en ambos sentidos, transversal y longitudinal; estas propiedades pueden llegar a afectar el comportamiento dinámico y la distribución de fuerzas en la estructura. Al existir algún tipo de anomalía dentro de estas características o, la falta de éstas, puede aumentar el movimiento durante un evento y llegar a generar fallas estructurales. (Marko, 2006)

Debido a esto y a la necesidad de alcanzar un comportamiento sísmico satisfactorio se plantean varios métodos que son conocidos por ser eficientes, entre estos están: el aislamiento, la absorción de energía y el uso de dispositivos mecánicos para proveer control estructural. En el caso, del aislamiento, llega a repercutir en costos elevados e implica la realización de complejos métodos de construcción. Con respecto a la absorción de energía mediante la disipación por medio de conectores plásticos, éstas sufren deformaciones inelásticas. (Genatios, 2014)

En cuanto al uso de dispositivos mecánicos para proveer control estructural, que implica el uso de amortiguadores pasivos, pueden garantizar un mejor comportamiento dinámico. Estos elementos absorben la energía del sismo, reduciendo los efectos en los componentes principales de la estructura. (Marko, 2006) Sin embargo, aún no se posee un amplio conocimiento de este tipo de sistemas en Guatemala, a pesar de conocer los beneficios a largo plazo que se tendrían en las estructuras y el potencial para construir edificaciones de mayor altura.

Derivado de lo anterior surge el interés de realizar una investigación del comportamiento sísmico de una estructura utilizando dispositivos de amortiguación pasiva, diseñado a partir de un marco sísmico característico de Guatemala. Para lo cual se propone realizar una evaluación de un sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento, incorporando dichos dispositivos, haciendo imperativo determinar el tipo de amortiguador ideal para esta configuración estructural de modo que pueda alcanzar su potencial máximo al momento de un evento sísmico.

Así mismo, para estudiar la eficiencia de la amortiguación pasiva en la mitigación de respuesta sísmica es necesaria la categorización de elementos de este tipo, el diseño de estos, dimensionamiento y planeación de toda la estructura, lo cual será evaluado en la presente investigación.

La intención e importancia de este documento será el presentar una evaluación completa de un sistema altamente utilizado en Guatemala y como enfrentar la vulnerabilidad sísmica desde otro punto de vista. Esto puede funcionar como una guía y ejemplo para futuras investigaciones y/o el diseño de otros edificios. Además, al poner en práctica otros mecanismos de amortiguación sísmico para estructuras prioritarias y sentar bases para la generación de códigos de diseño para lograr una forma de trabajo y construcción responsable y segura.

IV. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico de un sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento mediante la incorporación de dispositivos de amortiguación pasiva, utilizando los códigos y especificaciones del ACI 318-14, ASCE 7-16, FEMA 274 y AGIES NSE.

B. Objetivos específicos

- Categorizar los sistemas de amortiguadores pasivos de acuerdo a sus propiedades.
- Seleccionar el amortiguador más eficiente para la estructura predefinida de marcos especiales resistentes a momento.
- Planificar el sistema estructural y el dispositivo de amortiguamiento pasivo.
- Diseñar los elementos estructurales de la edificación, de acuerdo con lo establecido en los códigos de diseño.
- Analizar una estructura con un sistema de marcos especiales resistentes a momento aplicando un sistema de amortiguamiento pasivo.

V. ALCANCE

Este trabajo de investigación busca realizar una evaluación del comportamiento sísmico de un sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento mediante la incorporación de dispositivos de amortiguación pasiva.

A nivel global existen estudios y ejemplos claros de los beneficios de la aplicación de estos sistemas a edificaciones. Sin embargo en Guatemala, aún no se cuenta con suficiente información ni con un código de diseño relevante para la aplicación de sistemas de control.

Por esa razón el contenido de este trabajo presenta un marco general del comportamiento de una estructura con distintos elementos de amortiguación pasiva; para lo cual se realizó un diseño básico de una estructura simétrica de concreto, en donde se pueden evaluar los efectos de los dispositivos seleccionados. Cabe resaltar que las dimensiones originales de la estructura propuesta no fueron modificadas; siendo esto clave para limitar las variables a los elementos de amortiguación.

Se siguieron los lineamientos de las normas ACI 318-14, para el diseño de los elementos de concreto; el ASCE 7-16 y el FEMA 274, para determinar el tipo de análisis y consideraciones especiales para las estructuras con sistemas de amortiguadores y el AGIES NSE, por la información específica para el territorio de Guatemala.

Al ser una evaluación general, no se consideró conveniente realizar un análisis no lineal, debido a la complejidad del mismo, por lo que se limita a un análisis lineal, por el Método Modal Espectral, del cual se obtienen cuatro parámetros para su evaluación siendo estos: los periodos de vibración, aceleraciones de piso, desplazamientos laterales y derivas de piso.

VI. Sismología

A. Concepto

El estudio de ondas sísmicas, y el comportamiento dinámico de la Tierra que se le asocia, se estudian por la Sismología. Esta se utiliza para estudiar los fenómenos telúricos conocidos como terremotos, sus movimientos, efectos y causas por las que se originan. Para esto utiliza el registro del movimiento del suelo medido por medio de una serie de dispositivos especializados para detectar su origen y la propagación de ondas sísmicas. Debido a esto es necesaria la ubicación de al menos tres estaciones con los instrumentos de medición, con el objetivo de determinar el punto de origen de cada sismo, el medio por el que distribuyó y los efectos que este representa, en términos de aceleraciones y movimientos. Así mismo la sismología busca la predicción de terremotos y eventos telúricos como tsunamis y erupciones volcánicas. (Tarbuck & Lutgens, 2005)

Estos tipos de estudios tienen el objetivo de elaborar modelos para la predicción de estos movimientos, con base en la propagación de sismos, magnitud, intensidad y el origen de los mismos. Al evaluar estas condiciones se busca medir y evaluar el daño potencial que se podría reflejar en un sismo de gran envergadura. Por lo que al obtener estos resultados, se logra avanzar en la actualización de códigos estructurales, estructuras más seguras y la inclusión de nuevos dispositivos para evitar menores fallas estructurales. La sismología es esta rama de la geofísica que funciona como herramienta para interpretar el comportamiento de la estructura de la Tierra y aplicarlo para superar uno de los fenómenos naturales más devastadores. (Sauter, 1990)

B. Comportamiento de placas tectónicas

La Tierra expone una litósfera rígida, fragmentada en diferentes piezas, formando un sistema de elementos de distintos tamaños, los cuales se nombran placas tectónicas. Estas pueden encajar dentro de su sistema, sin embargo, difieren en aspectos como el grosor, comportamiento y movimiento. Esto se produce debido a la energía liberada por capas internas plásticas, en donde se genera un medio de transferencia de calor procedente del núcleo y manto. Estas secciones de litósfera son las causantes de movimientos conocidos como tectónicos por los cuales se han formado las montañas, volcanes, cordilleras y todo accidente geográfico; al igual que uno de los fenómenos naturales más devastadores: los sismos. (Servicio Geológico Mexicano, s.f.)

El movimiento de placas no es uniforme, puede que existan movimientos leves e imperceptibles, sin embargo, un bajo porcentaje de ellos causan la mayor destrucción en ciudades. Estos movimientos de placas crean tres tipos de límites tectónicos, estos se generan por movimientos interplaca que suelen ser más comunes y de mayor intensidad. Así mismo, existen los movimientos intraplaca, que se generan dentro de la misma placa. Finalmente, los movimientos principales son los siguientes: (Servicio Geológico Mexicano, s.f.)

1. Límites convergentes: Estos límites se forman o se generan cuando una placa se hunde por proceso de subducción, cuando la placa superior se alza, se llegan a formar cordilleras y accidentes geográficos prominentes. En cuanto a la placa inferior esta se desvanece en el manto, este material resultante puede evolucionar en otros mecanismos de liberación de energía. Dado que el proceso de la tectónica de placas renueva la corteza, esta se mantiene en un constante reciclaje y en acumulación de energía. (Nava, s.f.)

2. Límites divergentes: Con respecto a los límites divergentes se producen ciertas fallas o fracturas en la superficie oceánica en donde surge magma y regenera principalmente los mantos oceánicos. En este tipo de límites, predominan terremotos superficiales según la teoría de la tectónica de placas. La mayoría de este tipo de borde se localiza longitudinalmente en dorsales oceánico y puede generar desplazamientos de 2 a 15 cm al año. (Nava, s.f.)

3. Límites transformantes: En este caso ambas placas tectónicas rozan entre ellas generando esfuerzos por fricción, al ser liberada esta energía puede provocar grandes movimientos generando fenómenos naturales (sismos) de mayor envergadura. A pesar que la mayoría de este tipo de límite se localice en las cuencas oceánicas, unas pocas se encuentran en los límites continentales, como por ejemplo la falla de San

Andrés, en California y la falla Alpina, en Nueva Zelanda, en ambos casos son puntos característicos de sismos de gran magnitud. (Nava, s.f.)

C. Ondas sísmicas:

En el momento de la falla, se libera gran cantidad de energía, debido a esto se generan ondas que se propagan a través del suelo, estas viajan a través de un medio sólido y elástico desde su punto de origen, este punto de origen se conoce como "hipocentro", a partir de esta ubicación las ondas generadas se propagan de forma concéntrica y tridimensional hasta alcanzar un punto en la superficie directamente sobre el hipocentro, el cual es conocido como epicentro. Estas ondas se transforman en formas bidimensionales y son propagadas a otras direcciones.

Estas ondas pueden ser clasificadas según su comportamiento y velocidad, lo cual se relaciona con el tipo de material por medio del cual se dispersan, esto depende de la densidad y elasticidad, por lo tanto en los substratos de suelo que se caracterizan por una mayor capacidad de recuperación elástica la velocidad de la onda puede aumentar, sin embargo este tipo de material suele ser más denso, debido a esto a mayor profundidad la presión del estrato se incrementa y permite que se generen este tipo de condiciones, a pesar de ello, la tipología del suelo esta directamente relacionada al comportamiento de las ondas y como estas serán propagadas. Estas ondas son clasificadas en Ondas internas y superficiales. (Tarbuck & Lutegens, 2005)

1. Ondas internas o de cuerpo:

- **Ondas Primarias (P):** Estas ondas se caracterizan por desplazarse con mayor velocidad, son un conjunto de compresión y dilatación, con cierto comportamiento de desplazamiento longitudinal.
- **Ondas Secundarias (S) :** Son ondas que generan esfuerzos cortantes, con menor velocidad que las ondas P y con un desplazamiento transversal.

2. Ondas superficiales:

- **Ondas Love (L)** Estas ondas se caracterizan por desplazarse con mayor velocidad, son un conjunto de compresión y dilatación, con cierto comportamiento de desplazamiento longitudinal.
- **Ondas Secundarias (S) :** Son ondas que generan esfuerzos cortantes, con menor velocidad que las ondas P y con un desplazamiento transversal.

Además del tipo de material por medio del cual se transmitan las ondas, existen otros dos factores asociados a la energía dispersada. En este caso es la amplitud y el periodo de onda. En cuanto a la amplitud es la distancia desde el centro del movimiento o de la onda a otro extremo. Al tener contacto con el material, dependiendo de sus propiedades esta onda avanza y paulatinamente su amplitud disminuye, por lo cual a mayor profundidad, menor movimiento superficial. En cuanto al periodo, este comprende la cantidad de tiempo que tarda en completar un ciclo o en viajar entre dos puntos máximos. En este caso mientras disminuya la amplitud de las ondas, el periodo aumenta. Debido a lo anterior, los sectores más cercanos al hipocentro sufrirán de un mayor movimiento superficial que aquellos que se alejen del mismo. (Tarbuck & Lutegens, 2005)

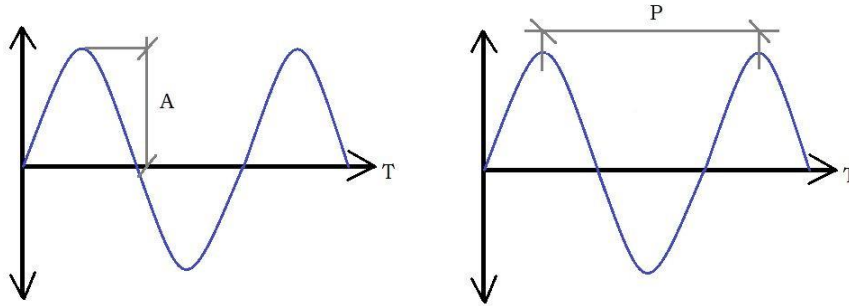


Figura 1. Amplitud y periodo de onda

(Elaboración propia)

En términos generales la vibración experimentada durante un evento sísmico depende de la geología y características del suelo local. Por ejemplo en rocas o suelos rígidos, se muestran ondas de periodos cortos debido a la alta densidad de estos materiales, en cambio en estratos de suelo más flexibles y plásticos como lo son los suelos arcillosos, los periodos de vibración son mayores y tienen a propagar las ondas a mayor distancia. (Domínguez Caicedo, 2014)

D. Tipos de sismo

Los sismos pueden ser clasificados de diferentes formas, sin embargo, la forma típica de identificarlos es por medio de la profundidad del foco de liberación de energía de un terremoto, en otras palabras, la profundidad del hipocentro. De tal forma que se identifican tres tipos: (Centro Sismológico Nacional, 2016)

1. Superficiales. Los sismos superficiales o corticales son aquellos cuyo hipocentro se encuentra a una profundidad menor o igual a 70 km. Generalmente este tipo de sismos generan mayores daños debido a que estos liberan energía a una menor distancia de la superficie, por lo que su impacto es más directo. Además de esto, el tiempo de retorno de este tipo de sismo es menor, por lo que la frecuencia de ocurrencia aumenta, estos suelen ubicarse entre 10 y 25 km de la superficie. Así mismo estos se deben a deformaciones producidas en el interior de una placa continental como consecuencia de la convergencia de placas. (Centro Sismológico Nacional, 2016), (Nava, s.f.)

2. Intermedios. La forma de identificar este tipo de sismos es por el rango de profundidad del hipocentro, este se genera entre 70 y 300 km, dependiendo del marco geológico del lugar, este se propaga de la misma forma que los sismos superficiales, sin embargo, tienen menor probabilidad de frecuencia. Una característica de estos sismos son que se generan al interior de una placa oceánica de subducción, estos se dan en una zona llamada Benioff. (Nava, s.f.)

3. Profundos. Estos eventos sísmicos tienen su hipocentro fuera de los límites de la litósfera, a más de 300 kilómetros de profundidad. Son casi imperceptibles debido a la lejanía con la superficie terrestre y también son menos frecuentes, disminuyendo drásticamente en frecuencia cuando se generan bajo los 650 kilómetros. También se les conoce como Batisismos. Sin embargo, se debe considerar que al igual que cualquier sismo estos generan una gran devastación, este tipo de sismo fue el causante de daños como el del terremoto de Japón de 2011. (Ministerio de Ciencia, Tecnología, Conocimiento e Innovación del Gobierno de Chile, 2020)

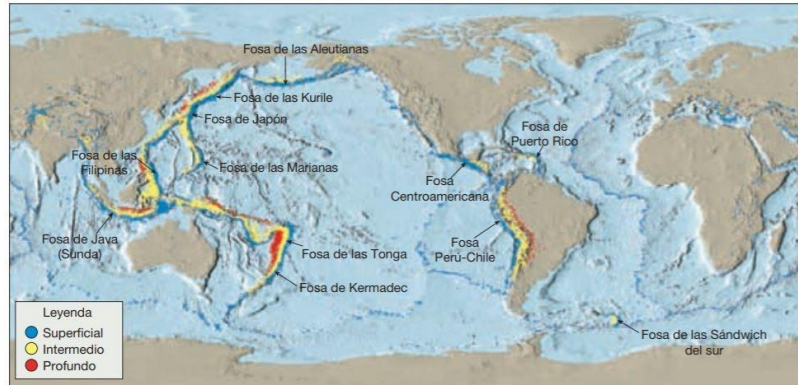


Figura 2. Distribución de los terremotos superficiales, intermedios y foco profundo. (Tarbuck & Lutegens, 2005)

E. Medición de sismos

Actualmente los sismos son medidos por medio de dos características, según su magnitud y su intensidad, la primera mide la cantidad de energía liberada durante el evento y la segunda se refiere a los daños provocados durante este.

1. Magnitud. La magnitud de un sismo se refiere a la cantidad de energía liberada durante un evento telúrico, a diferencia de la intensidad, la cual se asocia al daño, la magnitud puede ser estandarizada y no cambiará en relación al lugar que este evento suceda. Para medir la magnitud se utilizan dos tipos de escala, la más conocida es la escala de Richter, la cual se basa en una función logarítmica a partir de las amplitudes de onda registradas por un sismógrafo, sin embargo, este tipo de escala ha quedado obsoleta, ya que no considera sismos de mayor magnitud. (Alfaro, 2009)

Hoy en día la escala más recomendada es la de Momento (M_w), esta mide sismos a profundidades mayores a 600 km y los grados utilizados para su clasificación se adecuan a las utilizadas en escala Richter, y pueden continuar con la cuenta después del 6.9, punto en donde la escala de Richter empieza a ser deficiente. Esta escala utiliza el módulo de deformación del suelo, el área de ruptura (la superficie de contacto en donde se libera la energía) y el desplazamiento en esta área. Existen otras escalas como la de Ondas Superficiales (M_s) o de Ondas Internas (M_b), sin embargo la de momento cuenta con mayor precisión. (Sauter, 1990), (Alfaro, 2009)

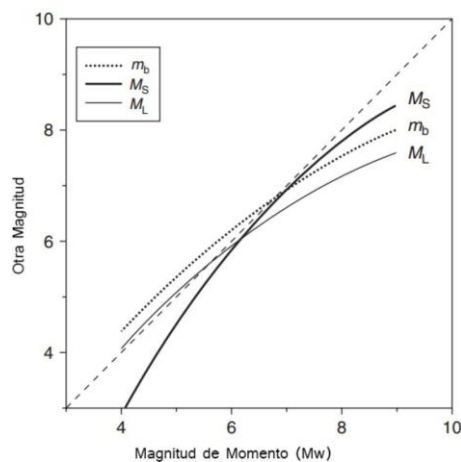


Figura 3. Relación entre escala de momento y otro tipo escala de magnitudes.

(Alfaro, 2009)

2. Intensidad. En cuanto a la intensidad del sismo es una ponderación variable que esta asociada a la percepción de daños, y puede cambiar conforme al lugar en donde se mida, a pesar que ambas regiones se encuentren en la misma zona. Esta medición no utiliza ningún tipo de dispositivo para ser calculado, solamente toma en cuenta la percepción de los lugareños. La escala más común para medir la intensidad es la escala de Mercalli, la cual se expresa en números romanos y se divide en doce grados de severidad en donde se toma en cuenta los daños y sensación de las vibraciones. (Alfaro, 2009) Esta escala sería la siguiente:

Grado	Intensidad
I	No es perceptible para la mayoría de los individuos solo con instrumentos.
II	Se percibe en condiciones de reposo y en niveles superiores de estructuras.
III	Se percibe dentro de estructuras.
IV	Se percibe fuera de estructuras, objetos colgantes en oscilación.
V	La mayoría de las personas lo sienten, se percibe la dirección de sismo.
VI	Todas las personas lo perciben, inseguridad para caminar.
VII	Daño considerable en estructuras, dificultad para permanecer de pie.
VIII	Derrumbes parciales y daño considerable en estructuras.
IX	Daño grave de edificaciones y pánico general.
X	Destrucción significativa en edificaciones construidos adecuadamente.
XI	Se destruyen casi todas las estructuras
XII	Destrucción total

Cuadro 1

Escala de Mercalli

(Elaboración propia, con base en datos INSIVUMEH)

F. Marco geológico de Guatemala

El territorio de Guatemala se encuentra ubicada sobre la unión o conjunto de tres placas tectónicas, con diferentes comportamientos entre ellas, estas son la de Norteamérica, Caribe y de Cocos, sin mencionar su límite de las zonas fisiográficas del cinturón volcánico. La interacción que tienen estas tres placas son las que determinan las principales características de la topografía del país, al igual que el marco sísmico y distribución de volcanes.

Estas placas tectónicas se delimitan a través de numerosas fallas principales, debido al contacto de estas tres placas. En el lado sur se tiene un comportamiento del tipo convergente, entre la placa de Cocos y la del Caribe, este movimiento es el causante de múltiples sismos y de la formación de volcanes.(Servicio Geológico Mexicano, s.f.),

Así mismo el movimiento entre las placas de Norteamérica y Caribe es transcurrente, este contacto a producido la manifestación de ciertos sistemas de fallas, las cuales son las de Motagua – Chixoy – Polochic y Jocotán. De igual forma de crear fallas secundarias debido a deformaciones en el interior de las placas, como ejemplo de estas fallas secundarias están las de Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinúla

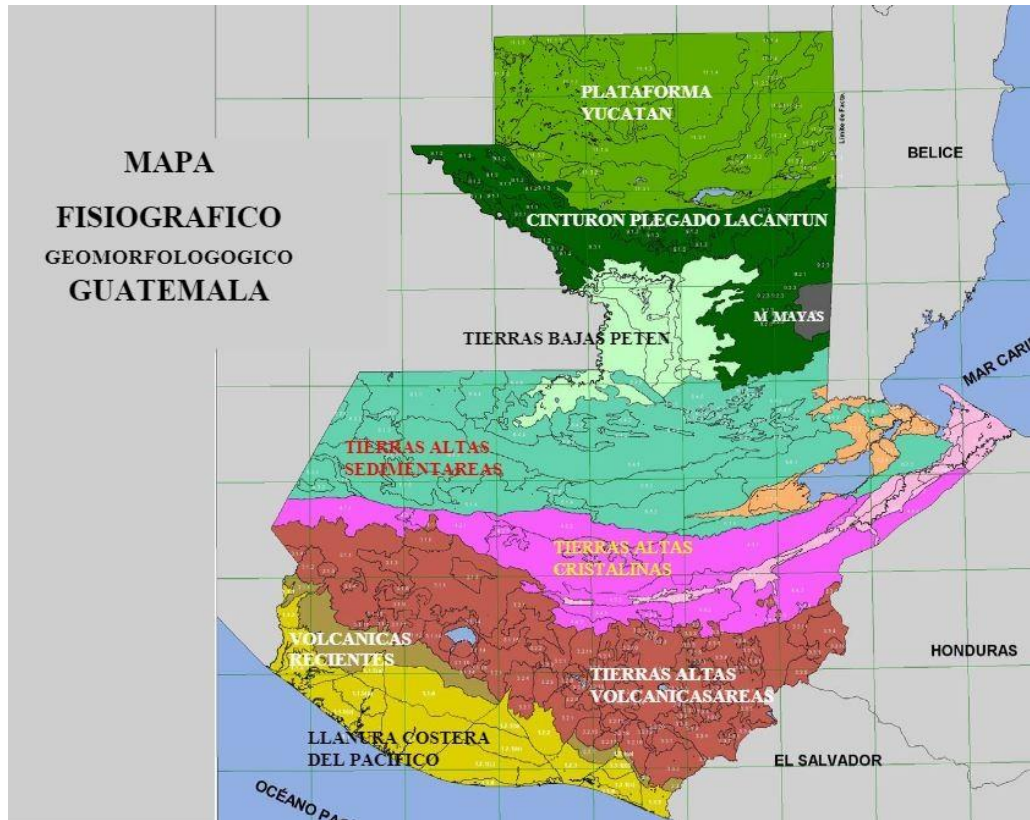


Figura 4. Mapa fisiográfico geomorfológico de Guatemala

(MAGA,2010)

Tomando esto en cuenta en Guatemala se han definido cuatro zonas fisiográficas, las cuales son: la costa sur del Pacífico, el altiplano occidental con cadenas montañosas y volcánicas, la zona atlántica y en el norte se incluye la península de Yucatán en Petén. (Ministerio de Comunicaciones, 2010),

VII. Diseño sísmoresistente

A. Descripción

El principio clave en el diseño sísmico basado en resiliencia es limitar el daño esperado a los componentes estructurales y arquitectónicos y a los sistemas de salida (ascensores, escaleras y puertas) ya que cualquier daño mayor podría dificultar la preocupación o evitar un retorno rápido a la funcionalidad. Para lograr resiliencia, aparte de estructuras bien diseñadas se debe tener estructuras con protección sísmica. (Genatios, 2014)

A lo que se refiere como resiliencia sísmica se define como la capacidad de un sistema para reducir las posibilidades de reducción abrupta del desempeño ante sismo, para absorberla si esta ocurre y para recuperarse rápidamente después de este evento para restablecer el desempeño normal. (Marko, 2006)

De esta forma se introducen los sistemas de protección sísmica, en donde son una alternativa al diseño convencional para un mejor control de aceleraciones de entrepiso, deformaciones laterales y daño sísmico, otorgando así un mayor nivel de seguridad sísmica a la estructura y sus contenidos. (de la Cruz, 2018)

B. Estructuras sísmoresistentes

El objetivo principal de las estructuras sísmo-resistentes es mantener su capacidad durante un evento sísmico, a pesar que estas sufran algún tipo de daño, Sobre cualquier cosa evitan el colapso total de la estructura, con el fin de preservar la vida, utilizando las propiedades mecánicas de los materiales para que los mismo experimenten una deformación no elástica en posiciones específicas, p reviamente d iseñadas p ara q ue las mismas disipen la energía durante el sismo. (de la Cruz, 2018)

A este tipo de estructuras se le conoce como estructuras dúctiles, las cuales cuentan con la capacidad de soportar múltiples eventos sísmicos, sin embargo, existe la posibilidad de que el próximo evento sea crítico para la estructura y esta experimente un daño significativo, representando la pérdida total. Al asegurarse que las estructuras sean dúctiles se aumenta la posibilidad de mantener su integridad estructural y sea capaz de soportar las cargas dinámicas aun dentro de su zona inelástica.

C. Comportamiento estructural ante cargas sísmicas

Durante un evento sísmico se genera movimiento a partir de las aceleraciones del suelo, este movimiento se transfiere a la estructura por medio de su base, generando un movimiento cíclico abrupto. Generalmente la estructura permanece en un estado estático en donde únicamente debe ser capaz de soportar cargas gravitacionales, cuando estas cargas dinámicas se transmiten a la estructura debe ser capaz de resistir el movimiento además de los efectos de las mismas cargas gravitaciones tienen durante este evento. Al provocar un movimiento constante y cíclico a la estructura esta sufre de esfuerzos de tensión y compresión críticos al igual que cambios en los esfuerzos de corte y flexión.

Debido a esto los componentes estructurales a traviesa de un escenario de estrés y en este punto se inician los daños estructurales, los mismos están directamente relacionados con las aceleraciones sísmicas del suelo y no con su magnitud. Sin embargo, el cambio en los elementos estructurales y de materiales afecta los esfuerzos críticos. Tomando esto en cuenta, al presentarse un sistema de alta rigidez la vibración de la estructura o su desplazamiento sería igual al de su base, sin embargo al poseer ciertas propiedades elásticas esta vibración será distinta. Ya que el periodo de vibración de la base varía en relación de la estructura, debido a las aceleraciones sísmicas sobre la superficie del suelo. Este periodo de vibración se refiere al tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo completo de movimiento, y varía dependiendo de las aceleraciones.

Para el diseño de estructuras se deben considerar dos parámetros, el periodo fundamental y la aceleración máxima a la que se someterá la estructura, ya que son indicadores que se relacionan al daño estructural de la

edificación, al evaluar la estructura con sus parámetros críticos, permite estimar el desplazamiento límite de esta y limitar su movimiento y flexibilidad, reduciendo el daño provocado por el movimiento sísmico. En la siguiente figura se muestra un sistema de un grado de libertad conforme a su periodo de oscilación y como este se ve representado.

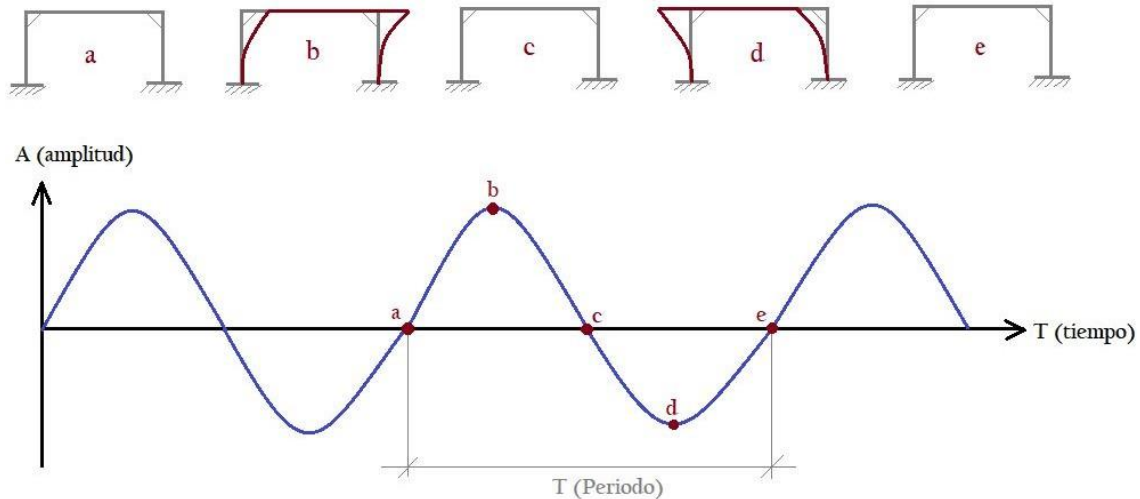


Figura 5. Periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad

(Elaboración propia)

Durante un corto período de tiempo la tierra vibra por efecto de la energía que se libera súbitamente y se transmite por los estratos del terreno. La vibración del suelo se transmite a las edificaciones a través de la cimentación. Las edificaciones pasan bruscamente del estado de reposo en que se encuentran soportando principalmente cargas gravitacionales verticales a sufrir un movimiento vibratorio, que le genera cargas dinámicas actuando en todas las direcciones, siendo las componentes horizontales las más críticas pues en esa dirección las construcciones empotradas en sus cimientos actúan como voladizos. Las edificaciones de un piso al tener una sola masa vibran solamente de un solo modo, la masa desplazándose a cada lado de la vertical. (Domínguez Caicedo, 2014)

Sin embargo, durante un evento sísmico los edificios presentan distintas formas de movimiento, y esta relacionado a las cargas dinámicas transmitidas a través de la cimentación. Además de las aceleraciones y el periodo de la estructura, propiedades como la rigidez y la altura de la edificación afectan directamente a sus patrones de vibración. Por lo que el peso de la estructura y cambios en la aceleración modifican el tipo de movimiento que la estructura tendrá al igual que su respuesta sísmoresistente.

Si bien estas consideraciones relacionan las propiedades de la edificación, existe un factor más que influye en el comportamiento estructural y los posibles daños. Este es la duración del sismo, Ya que al aumentar el periodo de oscilación con una amplitud de onda constante relativamente alta, esta provoca que ciertos elementos estructurales continúen resistiendo esfuerzos de flexión y corte significativamente altos durante un lapso de tiempo prolongado, lo cual provoca fallas estructurales, debido a que estos elementos exceden su capacidad elástica. Debido a esto, conforme la estructura acumula años de servicio, esta se vuelve cada vez más vulnerable a fatiga de materiales y por ende a una reducción de su capacidad de resistencia a cargas dinámicas.

1. Dinámica estructural . La respuesta de sistemas de un grado de libertad ante aceleraciones del suelo se modela a partir de un sistema de péndulo invertido y el comportamiento que este tiene. En la siguiente imagen se muestra la descripción de este modelo.

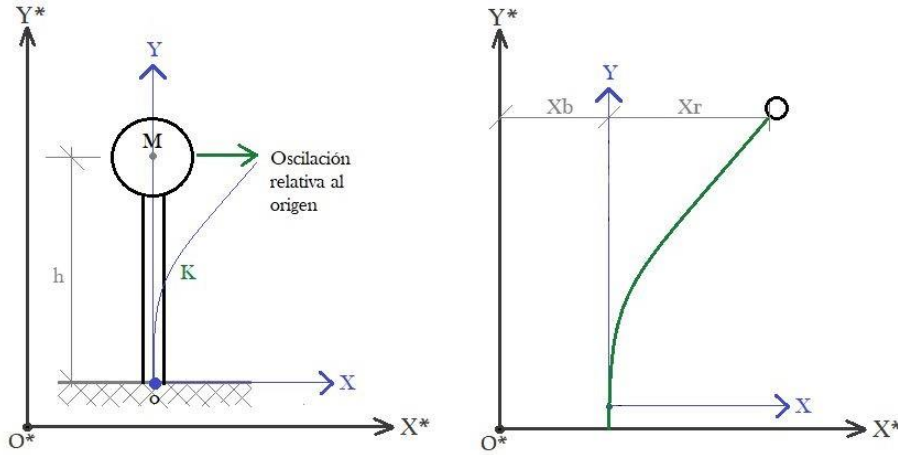


Figura 6. Modelo de respuesta de sistemas de un grado de libertad ante aceleraciones sísmicas (Elaboración propia)

En este sistema se toma en cuenta dos ejes, el primero es absoluto y el mismo no tiene desplazamiento, en cuanto al segundo su punto de origen es la base del péndulo, durante un evento sísmico las aceleraciones sísmicas del suelo producen un movimiento, en este punto toda la estructura oscila de lado a lado con un periodo específico. En donde se generan dos desplazamientos, uno con respecto al origen absoluto, el cual se mide a partir de la base de la estructura y el segundo es el desplazamiento relativo de la masa con respecto a su base. Ambos desplazamientos consideran el principio de equilibrio dinámico de D'Alembert, el cual indica que la fuerza inercial asociada a la aceleración de la masa debe ser balanceada por fuerzas opuestas, en este caso son fuerzas de flexión y amortiguamiento. Debido a esto la dinámica estructural, se rige a partir de la ecuación de movimiento, (de la Cruz, 2018) la cual es utilizada para evaluar la respuesta estructural del movimiento:

$$M(x_r'' + x_b'') + Cx_r' + Kx_r = -MX_b'' \quad (1)$$

(Hurtado, 2000)

En donde:

- M es la masa de la estructura.
- K es la rigidez de la estructura.
- C es el coeficiente de amortiguamiento.
- $x_r + x_b$ es el desplazamiento absoluto de la masa.
- x_i'' es la segunda derivada del desplazamiento con respecto al tiempo.
- X_b'' representa la aceleración sísmica.(de la Cruz, 2018)

Esta ecuación esta dada por cuatro elementos de fuerzas, en donde MXT hace referencia a la fuerza inercial, la cual es determinada por la aceleración adquirida por la la masas de la propia estructura, debido a los movimientos sísmicos. El segundo termino corresponde directamente a las fuerzas de amortiguamiento, el mismo es proporcionado por elementos no estructurales dentro de la misma edificación como lo es la mampostería. En el caso del ultimo componente de fuerza, se refiere a elementos que se encuentran dentro de una rango elástico y tienen relación con la rigidez. Conforme aumenta la rigidez de la estructura mayor es la fuerza sobre la estructura. (Hurtado, 2000). Finalmente al sumar estos tres componentes, deben ser capaces de contrarrestar el efecto de las fuerzas sísmicas transmitidas a través de las cimentaciones al resto de la estructura. Por lo que cualquier variación en estos factores, afectará la respuesta de la estructura. Uno de los aspectos relevantes de la ecuación del movimiento es su rigidez, la cual esta dada por:

$$K = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_c I} + \frac{H}{A_{ev} G}} \quad (2)$$

En donde:

- E_c corresponde al módulo de elasticidad.
- I es el momento de inercia.
- A_{ev} es el área efectiva a cortante.
- G es el modulo de corte.
- H altura de la estructura. (de la Cruz, 2018)

El material de la estructura esta directamente relacionado a esta propiedad, en el caso del concreto y mampostería, el momento de inercia y el área efectiva dependen del nivel de fuerza lateral y el agrietamiento de la sección. En cuanto al módulo de corte y de elasticidad, estos dependen del nivel de esfuerzo. De tal forma que al generarse esfuerzos la rigidez elásticas es distinta por lo que esta propiedad debería de ser variable, sin embargo, se idealizan ciertos factores y la respuesta del modelo. Otro aspecto importante para la resistencia de fuerzas sísmicas es el amortiguamiento, es importante saber que este tipo de modelo asumen un amortiguamiento viscoso, el cual se escoge por facilidad de cálculos en lugar la precisión con un modelo real estructural. En un sistema lineal elástico el amortiguamiento viscoso genera un comportamiento distinto al que se produce en las estructuras de concreto, a pesar de esto, se continua utilizando este sistema.

2. Periodo de vibración. En cuanto a la relación que tiene la dinámica estructural y el periodo, depende de las vibraciones de ondas sísmicas y el propio periodo de la estructura. Por lo que el conocimiento del valor del periodo es necesario para determinar cual será su respuesta ante un evento sísmico, si la relación entre el periodo característico de la estructura y el periodo de vibración es cercana a uno, la edificación entra en un proceso conocido como resonancia, en donde la vibración de la estructura gradualmente se incrementa, mientras que las aceleraciones del suelo, provocada por las ondas sísmicas, aumenten.

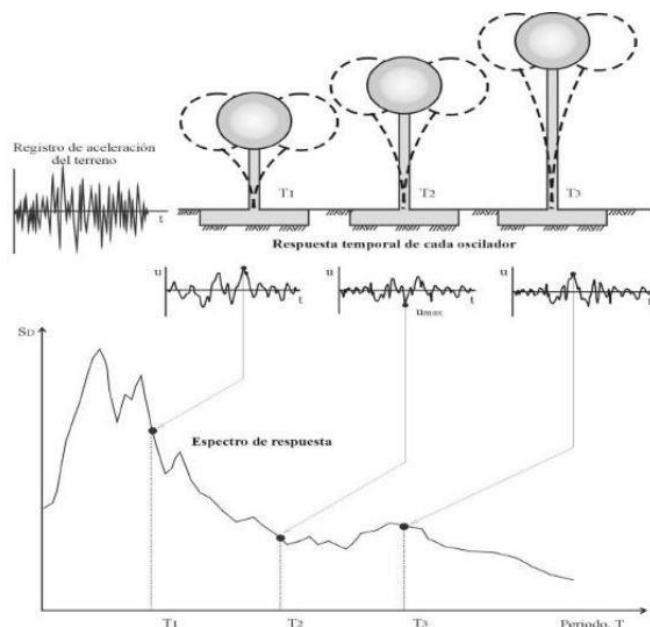


Figura 7. Resonancia de cada péndulo para diferentes periodos de vibración del suelo. (Domínguez Caicedo, 2014)

Esto induce a la estructura a un proceso de alto estrés, provocando un incremento en las aceleraciones de la estructura y por ende a un aumento en las deformaciones, a su vez se incrementan los esfuerzos de tensión y compresión al igual que el cambio en la dirección que estos esfuerzos actúan.

El periodo de una estructura varía dependiendo sus dimensiones, en especial de su altura, a mayor altura posee una edificación, mayor será su periodo de vibración. Esto puede ser demostrado a partir de un modelo de tres péndulos simples con condiciones de masa y rigidez constantes, únicamente variando la longitud gradualmente, como se muestra en la siguiente figura a mayor altura o longitud mayor será su periodo. Para identificar el periodo fundamental de la estructura, este corresponde al periodo de vibración que tenga la base, que provoque resonancia.

Por otro lado, si la aceleración del edificio es menor que la del evento sísmico, el periodo de la estructura aumenta, la frecuencia en su oscilación disminuye y las posibles deformaciones en los principales elementos estructurales son menores. Las características sismoresistentes de la estructura mejoran significativamente. En general, a mayor frecuencia, menor el periodo de vibración y mayor las deformaciones.

Esto es lo que sucede con edificios esbeltos, estos experimentan movimientos lentos, provocados por los periodos de vibración altos; en comparación de los edificios de menor altura, se caracterizan por ser afectados por periodos menores de alta frecuencia, así mismo el material en donde se ubican dichas estructural generan un gran impacto con respecto al periodo de vibración, al amplificar las ondas sísmicas, dependiendo de sus características geotécnicas.

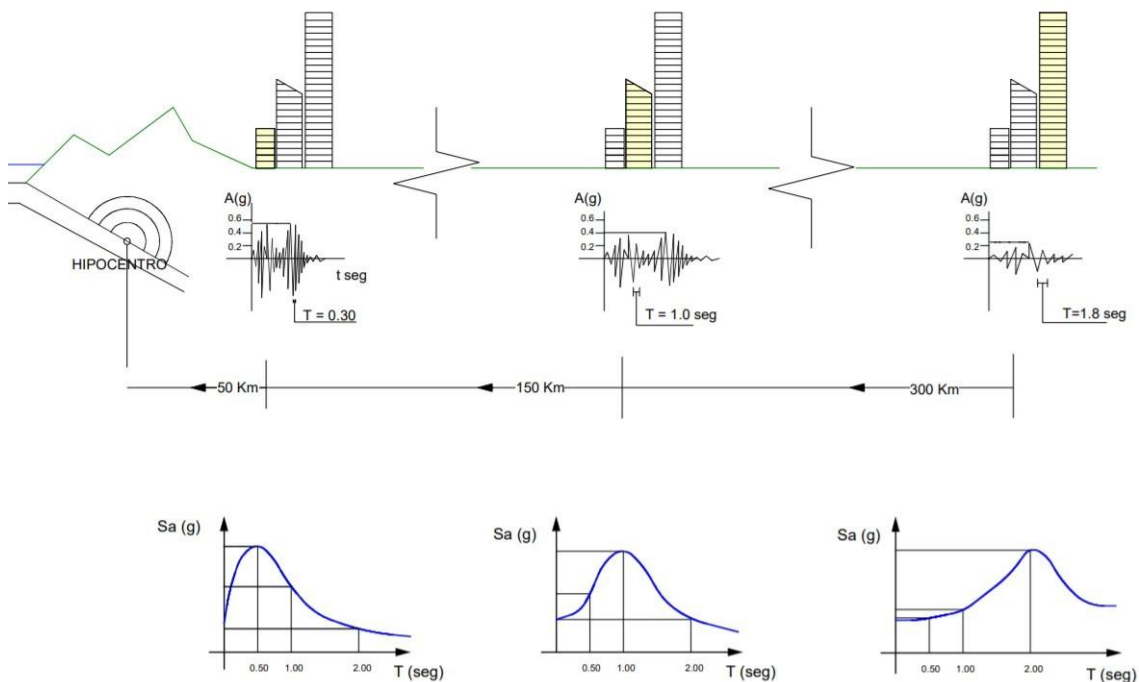


Figura 8. Amplificación de la amplitud y variación en el espectro de respuesta para epicentro a gran distancia. (Domínguez Caicedo, 2014)

Así mismo, la distancia del epicentro a la ubicación de la estructura es un factor importante a considerar, sin embargo, esto también depende del tipo de suelo que se encuentre en el sitio, a mayor densidad de materiales, el periodo de vibración se reduce y la amplitud de onda disminuye, al tener un suelo blando, altamente flexible este transmite a mayor distancia las ondas sísmicas, manteniendo casi constante la amplitud de onda y el periodo se alarga. Como se observa en la figura anterior, conforme aumenta la distancia del epicentro, el periodo aumenta, debido a que es evaluado en un suelo blando, por lo que afecta a distinto tipo de estructuras conforme el margen de separación se incrementa. (Domínguez Caicedo, 2014)

En términos generales la respuesta dinámica de una estructura se define a partir de ciertos parámetros, el periodo fundamental de la estructura, la frecuencia del sismo, el tipo de suelo de apoyo y la distancia entre el epicentro y la estructura. Así mismo, se deben considerar también las componentes horizontales del sismo, estas llegan a representar un estado crítico, ya que la edificación se comporta como un voladizo y su movimiento se genera mayormente en la misma dirección.(de la Cruz, 2018)

3. Amortiguamiento. Anteriormente se mencionaron ciertos factores críticos que condicionan el comportamiento dinámico de la estructura. Sin embargo, existen otras variables que modifican este comportamiento, como lo muestra la ecuación del movimiento, esto radica en las propiedades de la estructura. Uno de estos factores se conoce como amortiguamiento, este se refiere a la capacidad que posee una estructura para reducir los desplazamientos laterales, disminuir las deformaciones y esta directamente relacionado al tiempo de oscilación de la edificación.

Actualmente la filosofía de diseño se basa en la disipación de energía por medio de las deformaciones inelásticas en articulaciones plásticas en secciones preestablecidas del edificio cuando estos deben soportar esfuerzos repetidamente en un periodo determinado de tiempo. Esto genera daños significativos en estos elementos, ya que empieza su transición al rango inelástico, su resistencia se reduce y pone en riesgo algunos sectores de la estructura.(Cassano, 2009)

La evaluación del amortiguamiento en una estructura es un problema esencial en la dinámica estructural, ya que es se debe a distintas causas, de acuerdo a ciertas teorías, según Coulomb el amortiguamiento se genera debido al rozamiento entre superficies de deslizamiento, en donde la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la fuerza normal y al coeficiente de fricción, además de esta causa, esta fuerza de amortiguamiento se puede generar por fuerzas hidrodinámicas y por la fricción interna del material de la estructura. Debido a esto el amortiguamiento de una estructura se le atribuye a las propiedades mecánicas de los materiales y a su configuración estructural.(Cassano, 2009), (Braz-César & de Barros, 2013)

En general, para el cálculo dinámico de una estructura, se opta por un modelo simple para representar el amortiguamiento de la estructura. En este modelo se determina un amortiguamiento viscoso, a pesar que este no es el más preciso, la simplicidad del modelo beneficia a los cálculos dinámicos durante el análisis y diseño de la estructura. Durante más de 50 años se ha investigado la medición del amortiguamiento viscoso en edificios, en donde se determinó que este es un amortiguamiento Natural ya que se asocia al amortiguamiento interno de los materiales estructurales, el cual representa la energía disipada por elementos estructurales durante la vibración de la estructura en un sismo. (Braz-César & de Barros, 2013)

Esta energía se disipa por medio de los materiales y sus propiedades mecánicas y se idealiza por medio de diferentes modelos de amortiguamiento:

- **Amortiguamiento viscoso:** Este representa la resistencia generada por un fluido no compresible, opuesta al movimiento de un objeto cercano a el. Este se idealiza como una fuerza proporcional a la velocidad del movimiento, en este caso al tratarse de una aceleración sísmica, esto es proporcional a la frecuencia de la vibración en la estructura. (Braz-César & de Barros, 2013)
- **Amortiguamiento friccional:** En este tipo de amortiguamiento se representa la resistencia opuesta debido a la fricción entre dos elementos en movimiento. Este tipo de amortiguamiento es independiente del movimiento, por lo cual al finalizar la vibración en un edificación, este tipo de amortiguamiento tiene mayor participación, en comparación al resto de sistemas de amortiguamiento que pasan a ser despreciables.(Braz-César & de Barros, 2013)
- **Amortiguamiento estructural:** Representa el mecanismo de disipación de energía debido a la fricción interna de materiales deformables. Se idealiza como una fuerza proporcional a la deformación y por lo tanto independiente de la frecuencia.(Braz-César & de Barros, 2013)

De estas se escoge trabajar con el modelo de amortiguamiento viscoso, principalmente por la simplificación analítica. Sin embargo, el amortiguamiento de la estructura original, no necesariamente se comportará de esta forma, tomando en cuenta esto, este modelo puede representar adecuadamente el comportamiento dinámico de un edificio durante un sismo, limitando la complejidad matemática al mínimo.

En el modelo adoptado por la dinámica estructural, se establece un sistema de un grado de libertad, idealizado como un péndulo, con masa concentrada, invertido, el cual vibra y tiene un movimiento oscilante debido a las aceleraciones en su base, este movimiento está controlado por su rigidez y amortiguamiento. Por lo tanto, el comportamiento de una estructura de un grado de libertad con fuerzas de amortiguamiento se puede modelar de la siguiente forma:

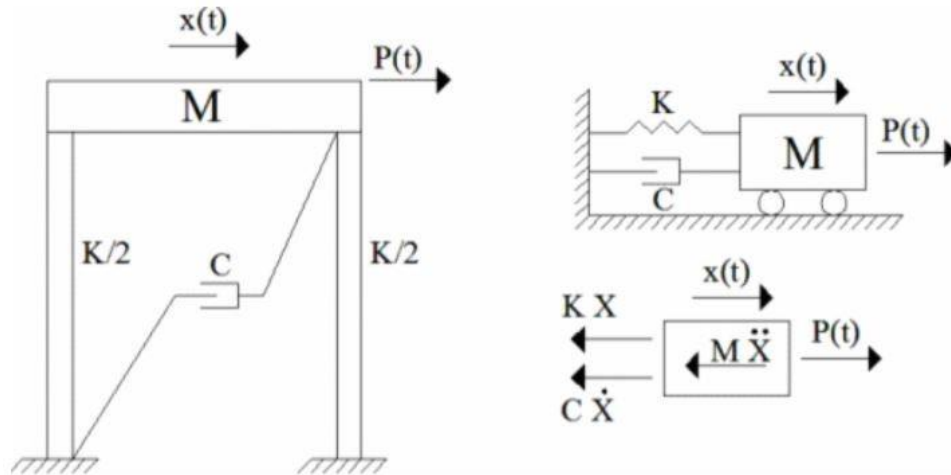


Figura 9. Modelo de un sistema de un grado de libertad no amortiguado.

(Chopra, 2005)

D. Espectro de respuesta

El concepto de espectro de respuesta fue introducido por Biot y Housner en 1932, este se desarrolló para caracterizar el movimiento del suelo y sus efectos. Actualmente este es utilizado como la máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad de cada componente se un movimiento en específico del suelo en función del periodo fundamental y el radio de amortiguamiento del sistema de un grado de libertad. La imagen siguiente muestra el sistema de un grado de libertad.(Miranda, s.f.)

Estos espectros de respuesta son clasificados según el tipo de respuesta y consideraciones de diseño a satisfacer, estos son los espectros de respuesta elásticos e inelásticos. Los cuales se generan a partir de los mapas de zonificación sísmica, la intensidad del evento esperado y el periodo de retorno de este.(Castro, 2016)

1. Espectro de respuesta elástico. El espectro de respuesta elástico toma en cuenta el tipo de suelo, tipos de estructura y nivel de importancia. Al diseñar utilizando estos espectros implica que las estructuras deban soportar sismos de la misma intensidad, evitando toda clase de daño; esto hace que los costos aumenten y el proyecto termina siendo ineficiente y poco conveniente de construir, ya que las dimensiones de los elementos resistentes no son adecuadas para fines prácticos. (Castro, 2016)

Un espectro de respuesta se calcula a partir del periodo de vibración del sistema y el amortiguamiento. Sin embargo, existen diferentes tipos de espectros, dependiendo de la respuesta que se espera relacionar, estos son el espectro debido a la velocidad, debido a la deformación y el mas utilizado para realizar las evaluaciones sismorresistentes es el espectro elástico de respuesta, que esta en función de la aceleración en donde:

$$UT(t) = -(2a * w * u(t) + 2 * w * u(t)) \quad (3)$$

En donde:

- a = factor de amortiguamiento
- W = periodo natural
- U(t) = desplazamiento.

(Chopra, 2005)

2. Espectro de respuesta inelástico. Este tipo de espectro supone el sistema de un grado de libertad tendrá en comportamiento no lineal, por lo que la estructura experimentará deformaciones en el rango plástico debido a la acción del terremoto. Por lo que, dentro de las normas se propone una reducción de este espectro elástico, considerando que la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de alta intensidad es baja para el tiempo de vida útil de la estructura. Este nuevo espectro de diseño toma en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, de modo que las fuerzas sísmicas disminuyen, asumiendo que esta excederá su capacidad elástica y disipará energía, produciendo ciertas deformaciones permanentes.(Chopra, 2005), (Hernández & Zigurat., 2020)

Por razones prácticas y económicas es más conveniente utilizar este tipo de espectro ya que las dimensiones de los elementos evaluados bajo un rango lineal no son adecuadas en relación con el sistema constructivo y los costos que representan. Al aplicar un espectro inelástico se asume que el sistema actuará dentro de un rango plástico, debido a esto es necesario diseñar una edificación dúctil. Una característica de estos espectros es que representan la ductilidad solicitada por un sismo en función del periodo de vibración de la estructura, los cuales son generados a partir de diferentes grados de resistencia.(Chopra, 2005)

3. Espectro de diseño. Los espectros de diseño propuestos para el análisis dinámico estructural se construyen a partir de la familia de espectros de respuesta calculados para un sitio, representativos de la respuesta de estructuras sometidas al ambiente sísmico que afecta a la región y tomando en cuenta el efecto de amplificación local.(Chopra, 2005)

El mismo determina el punto en donde se inicia el análisis de la respuesta de la estructura, estos son normalizados por la aceleración máxima del suelo. Con estos se pueden determinar las fuerzas laterales de diseño y las deformaciones laterales aproximadas de la estructura. Para lograr esto se deben conocer las propiedades de sitio y sus características geológicas. En el caso de Guatemala esta clase de sitio tiende a ser un compuesto arenoso con propiedades geotécnicas estables; sin embargo, el riesgo sísmico es significativamente alto; así mismo se debe de contar con el periodo fundamental del edificio. Se deben ajustar al perfil del suelo, corregir la amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar suelos compresibles y considerar un 5 por ciento del amortiguamiento crítico.

E. Enfoque energético de la Ingeniería Sísmica:

En el diseño convencional de resistencia a sismo, las estructuras deben diseñarse con suficiente ductilidad para disipar la energía, tal disipación se obtiene a través de daño en los elementos estructurales. En este tipo de casos no es económico resistir los eventos sismos intensos dependiendo exclusivamente de las energías que no provocan daño a la estructura(Chopra, 2005). Por ello en el diseño sismo-resistente tradicional se ha enfocado en la energía disipada, sin embargo, esto invariablemente esta asociado a el daño estructural. Por lo que mientras más energía se disipe por medio de histéresis de los elementos estructurales originales, mayor será el daño tolerado a esperar.(Bonett, s.f.)

Debido a esto los disipadores de energía se emplean para este tipo de servicio para controlar la estructura original, maximizando la energía disipada por amortiguamiento por medio de elementos especiales diseñados

para este fin ubicados en zonas estratégicas, y así poder minimizar la energía disipada por deformación de la estructura, y por lo tanto, el daño en los elementos estructurales convencionales(Marko, 2006). Por lo que los dispositivos disipadores de energía son los responsables de aumentar la energía de amortiguamiento mientras reducen la energía de disipación por medio de la deformación de elementos estructurales, y los daños que pueden llegar a surgir durante un evento sísmico.(Marko, 2006)

VIII. Diseño estructural

Este es un proceso por medio del cual se diseña los elementos principales de una estructura. En este se deben tomar en cuenta el objetivo y propósito que cumplirá dicha edificación, además de las limitaciones que presenta. Dicha estructura deberá de someterse a procesos de análisis y diseño, en donde el análisis esta basado en modelos matemáticos que tienen como objetivo acercarse a la realidad. (Bonett, s.f.)

Continuando con el proceso esto se deberá ejecutarse cíclicamente, cada vez detallando mas los elementos hasta alcanzar una configuración definitiva. La finalidad de este proceso es definir las propiedades de una estructura funcional, practica y que soporte las solicitaciones de carga y movimientos sísmicos. (Lanzas, s.f.) Para esto el diseño estructural se clasifica en tres etapas clave:

A. Configuración estructural

En esta etapa se determina los sistemas que brindaran rigidez y resistencia a la estructura, al igual que la distribución de elementos estructurales. Los cuales deberán ser capaces de soportar los diferentes tipos de carga, y a consecuencia de esto es importante la preselección de materiales, distribución de espacios y consideraciones de los servicios y utilidad que se tendrá.(Lanzas, s.f.)

B. Análisis estructural

Una vez propuesto el diseño preliminar de una estructura, este debe analizarse para asegurar que tiene la rigidez y la fuerza necesarias. Para analizar adecuadamente una estructura deben hacerse algunas idealizaciones sobre como conectan y apoyan los elementos entre sí. Las cargas se determinan a partir de códigos, sin embargo las fuerzas internas de los elementos y sus desplazamientos se determinan a partir del análisis estructural. Al evaluar estos resultados es posible rediseñar una estructura y es la fase más importante en el proceso de diseño ya que se encarga de verificar la respuesta de los sistemas establecidos ante las solicitaciones, desplazamientos y esfuerzos internos. En esta etapa se caracterizan dos tipos de análisis, en los cuales se evalúan las estructuras con dos enfoques de respuesta.(O. A. López, 2014)

1. Análisis estático. Dentro del análisis estático se realiza una corta evaluación para poder obtener una respuesta aproximada del comportamiento de una estructura. Al utilizar este método se determina la distribución de la fuerza cortante del sismo en la base de la estructura, a través de la altura de la esta. De acuerdo con los métodos estáticos lineales, las fuerzas laterales estáticas son aplicadas para obtenerlas fuerzas y desplazamiento de diseño. Este procedimiento esta basado en dos suposiciones importantes, la primera es asumir que una significativa parte de asignaciones de carga pueden ser obtenidas por medio de un sistema estático, a pesar que las cargas de sismo sean dinámicas. La segunda suposición implica que un alto porcentaje de las acciones de diseño pueden ser obtenidas por medio de un modelo estático lineal, a pesar de que el movimiento provocado por el sismo presenta un comportamiento no lineal.

Así mismo se prefiere que la evaluación de deformaciones no lineal se realicen por medio de un método de calculo no lineal, que tomen en cuenta los componentes deformados. Como una alternativa los códigos diseño permiten utilizar procedimientos lineales, ya que estos cuentan con una relación directa entre las fuerzas internas y las deformaciones internas, sin embargo estas ultimas pueden variar y debido a esto se recomienda otra opción. (Braz-César & de Barros, 2013)

2. Análisis dinámico. De manera similar que el procedimiento estático lineal, también el procedimiento dinámico lineal utiliza la misma respuesta estructural linealmente elástica; sin embargo, de manera similar al procedimiento estático lineal, no tiene en cuenta explícitamente el efecto de la respuesta no lineal. Por otro lado, en el caso del procedimiento dinámico no lineal, el comportamiento de carga-deformación no lineal de componentes y elementos individuales se modela directamente en el modelo matemático. 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. (Marko, 2006)

3. Análisis modal espectral (MME). es un procedimiento de análisis sísmico lineal de un sistema elástico, es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y con pequeños desplazamientos. Utiliza expresiones que son de tipo estático, por lo que no constituye una aproximación del problema, sino que es la solución exacta para sistemas de un grado de libertad (1 GDL). Para estructuras con múltiples grados de libertad dinámicos, se realizan ciertas aproximaciones que parten del análisis exacto mencionado. (Braz-César & de Barros, 2013)

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)

Entre las principales limitaciones de este método, son las relacionadas con la forma en que las estructuras desarrollan el comportamiento inelástico o plástico durante la acción sísmica. Además solo nos da el resultado del valor máximo de las respuestas de la estructura, sin importar el instante del tiempo en que se produjo.

El método consiste, de manera general, en integrar a través del tiempo las ecuaciones independientes de movimiento de la estructura según los modos naturales de vibración, realizando una sumatoria directa de las contribuciones de cada modo, en cada instante, teniendo como resultado la envolvente de máximas solicitaciones y deformaciones, obtenidas en la duración del movimiento. (Braz-César & de Barros, 2013)

Esta análisis se rige a partir de la siguiente expresión:

$$(M * \ddot{u}) + (C * \dot{u}) + (K * u) = Q \quad (4)$$

En donde:

- M = Es la matriz de masa de la estructura.
- C = Es la matriz de amortiguamiento.
- K = Es la matriz de rigidez
- u = Es el vector de desplazamientos
- \dot{u} = Es el vector de velocidades
- \ddot{u} = Es el vector de aceleraciones

Esta ecuación corresponde a un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, ya que las matrices de rigidez y amortiguamiento tienen valores fuera de la diagonal principal, por lo que es necesario desacoplar el sistema. (Cassano, 2009)

Este método pretende la construcción de un modelo objetivo que refleje el comportamiento dinámico de la estructura. Descompone la deformación compleja de un edificio en una serie de simples modos de deformación, tomando como referencia el espectro de diseño y la magnitud de respuesta máxima de los parámetros de interés de cada modo. Se utiliza 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. Las limitaciones del método se relacionan con el comportamiento inelástico que desarrollan las estructuras durante el sismo. Por esa razón, las normas usualmente establecen condiciones que debe cumplir el diseño de la estructura para que el MME posea la suficiente precisión y resulte ser aplicable al cálculo y la verificación del diseño. (Cassano, 2009)

4. Análisis tiempo-historia. El análisis dinámico tiempo historia (NDP) consiste en calcular la respuesta dinámica de una determinada edificación en diferentes intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos. (Tarbuck & Lutegens, 2005)

En un análisis Tiempo-Historia lineal podemos darnos una idea de cuánto tendrá que resistir nuestra estructura y por cuanto tiempo en estado de fluencia, siempre y cuando conozcamos el punto mencionado. Por ser lineal este análisis las condiciones de la estructura no cambiarán conforme va pasando el tiempo, por ello, aunque conozcamos el tiempo del desplazamiento máximo, si este está después del punto de fluencia será engañoso y posiblemente el punto de fluencia encuentre antes. Con un análisis tiempo-historia no lineal, podremos darnos una idea más clara ya que incorpora las propiedades inelásticas de los materiales. La principal diferencia es que el sismo, solo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Es la técnica más sofisticada disponible. Cuyos principios son los siguientes:(Tarbuck & Lutegens, 2005)

- Los análisis no lineales tiempo-historia deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.
- Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados.
- La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos.

Los análisis tiempo-historia se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 pares de eventos sísmicos, estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés, si se realizan 7 o más, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés. Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales para generar el número de registros y de componentes requeridos.(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)

IX. Normas y códigos de seguridad internacionales

Hoy en día, la Ingeniería Sísmica ha desarrollado tecnologías con el propósito de proteger a las estructuras de los devastadores efectos provocados por los terremotos. Países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda, Corea del Sur, China, Canadá y la Unión Europea, entre otros, han incluido en sus normativas sismo-resistentes los dispositivos de aislamiento sísmico de base para el diseño y construcción de edificios. A continuación, se presentan las normativas consideradas en este trabajo:

A. ASCE 7-16

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles de EE.UU., promueve desde 1852 las especialidades técnicas de ingeniería civil. Es una fuente acreditada de códigos y normas y el editor de contenido de ingeniería civil más grande del mundo. Impulsa la innovación tecnológica y la aplicación práctica de la investigación adaptadas a la construcción, a través del Instituto de Ingeniería Estructural (SEI), creado en 1996 (Braz-César & de Barros, 2013)

El SEI publica y actualiza normas técnicas con el objeto de promover la seguridad estructural, la productividad y la eficiencia en la construcción de edificios, puentes y otras obras de Ingeniería Civil. Los estándares de diseño sismo-resistente para edificios y los relacionados a la evaluación sísmica y restauración de edificios existentes, están contenidos en las siguientes normas:

- ASCE 7-10: Esta contiene los estándares para el diseño general y el diseño sismo resistente de estructuras.
- ASCE 7-16: En esta sección se describen distintos criterios del ASCE 7-10.
- ASCE 41-17: Describe procedimientos para evaluar y reacondicionar edificios existentes de forma que puedan resistir los efectos de los terremotos.

Respecto a los sistemas de protección sísmica, la norma ASCE/SEI 7-10, capítulo 18, especifica los estándares de diseño para estructuras con aisladores sísmicos de base.(Pardo, s.f.)

B. Consideraciones ASCE 7-16

Según la recomendaciones en el capítulo 12 y 18 del código, la estructura debe incluir un sistema de resistencia lateral y vertical, los cuales deben ser capaces de proveer resistencia, rigidez y la capacidad de disipación de energía adecuada. Con el objetivo de soportar el movimiento dinámico de diseño, dentro de los límites de deformación y demanda requerida. El movimiento de diseño en la base se supondrá que ocurre a lo largo de cualquier dirección horizontal de la estructura.

La adecuación de los sistemas estructurales deberá mostrarse a través de la creación de un método matemático modelo y evaluación de este modelo para los efectos del movimiento de diseño en la base. Además cada uno de los elementos de la estructura, incluyendo aquellos que no pertenezcan al sistema de resistencia sísmica, deben ser capaces de soportar las demandas axiales, de corte y flexión.

1. Criterios de análisis. Con el fin de modelar adecuadamente un sistema estructural resistente a las cargas sísmicas a las que pueda enfrentarse, el código establece varios métodos de análisis, y limitando su aplicación dependiendo de las características que presente la estructura. La categoría de diseño sísmico es la cual determinará el tipo de análisis y requerimientos se deben tomar en cuenta, esta toma en consideración su Categoría de Riesgo y la severidad del movimiento del sismo de diseño, el cual dependerá de sus propiedades in situ, tipo de suelo y propiedades sismológicas de la zona. Para esto es necesaria la integración de cargas sísmicas que lleguen a presentarse en el tiempo de vida útil de la edificación.

Comenzando con las características del lugar, en el caso de Guatemala esto se reduce a la zonificación sísmica, su índice de sismicidad y parámetros de sismo extremo, con una probabilidad del 2 por ciento en 50 años. A partir de esta información se determinan los coeficientes de aceleración:

- $S_s = MCE_R$ mapeado, considerando 5 por ciento amortiguado, parámetro de respuesta espectral de aceleración en periodos cortos.
- $S_1 = MCE_R$ mapeado, considerando 5 por ciento amortiguado, parámetro de respuesta espectral de aceleración para periodos de 1 segundo.

A partir de esto se deben establecer los coeficientes de clasificación de sitio, en este caso deben ser obtenidos de los datos de las normas AGIES NSE, aptos para la Ciudad de Guatemala. Estos serían:

- $F_a =$ Coeficiente de sitio para periodos cortos
- $F_v =$ Coeficiente de sitio para periodos de 1-s

Al multiplicar tanto el el coeficiente de sitio y el Máximo Sismo considerado mapeado se obtienen los parámetros espectrales de respuesta, con estos pueden obtenerse los parámetros de diseño, los cuales son los puntos clave para la determinación del espectro de respuesta de diseño.

$$S_{MS} = F_a * S_s \quad (5)$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad (6)$$

Para determinar estos parámetros de diseño, se aplican las siguientes ecuaciones, disminuyendo la respuesta en 2/3 de su valor original.

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} \quad (7)$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} \quad (8)$$

El código establece una clasificación con respecto al grado de peligro para la vida humana y su bienestar, este realiza una categorización del riesgo según su uso u ocupación y recomienda un factor de importancia I_e por cada categoría. Este factor depende del período de retorno elegido para el requisito de no colapso, cuya probabilidad de excedencia contempla un período de 50 años. Sin embargo, con respecto a los edificios con un sistema de disipación o amortiguamiento, este factor es igual a 1.0, sin importar su categoría de riesgo.

Partiendo de esto se debe establecer el método para generar la curva del espectro de diseño. En el caso del análisis para marcos resistentes a momento, el ASCE 7-16 establece que se puede utilizar las siguientes ecuaciones

$$S_{a(T)} = S_{DS} * (0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_o}) \quad T < T_o \quad (9)$$

$$S_{a(T)} = S_{DS} \quad T_o < T < T_s \quad (10)$$

$$S_{a(T)} = \frac{S_{D1}}{T} \quad T_s < T < T_L \quad (11)$$

$$S_{a(T)} = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} \quad T_L < T \quad (12)$$

En este caso $S_{a(T)}$ corresponde a la aceleración de la respuesta espectral de diseño, la cual esta en función del periodo fundamental de la estructura T . El mismo es limitado por las restricciones de T_o , el cual determina la meseta de periodos cortos, T_s que establece el punto de separación entre periodos cortos y largos; además de T_L fijando el periodo de transición a periodos largos. Para obtener estos valores se emplean las siguientes funciones:

$$T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (13)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (14)$$

En cuanto a T_L debe de obtenerse de la información de AGIES NSE 2.1.

Al establecer el nivel de categoría de riesgo y considerando los parámetros de aceleración de diseño, tanto para periodos cortos y periodos largos, ASCE 7-16 brinda las siguientes opciones para seleccionar la categoría de diseño.

Categoría de diseño sísmico con base en el parámetro de respuesta de aceleración para periodos cortos

S_{D1}	Categoría de riesgo	
	I – II – III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Cuadro 2

Categoría de riesgo con base en parámetros de respuesta de aceleración para periodos cortos

Categoría de diseño sísmico con base en el parámetro de respuesta de aceleración para periodos de 1-s

S_{D1}	Categoría de riesgo	
	I – II – III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Cuadro 3

Categoría de riesgo con base en parámetros de respuesta de aceleración para periodos de 1-s

En cuanto al sistema estructural, para este estudio se seleccionó un sistema de marcos especiales resistentes a momento, con esto se pueden determinar los coeficientes que afectarán directamente al cortante basal estático y dinámico, además de los límites de diseño en cuanto a fuerzas y derivas de cada nivel; siendo estos:

- R = Coeficiente modificador de respuesta
- Ω = Coeficiente de sobre resistencia
- Cd = Factor amplificador

Tal como se mencionó anteriormente los procedimientos de análisis dependen de las siguientes consideraciones:

Procedimientos de análisis permitidos				
Categoría de diseño	Características estructurales	Procedimiento de fuerza lateral equivalente	Análisis modal espectral o análisis historia respuesta lineal	Procedimientos no lineales de historia
B,C	Todas las estructuras	Sí	Sí	Sí
D,E,F	Categoría de riesgo I o II, edificios que no excedan dos pisos a partir de su base livianos	Sí	Sí	Sí
	Estructuras sin irregularidades que no	Sí	Sí	Sí
	Estructuras que excedan los 48.8m, sin irregularidades con un periodo menor de 3.5 Ts	Sí	Sí	Sí
	Estructuras que no excedan los 48.8 metros de altura estructural y teniendo solo irregularidades horizontales de tipo 2,3,4 o 5 en la Tabla	Sí	Sí	Sí
	El resto de las estructuras	No	Sí	Sí

Cuadro 4
Métodos de análisis permitidos

2. Procedimiento Fuerza Lateral Equivalente (ELF). En el análisis de fuerza lateral se establece el siguiente procedimiento para la calibración del sismo dinámico y el sismo estático. El objetivo de este es determinar el cortante basal sísmico, el cual depende de los resultados del periodo modal de la edificación y las limitaciones que establece la normativa. Para obtener este valor se debe de establecer la siguiente información:

- C_t = Coeficiente modificador para periodo aproximado
- x = Coeficiente modificador para determinar el periodo fundamental aproximado
- C_u = Coeficiente del limite superior para el periodo calculado
- h_n = Altura de la estructura

Estos coeficientes deben ser seleccionados de acuerdo con las características de la estructura, su sistema de resistencia lateral, además es importante saber que los coeficientes mostrados se muestran en el sistema métrico e internacional.

Valores para parámetros de periodo aproximado C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Marcos de acero resistentes a momento	0.028 (0.0724)	0.8
Marcos de concreto resistentes a momento	0.016 (0.0466)	0.9
Marcos de acero reforzados excéntricamente en de acuerdo con la a la Sección 12.2 en tabla 12.2-1	0.03 (0.0731)	0.75
Marcos de acero restringidos al pandeo	0.03 (0.0731)	0.75
El resto de las estructuras	0.02 (0.0488)	0.75

Cuadro 5

Parámetros modificadores para el periodo aproximado

Con respecto a las dos primeras clasificaciones del cuadro anterior, estas se aplican si el sistema de marcos resistentes a momento resisten el 100 por ciento de la fuerza sísmica requerida y no están encerrados ni colindan con componentes que son más rígidos que evitar que los marcos se deflecten en los puntos en donde sometido a fuerzas sísmicas. Además de esto, se debe de colocar el coeficiente modificador del límite superior del periodo calculado, a partir de lo siguiente.

Coficiente modificador del límite superior del periodo calculado

Parámetro de aceleración de diseño, para periodos de 1-s, S_{D1}	Coficiente C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Cuadro 6

Coficiente C_u

Con respecto a la determinación del periodo fundamental de la estructura El período fundamental de la estructura, T , en la dirección bajo consideración será establecido utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes por medio de un análisis fundamentado. El período fundamental, T , no deberá exceder el producto del coeficiente para el límite superior en período calculado (C_u) del cuadro anterior y el período aproximado período fundamental, T_a , determinado de acuerdo con la siguiente ecuación. Como alternativa a la realización de un análisis para determinar el período fundamental, T , se permite utilizar el período de construcción aproximado, T_a , directamente, siendo T_a :

$$T_a = C_t * h_n^x \quad (15)$$

$$T_{max} = C_u * T_a \quad (16)$$

El criterio de selección del periodo fundamental debe ser el menor entre el periodo natural, obtenido a partir de un análisis y el T_{max} , si el periodo natural es menor a T_a entonces, se debe utilizar T_a . AL tener el valor del periodo, se puede continuar con el cálculo del coeficiente sísmico, el coeficiente de respuesta sísmica, C_s , se determinará en acuerdo con:

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \quad (17)$$

En donde:

- S_{DS} = parámetro de diseño para periodos cortos
- R = Coeficiente modificador de respuesta
- I_e = Nivel de importancia
- C_S = Coeficiente sísmico

Según el código este coeficiente sísmico debe ser recalculado, siendo limitado por los valores del periodo natural y los valores que este puede tener, lo cual describe el comportamiento que tendrá la estructura, por lo tanto el coeficiente sísmico debe de modificarse, de acuerdo a lo siguiente:

Para $T \leq T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T * \frac{R}{I_e}} \quad (18)$$

Para $T > T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T^2 * \frac{R}{I_e}} \quad (19)$$

Además este no puede ser menor a:

$$C_S = 0.044 * S_{DS} * I_e \geq 0.01 \quad (20)$$

Finalmente habiendo calculado los coeficientes sísmicos, estos deben ser multiplicados por el peso participante de la estructura, tanto en sentido X como en sentido Y. Por lo que el cortante basal esta definido por

$$V = C_S * W \quad (21)$$

3. Consideraciones para estructuras con sistemas de amortiguación. Debido a las características de las estructuras con sistemas de protección sísmica, en específico con sistemas de amortiguación, el código ASCE 7-16 en el capítulo 18 establece las modificaciones respectivas a cada clase de análisis. Ya que en esta investigación se trabaja con un análisis MME y de fuerzas equivalentes, estos son las modificaciones directas a esta sección:

Como requerimientos generales la estructura debe cumplir con los requisitos expuestos en el capítulo 12 del ASCE 7-16, los cuales son descritos en la subsección anterior.

Primero se establece que el cortante basal para el diseño del sistema no debe ser menos que el V_{min} en donde V_{min} es determinado por el valor más alto de los valores ingresados a un software, utilizando:

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad (22)$$

En donde:

- V = El cortante basal en la dirección de interés
- B_{V+1} = Es el coeficiente de amortiguamiento efectivo, el cual debe ser seleccionado de acuerdo a la siguiente tabla:

Table 18.7-1 Damping Coefficient, B_{V+1} , B_{1D} , B_{1E} , B_R , B_{1M} , B_{mD} , B_{mM} (Where Period of the Structure $\geq T_0$)

Effective Damping, β (percentage of critical)	B_{V+1} , B_{1D} , B_{1E} , B_R , B_{1M} , B_{mD} , B_{mM} (where period of the structure $\geq T_0$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

Cuadro 7
Coeficientes de amortiguamiento.

El cortante basal sera calculado de manera similar a la del capítulo 12, con la diferencia que el coeficiente C_{S1} se calcula considerando otros parámetros y factores, propios de la estructura principal, en donde:

$$V = C_{S1} * W \quad (23)$$

En este caso los coeficientes sísmicos combinan los efectos del factor de sobre resistencia, esto tiene relación con el sistema de resistencia lateral, y el amortiguamiento extra. Estos valores ahora son calculados de la siguiente forma:

Para $T_{1D} < T_S$

$$C_{S1} = \frac{R}{C_d} * \frac{S_{DS}}{\Omega_0 * B_{1D}} \quad (24)$$

Para $T_{1D} \geq T_S$

$$C_{S1} = \frac{R}{C_d} * \frac{S_{D1}}{T_{1D} * \Omega_0 * B_{1D}} \quad (25)$$

En donde:

- B_{1D} = Es el coeficiente de amortiguamiento efectivo mostrado en el Cuadro 7

Al mismo los rangos de aplicabilidad cambian para el modo fundamental. En donde el periodo fundamenta efectivo para sismo de diseño y sismo máximo son expresados de la siguiente forma:

$$T_{1D} = T_1 * \sqrt{\mu_D} \quad (26)$$

$$T_{1M} = T_1 * \sqrt{\mu_M} \quad (27)$$

En donde, μ es la demanda efectiva de ductilidad dada por:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (28)$$

Así mismo modifica el amortiguamiento efectivo, en donde el amortiguamiento efectivo en el punto de desplazamiento de diseño y el desplazamiento degenerado por el sismo máximo debe ser determinado de la siguiente manera:

$$\beta_{mD} = \beta_1 + \beta_{Vm} * \sqrt{\frac{1}{\mu_D}} + \beta_{HD} \quad (29)$$

$$\beta_{mM} = \beta_1 + \beta_{Vm} * \sqrt{\frac{1}{\mu_M}} + \beta_{HM} \quad (30)$$

En donde:

- β_{HD} = es el componente de amortiguación efectiva de la estructura en la dirección de interés, probablemente provocado por un comportamiento post-elástico.
- β_{HM} = es el componente de amortiguación efectiva de la estructura en la dirección de interés, probablemente provocado por un comportamiento post-elástico de la estructura y otros sistemas de amortiguamiento.
- β_{Vm} = es el amortiguamiento inherente de la estructura, que en este caso es del 3 %.
- β_{HD} = es el componente de amortiguación efectiva de n modo de vibración en dirección de interés causada por la disipación viscosa de energía.
- μ_D = demanda de ductilidad efectiva en el sistema de resistencia lateral en la dirección de interés causada por los movimientos del terreno.
- μ_M = demanda de ductilidad efectiva en el sistema de resistencia lateral en la dirección de interés causada por el sismo máximo esperado.

X. Sistemas de control estructural

Con respecto al concepto de control estructural, se refiere a la disminución del efecto de las vibraciones producidas por sismos de alta intensidad, las cuales producen daños graves en elementos estructurales y no estructurales. Estos sistemas tienen como fin el controlar estas vibraciones producidas por cargas dinámicas como lo son sismos y viento. Al aplicar uno de estos sistemas es posible reducir las fuerzas internas de dicha edificación, concentrando una significativa parte de los esfuerzos generados en estos dispositivos de amortiguamiento y absorber la energía, ya sea mediante los esquemas de control pasivo, activo, semiactivo e híbrido. (Ahumada, 2010)

Para comprender el mecanismo y bases en las que se establece este análisis, se describirán los conceptos teóricos de la dinámica estructural y como esta es aplicada en los sistemas de control. (Ahumada, 2010)

Con el objetivo de mejorar la respuesta ante el efecto de los movimientos sísmicos se pueden modificar cada uno de estos factores, sin embargo, es recomendable variar el amortiguamiento, ya que es la opción más simple y eficiente, esto puede ser cambiado utilizando sistemas de control estructural. (Hurtado, 2000)

A. Tipos de sistemas de control

A continuación se presenta un cuadro resumen de los tipos de sistemas de control, en cuyo caso este trabajo se enfocará en tres sistemas en específico y finalmente en un sistema en especial, el cual sería el tipo pasivo.

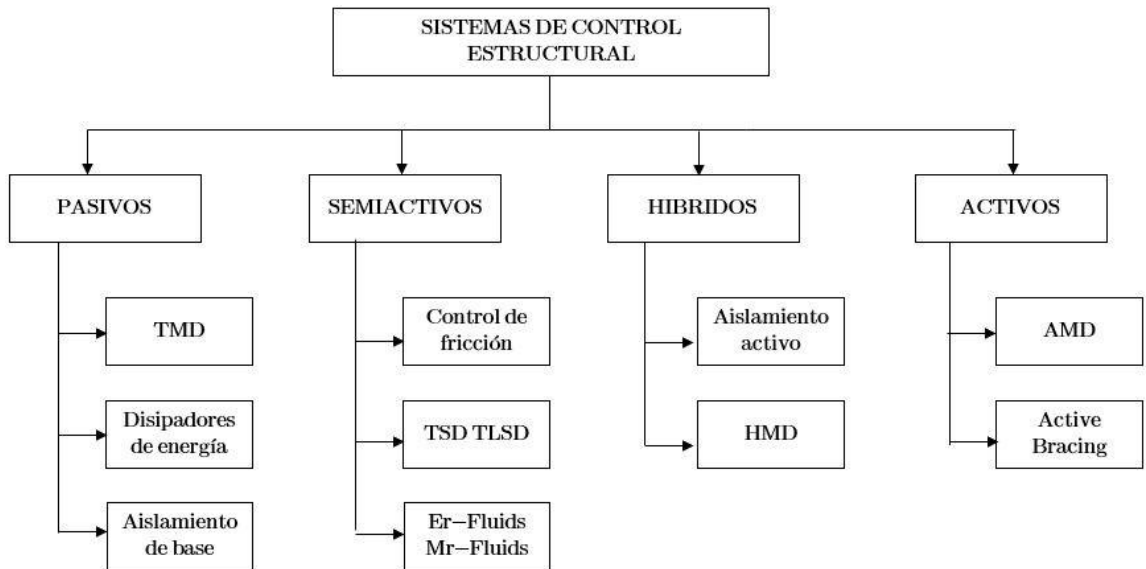


Figura 10. Resumen de sistemas.

(Elaboración propia)

B. Sistemas pasivos

Este es uno de los sistemas más utilizados en todo tipo de estructuras. Estos se caracterizan por ser sistemas de control que no necesitan ningún tipo de potencia para funcionar. Además incluyen una amplia gama de materiales y dispositivos para aumentar el amortiguamiento, rigidez y capacidad estructural, y pueden ser usados tanto en el diseño de estructuras nuevas como en la rehabilitación sísmica de estructuras existentes, por lo que son una solución eficiente. (Gómez *et al.*, 2008)

Tal como se espera este tipo de dispositivos han sido utilizados en más de 720 estructuras, en países como

Japón, Colombia, Perú, China, Estados Unidos, etc. estos lugares son característicos de un desarrollo estructural alto, sin mencionar los retos que deben superar, en cuyo caso son similares a los que posee Guatemala, en aspectos sísmicos. Estos los sistemas pasivos de aislamiento se han convertido en una estrategia aceptada de diseño y reforzamiento para puentes y edificios.

A pesar de la naturaleza de este tipo de sistemas, al no poder controlar el comportamiento del dispositivo durante las aceleraciones sísmicas, sigue siendo una fuente confiable desde que los sistemas no pueden ser afectados por cortes y fallas eléctricas que pueden afectar a otro tipo de dispositivos, además de esto los requisitos de mantenimiento son significativamente menores. Debido a esto en la industria continúan siendo caracterizados por ser elementos confiables, económicos y una técnica eficiente para manejar la seguridad e integridad del sistema estructural. (Casaú, 2018)

Los sistemas de disipación pasiva aprovechan las propiedades y desempeño de los materiales empleados para su fabricación, como por ejemplo el hule, acero, plomo, materiales viscosos y viscoelásticos, o mecanismos de fricción para disipar la energía del sismo, con el objetivo de reducir las deformaciones plásticas en los elementos estructurales, lo que implica una reducción en la demanda de disipación inelástica en los elementos estructurales, 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 substitución es sustancialmente más sencilla. (FREYSSINET, s.f.)(Casaú, 2018)

Estos sistemas de control en general se diseñan para proporcionar una o más de las siguientes funciones:

- En el caso de los sistemas con aisladores de base, se busca proporcionar a la estructura de un sistema integral por medio de rigidez vertical o aumentar la capacidad soporte de cargas gravitacionales.
- Así mismo en los aisladores de base se provee de flexibilidad lateral para alargar el periodo natural de la estructura.
- Restaurando la fuerza y volver a centrar la capacidad para reducir los desplazamientos residuales a niveles manejables.
- Brinda un mecanismo de disipación de energía para absorberla y controlar las deformaciones laterales de elementos flexibles.

En general, todos estos sistemas están caracterizados por su capacidad de aumentar la disipación de energía en el sistema estructural mediante la conversión de energía cinética a calor o por la transferencia de energía entre otras formas de vibración. En el primer caso se incluyen dispositivos de rozamiento, fluencia de metales, transformación de fases en metales y deformación de sólidos o fluidos viscoelásticos; mientras que el segundo método incluye osciladores suplementarios. Entre este tipo de sistemas se ubican los disipadores de energía, osciladores resonantes, cables de presfuerzo, aisladores de base y Tuned Mass Dampers. (Gómez *et al.*, 2008)

En resumen, de acuerdo a su funcionamiento estos son clasificados en tres tipos: aisladores, dispositivos de amortiguación adicionales y osciladores complementarios. En el caso de los aisladores, estos trabajan al aislar los cimientos de la estructura del resto de su configuración, los cuales utilizan la elongación del periodo natural de vibración y la disipación de energía para reducir los movimientos al resto de la edificación. Esto implica una reducción en la rigidez de la estructura al introducir un material flexible entre la superficie y sus elementos estructurales. (Gómez *et al.*, 2008)

En cuanto a los dispositivos suplementarios de amortiguamiento, se basan en la conversión de energía cinética a calor para disipar los efectos de las aceleraciones sísmicas, ya sea por medio de mecanismos histeréticos o mecanismos viscosos. Por lo general diferentes tipos de amortiguadores son utilizados con frecuencia conjunto con aisladores de base para reducir los desplazamientos solicitados por los elementos estructurales. Finalmente la transferencia de energía se genera al colocar osciladores adicionales.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las estrategias empleadas para mitigar los daños en la estructura y los tipos de sistemas de control pasivo utilizados para cada una de ellas.(Casaú, 2018)

Estrategias de control	Sistemas de control pasivo
Aisladores–Sistemas de aislamiento de base (elongación de periodo/ disipación de energía)	Soportes laminados naturales
	Soportes de plomo y caucho de alta amortiguación
	Soportes deslizantes
Disipación de energía (energía cinética a energía térmica)	Amortiguadores de fluencia metálicos
	Amortiguadores friccionales
	Amortiguadores viscoelásticos
	Amortiguadores de fluido viscoso
Transferencia de energía (osciladores adicionales)	Amortiguadores de masa sintonizados (TMD)
	Amortiguadores líquidos sintonizados (TLD)

Cuadro 8

Descripción de los sistemas básicos de control pasivo.

(Genatios, 2014)

Este tipo de dispositivos aun continúan en desarrollo por lo cual en los últimos años se han introducido nuevos materiales para producir nuevos dispositivos de amortiguamiento, como lo son los amortiguadores con memoria de forma con base en aleaciones (SMA), amortiguadores electro inductivos (DECS), Conexiones metálicas post tensadas de disipación de energía (PTED), (Andrew C T *et al.*, s.f.)

1. Aislamiento de base. Los sistemas de aislamiento pasivo han sido los sistemas estructurales más sencillos, confiables y económicamente eficientes utilizados para la protección de edificios y puentes de los efectos dañinos de las fuertes vibraciones sísmicas. Estos han sido adoptados como una de las técnicas más eficientes para la mitigación de efectos en regiones más propensas a sismos de alta intensidad, ya sea para la protección de sistemas preexistentes o para nuevas estructuras.

Este mecanismo esta basado en el principio de aislar una estructura de la superficie utilizando elementos estructurales por lo general flexibles, los cuales reducen los efectos del sismo sobre la súper estructura. Estos dispositivos absorben la energía transmitida por el sismo y la disipan por medio de deformaciones plásticas, reduciendo así las solicitaciones de un comportamiento inelástico a los elementos estructurales principales, con el fin de que estos continúen dentro de su rango elástico. Al introducir este tipo de artefacto, el comportamiento dinámico de la estructura cambia al reducir las fuerzas dinámicas transferidas durante un evento sísmico.

Los sistemas de aislamiento de base proveen a la estructura de un aumento en su amortiguamiento, tal que este ayude al control de deformaciones, al minimizar los desplazamientos relativos entre su base y la súper estructura. Estos sistemas aumentan el periodo natural de la estructura, por medio del aporte de flexibilidad horizontal, lo cual reduce significativamente la rigidez de la estructura, en comparación de un sistema estructural con una base fija. Como se sabe estos desplazamientos relativos, conocidos como derivas, definen el nivel de daño en la estructura, por lo que al reducir las derivas laterales de cada nivel, se reducen los daños estructurales.(Palou Suerias, s.f.)

El diseño de una edificación con aislamiento sísmico, puede incorporar más de un dispositivo, cada uno de ellos aporta cierto porcentaje de amortiguamiento, por lo tanto al incorporar más elementos, la capacidad total de amortiguamiento del sistema estructural integra la energía disipada de cada uno de los dispositivos. Esta estructura se comportará como un bloque rígido en la parte superior, teniendo un movimiento únicamente en la parte inferior, sobre su base; esto hace que la amplificación sísmica se reduzca y el edificio llegue

al punto de equilibrio estático en menor tiempo. Si se toma en cuenta el modelo idealizado de un péndulo invertido, los desplazamientos aumentan proporcionalmente a la altura, conforme se aplican las aceleraciones sísmicas.(Evolution, s.f.)

Como se puede apreciar en la imagen anterior, al utilizar los aisladores en la base el movimiento general de la estructura se restringe, de modo que existe un control en los desplazamientos laterales relativos, en comparación al sistema con una base fija, en donde el movimiento y desplazamiento en la parte superior aumenta. La flexibilidad que aportan estos dispositivos permiten transferir las deformaciones del terreno por medio de una deformación en corte durante un sismo. Como consecuencia el periodo natural de la estructura es aproximadamente el triple de una estructura con una base fija, esperando que las deformaciones plásticas se generen en estos elementos y que la súper estructura no actúe dentro de un rango inelástico.(Bishay-Girges & Carr, 2014)

Existen diferentes tipos de soluciones para el aislamiento sísmico, algunas de ellas se listan a continuación, y son considerados como las estrategias más destacadas dentro de la industria de estructuras civiles:

- Capa de caucho como base.
- Sistema de aislamiento de pilotes con mangas.
- Sistemas de aislamiento basados en resortes.
- Amortiguadores metálicos y de extrusión de plomo.

Entre los diferentes sistemas de aislamiento y de dispositivos, los más utilizados en edificios y puentes siguen siendo los soportes o cojinetes elastoméricos y los cojinetes deslizantes. A pesar que existen muchas otras alternativas, las principales se listan en la siguiente tabla.

Sistemas / Dispositivos de Aislamiento	
Aisladores elastoméricos	Aisladores deslizantes
<ul style="list-style-type: none"> • Cojinetes de caucho natural. • Cojinetes de caucho de bajo amortiguamiento. • Cojinetes de bujía de plomo. • Cojinetes de caucho de alto amortiguamiento. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sistemas resilientes a la fricción. • Sistemas de péndulo de fricción.

Cuadro 9

Descripción de los sistemas básicos de control pasivo.

(Bishay-Girges & Carr, 2014),(Sabah Aljawad *et al.*, s.f.)

Además de los típicos sistemas de aislamiento de bases, hay una cantidad significativa de dispositivos y técnicas de aislamiento que han sido propuestas e investigadas con el propósito de crear sistemas de aislamiento sísmico sencillos, eficaces y económicos. Estos sistemas pretenden mejorar las propiedades de los sistemas de aislamiento de base actuales reducen sus inconvenientes habituales mientras se mantienen las principales ventajas.


Algunas de estas técnicas básicas de aislamiento se basan en conceptos estructurales simples como resortes y rodillos para crear la capa de aislamiento, nombrados como aislamiento basado en resortes y sistemas de rodamiento (varillas rodantes, péndulo rodante, Ball-N-Cone, sistemas de aislamiento de varios pasos, mutuamente rotadores excéntricos, péndulo rodante direccional, sistemas de aislamiento RoBall, etc.) mientras que otros sistemas intentan utilizar conceptos innovadores como el empleo de revestimientos sintéticos y suelo

artificial. capas para crear una capa flexible debajo de la estructura (por ejemplo, materiales geosintéticos y mezclas de suelo de caucho).

Aunque cada uno de estos sistemas de aislamiento tiene propiedades dinámicas específicas que proporcionan un cierto nivel de protección estructural dentro de los requisitos y el código de diseño sísmico dispuestos, aún no existen aisladores sísmicos de amplio alcance capaces de hacer frente a la dinámica y naturaleza variable de un terremoto o carga de viento. Por tanto, la selección de un dispositivo de aislamiento debe realizarse de acuerdo con el nivel de control a alcanzar sobre la respuesta sísmica. Sin embargo, con un diseño e implementación adecuados, los sistemas de aislamiento de base proporcionan un enfoque eficaz y económico para la mitigación de vibraciones sísmicas. Existe una cantidad amplia de dispositivos de aislamiento, sin embargo, cada uno posee sus características, ya sean estas ventajas o desventajas. (Moeini, 2017)

A continuación se presentan tablas resumen de los dispositivos de aislamiento de base más utilizados.

- 1) Cojinetes elastoméricos (Elastomeric bearings).
- 2) Cojinetes deslizantes (Sliding bearings).
- 3) Rodillos (Rollers).
- 4) Soporte a base de resortes (Springs).
- 5) Amortiguadores histeréticos (Hysteretic dampers).

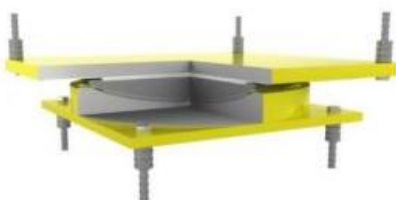
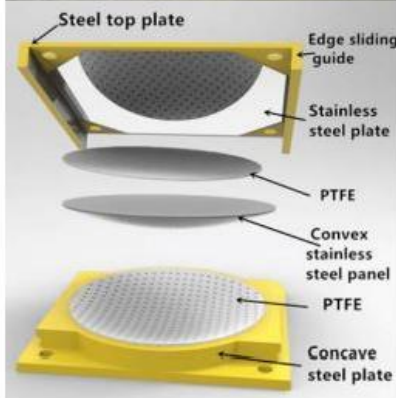
Cojinetes Elastoméricos		
	<p>Los cojinetes Elastoméricos consisten en un bloque de caucho elastomérico reforzado con dos placas de acero, esto funciona como una conexión entre la estructura y su base soporte, están fabricados para soportar movimientos de traslación en todas las direcciones de su superficie de apoyo y movimientos de rotación alrededor de cualquier eje por deformación elástica. Transmiten cargas de un componente estructural a otro y toleran los movimientos derivados del diseño de las estructuras. El desempeño del caucho tiene un impacto significativo en el comportamiento del dispositivo en general, por lo que se busca que este sea rígido, capaz de soportar las cargas verticales y flexible para resistir las fuerzas cortantes y las deformaciones.</p>	
Características Mecánicas		
Debido a que el componente elastomérico es el principal participante en este tipo de dispositivos, estos son especificados en la norma ASTM D2000–80 y especificaciones AASHTO.		
Parámetro	Ecuación (AASHTO)/ Rango	U
Desplazamiento por cortante permisible	$ \Delta_x^+ + \Delta_x^- \leq 0.57T$	mm
Desplazamiento vertical permisible	$\Delta_c \leq 0.07T$	mm
Carga P permisible	$\sigma_c = P/A \leq 800psi$ $P_p/A \leq 500psi$	psi
Requisitos de Estabilidad	$T \leq L/3$ y $T \leq 2b/2$	mm
Requisitos de deslizamiento	$\sigma_c > 200 psi$	psi
Fuerza de tensión	2,500	psi
Fuerza de Compresión ante cero desplazamientos	120 – 7,000	kN
Desplazamiento permisible	16 – 120	mm
Rotación permisible	8 – 20	m rad
Ventajas	Desventajas	
General		
<ul style="list-style-type: none"> ○ Aceleraciones bajas en la estructura. ○ Bajo costo. ○ Aceleraciones moderadas en la estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Amplios desplazamientos y baja amortiguación. ○ No poseen mecanismos de restauración de fuerzas. ○ Influencia en el factor P Δ. 	
Cojinetes de caucho de alto amortiguamiento (High Damping Rubber Bearings)		
<ul style="list-style-type: none"> ○ Resistencia a las cargas de servicio. ○ El amortiguamiento proporcionado a la estructura puede ir de un nivel medio a alto. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Mayores valores de rigidez y resistencia en el primer ciclo de deformación, comparado con ciclos posteriores. ○ Análisis de evaluación de mayor complejidad. ○ Cambio de propiedades debido al efecto Scragging. 	
Cojinetes de caucho de plomo (Lead Rubber Bearings)		
<ul style="list-style-type: none"> ○ Amplia variedad de rigidez y amortiguamiento. ○ Nivel de amortiguación alta. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Conforme atraviesa ciclos las propiedades se ven afectadas 	

Cuadro 10

Cojinetes elastoméricos

(Casaú, 2018), (Andrew C T et al., s.f.)

Cojinetes Deslizantes



Los cojinetes deslizantes son cojinetes en los que solo se genera fricción por deslizamiento. El eje generalmente está soportado por la superficie de deslizamiento, con aceite y aire en el medio para facilitar el movimiento de deslizamiento. Está diseñado para garantizar la transferencia de fuerzas verticales y horizontales bajo control, que es un dispositivo de conexión entre superestructuras y subestructuras. Consiste en una placa de acero encerrada con una guía deslizante de borde y un panel de acero inoxidable para controlar el deslizamiento, debajo del panel de acero inoxidable hay una hoja de PTFE, que está empotrada en el acero a una profundidad y contiene un lubricante especial para asegurar la lubricación permanente de las superficies deslizantes

Características Mecánicas

Estas pueden variar dependiendo del proveedor, sin embargo existen ciertas normas de la AASHTO, la cual regula ciertos componentes, por lo que se presenta una descripción general de los requisitos.

Parámetro	Rango	U
Modulo Cortante	0.4 – 1.35	N/mm^2
Proporción efectiva de amortiguamiento	15 – 35	%
Rango térmico para el caso de cargas de servicio	-25 – +50	$^{\circ}C$
Rango térmico para el caso de máximo de cargas de sismo	-13 – +45	$^{\circ}C$
Desplazamiento máximo	50 – 110	mm
Carga máxima vertical de servicio	700 – 21,000	kN
Desplazamiento máximo para una combinación crítica de sismo	200 – 300	mm
Altura estándar de cojinetes redondos	200 – 390	mm
Altura estándar de cojinetes rectangulares	210 – 370	mm

Ventajas

Desventajas

General

- Perfil bajo.
- Resistencia a cargas de servicio.
- Elevados niveles de amortiguación.
- Influencia en el factor $P \Delta$.

- Altas aceleraciones en la estructura.
- Las propiedades son función de la presión y la velocidad y una alta rigidez inicial.
- Pueden llegar a pegarse las superficies.

Cojinetes deslizantes planos (Flat Sliding Bearings)

- La placa deslizante se separa de la plataforma si ocurren cargas de levantamiento.
- Sin endurecimiento por deformación.
- Terremoto y estructura independiente

- No presenta ningún tipo de fuerza resistente.

Cojinetes con sistema de péndulo de fricción (Friction Pendulum System Bearings)

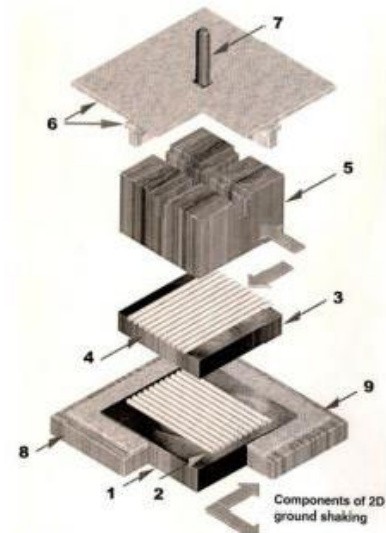
- Amortiguación moderada a alta.
- Respuesta de torsión reducida.
- Rango de amortiguación relativamente amplio.
- Torsión estructural reducida.

- Alto costo.
- Periodo de vibración fijo.
- Estructura levantada con movimiento.

Cuadro 11

Cojinetes deslizantes

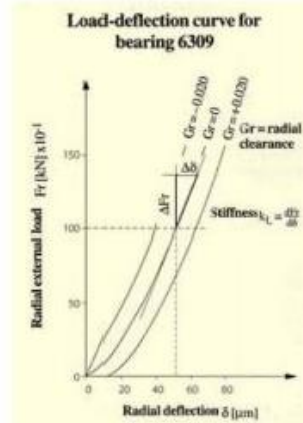
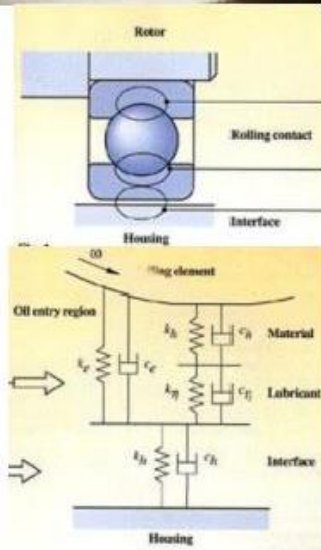
Rodillos (Rollers)



Los rodamientos de rodillos se pueden utilizar en la construcción de estructuras de puentes de acero y hormigón armado. Hay dos configuraciones principales, incluido el rodamiento de un solo rodillo que se compone de un rodillo colocado entre dos placas y el rodamiento de múltiples rodillos que consta de varios rodillos instalados entre dos placas. El primero, como se muestra en la figura, puede acomodar tanto el movimiento de rotación como el de traslación en dirección longitudinal y es barato de fabricar, pero su capacidad de carga vertical es limitada. Por el contrario, este último, como se muestra en la Figura 6, puede dejar espacio para el movimiento de traslación únicamente y el movimiento de rotación se puede acomodar si los rodillos se combinan con un cojinete de pasador. Los rodamientos de rodillos múltiples son costosos y soportan cargas verticales considerablemente grandes.

El soporte firme de los anillos de rodamiento delgados y flexibles es importante para el funcionamiento correcto del rodamiento y para aprovechar la alta capacidad de carga.

Características Mecánicas



Las propiedades de los rodamientos se describen a menudo mediante una rigidez radial linealizada del rodamiento y un coeficiente de amortiguación viscoso equivalente estimado aproximadamente. Para las investigaciones más precisas, se puede calcular una matriz de rigidez del cojinete (5×5), incluidos todos los términos de rigidez de traslación y de inclinación, así como los términos de acoplamiento cruzado.

Ventajas

Desventajas

General

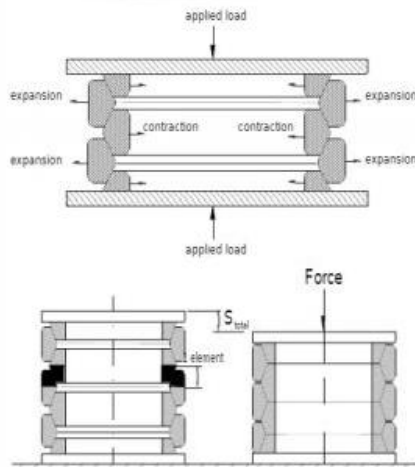
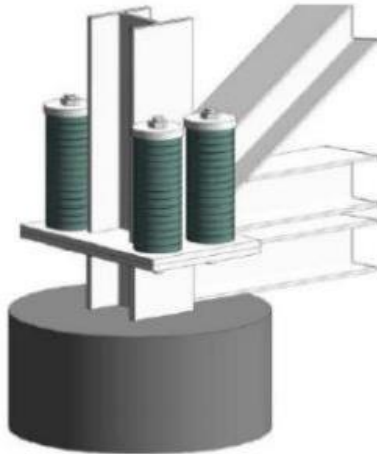
- Aceleraciones modales de la estructura baja.
- Simples de aplicar durante la construcción.
- Gran flexibilidad en un plano horizontal.

- Sin mayor amortiguamiento.
- No posee un sistema para calibrar y centrar de nuevo el dispositivo.
- Límite de masa para su aplicación.

Cuadro 12
Rollers

(Casaú, 2018), (Bishay-Girges & Carr, 2014)

Anillos de Resortes (Ring Springs)

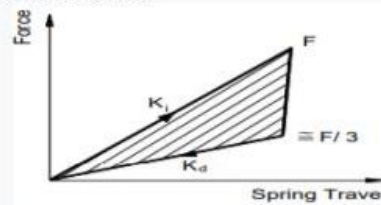


Estos son disipadores que proveen un mecanismo de auto centrado. Los cuales consisten en anillos internos y externos los que presentan superficies de acople cónicas. En el momento que la columna con estos dispositivos es cargada en compresión, el desplazamiento axial es acompañado con el deslizamiento de los anillos en la superficie cónica de fricción. Cuando ese elemento se ve cargado los elementos externos se expanden radialmente, mientras que los internos se comprimen. Tal efecto ocasiona la absorción de una gran cantidad de energía, proveniente de fuerzas externas. Para que estos elementos sean capaces de disipar la energía del sismo, deben resistir tanto las fuerzas en compresión como las fuerzas en tensión, por lo que para que este sistema funcione se implementa un arreglo de varios dispositivos con una placa de base con una copa ajustada para esfuerzos en tensión.

Características Mecánicas

Dentro de las características principales de este dispositivo es su comportamiento histerético.

El área bajo el diagrama de carga-deflexión en la figura corresponde al trabajo realizado o la energía de entrada, mientras que el área sombreada dentro del bucle es una medida de la absorción energía y representa una amortiguación eficaz. La energía perdida asciende al 66% del trabajo de entrada y se disipa en forma de calor debido a la fricción en las interfaces de los resortes. La rigidez K_i del anillo cuando se aplica la carga, al igual que la rigidez K_d que se genera cuando la carga disminuye, le dan origen al comportamiento histerético. Mientras que asciende la carga axial en compresión aplicada al anillo, el movimiento inicia del reposo u origen hacia la pendiente K_i , al decrecer la carga, este se mueve dentro de la pendiente de K_d , lo cual genera un revés en la fuerza de fricción actuando entre elementos



En cuanto a las características físicas del dispositivo, esta varía con respecto a su fabricante, material y para la carga para la cual fue diseñado.

Ventajas

Desventajas

General

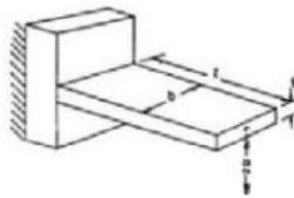
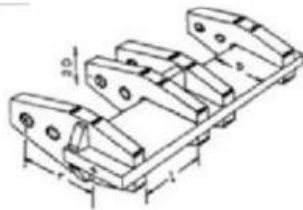
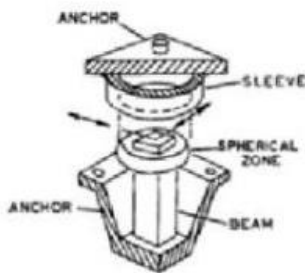
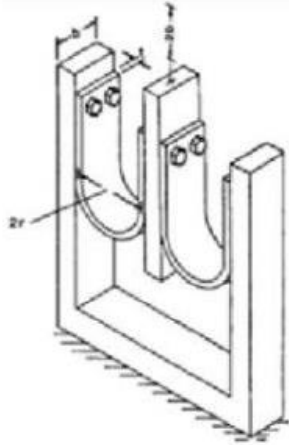
- Reduce hasta un 40% los desplazamientos laterales de las estructuras.
- Posee un mecanismo de auto centrado.
- Es capaz de absorber gran cantidad de energía debido al movimiento de sus elementos internos y externos.
- Se reducen costos al no ser necesaria una alta rigidez en ciertos elementos.

- Produce aceleraciones verticales, las cuales deben ser controladas.
- Trabaja de mejor forma con estructuras livianas.
- Para asegurar su funcionamiento se debe verificar que los elementos estén adecuadamente lubricados.
- El ciclo de carga debe permanecer sin alteraciones mayores.

Cuadro 13
Ring springs

(Casaú, 2018), (Bishay-Girges & Carr, 2014)

Amortiguadores Histeréticos



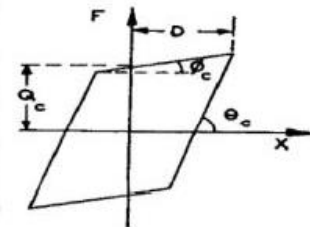
En esta sección de dispositivos se pueden mencionar diferentes tipos de amortiguadores, los componentes básicos de esta clasificación pueden ser demostrados en cuatro sistemas. De acuerdo con el orden de las figuras.

1. Este es un tipo de amortiguador de viga flectora en forma de U. Es comparativamente flexible en su rango elástico y puede actuar en movimientos muy grandes en el rango inelástico. En el amortiguador de la viga de flexión, las barras se utilizan en los extremos de los brazos acodados para que el elemento de la viga esférica actúe de forma escalonada como un puntal o tirante cargado necesario que pertenece a la orientación de la barra.
2. Al igual que el anterior, este es un amortiguador de viga flectora con un eje esférico para poder acoplarse a lo largo de cualquier orientación que requieran las vigas. Este dispositivo amortigua la energía según su colocación y orientación.
3. Este tipo de amortiguadores histeréticos cambiarán las cargas cuadradas o rectangulares en torsión y flexión, y la torsión dominará su comportamiento. En el sistema, la pequeña parte de la viga entre los brazos de carga está sobrecargada en torsión y flexión. Un uso factible es el montaje en la base de una torre o edificio en el que se está produciendo un levantamiento, o se produce una gran traslación de la base, en el momento de un terremoto drástico.
4. Este amortiguador histerético es una figura distinta generada a partir del concepto del segundo inciso, el cual utiliza una viga vasta que balancea y es preparada para carga una gran fuerza axial. Al componer varios elementos de este tipo se obtiene un tipo de amortiguador más denso, el cual es adecuado para su uso como elemento diagonal en un marco estructural flexible.

Características Mecánicas

Estos son los parámetros usados para definir el ciclo bilineal, apropiado para este tipo de amortiguadores.

Se toma en cuenta un factor bilineal, la fuerza de amortiguamiento Q_c . Al tener diferentes configuraciones sus características mecánicas dependerán del fabricante y el tipo que se escoja.



Ventajas

Desventajas

General

- Sistemas de control de desplazamiento en cada uno.
- Bajo costo.
- Provee rigidez y amortiguamiento.

- Añade fuerzas al sistema estructural, las cuales deben tomarse en cuenta.

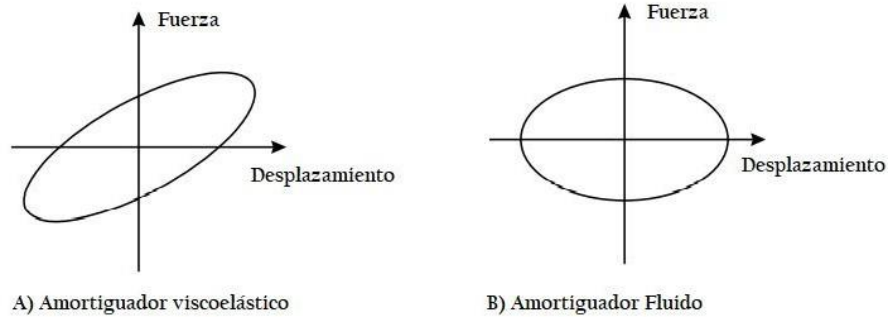
Cuadro 14

Amortiguadores histeréticos

2. Disipación pasiva de energía. A diferencia de los sistemas de control de aislamiento en donde la respuesta de control sísmico se determina al evitar la transmisión de energía generada por el movimiento, hacia la súper estructura. Este tipo de sistemas de control utiliza un mecanismo de disipación de energía localizado dentro de la estructura, que tiene como objetivo mejorar la disipación de energía en el sistema estructural, lo cual ayuda a disminuir las fuerzas laterales previsibles en elementos estructurales. De este punto surge el principio de operación de este tipo de dispositivos, el disipar la energía durante un evento sísmico al reducir la demanda de disipación de energía inelástica.(Casaú, 2018)

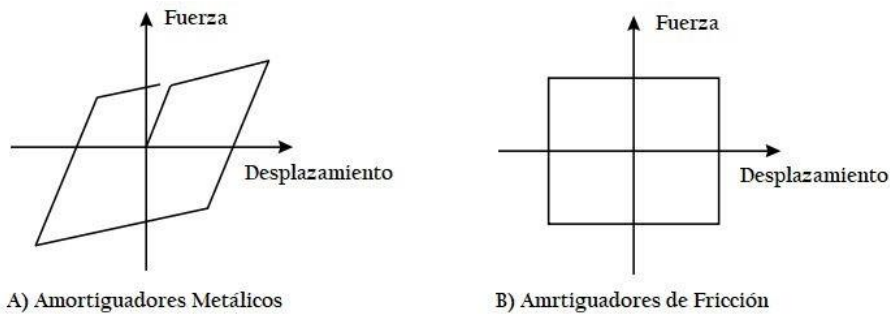
Esta diferencia de enfoque entre el aislamiento de la base y la disipación de energía representa un importante característica distintiva de los sistemas de control pasivo, ya que los dispositivos de aislamiento evitan la sísmica energía que se transmitirá a la superestructura, mientras que los dispositivos de disipación de energía requieren que el Las fuerzas sísmicas se transmiten desde la base a la superestructura para permitir tal dispositivos o sistemas para operar.(Casaú, 2018)

El concepto detrás de la amortiguación suplementaria consiste en utilizar un sistema de amortiguación secundario, generalmente un elemento de tipo amortiguador de resorte de masa, junto con un sistema primario (el edificio o estructura del puente) con el objetivo de absorber una parte de la energía sísmica de entrada con el fin de Reducir las demandas de disipación de energía y prevenir daños en la estructura primaria. Esta La técnica utiliza muchos tipos diferentes de dispositivos de amortiguación o amortiguadores que operan en principios tales como deslizamiento por fricción, fluencia de metales y deformación de sólidos viscoelásticos o fluidos como se ilustra a continuación.(Casaú, 2018)



Cuadro 15
Curvas de histéresis

(Casaú, 2018)



Cuadro 16
Curvas de histéresis

(Casaú, 2018) (Samali & Kwok, 1999)

Los principales tipos de dispositivos de disipación de energía son clasificados según a su tasa de dependencia en cuanto al control sísmico, se describen en la siguiente tabla.

Dispositivos de Disipación de energía		
Dependientes de desplazamiento	Dependientes de velocidad	Activado por movimiento
Amortiguadores Metálicos Amortiguadores de Fricción	Amortiguadores de fluido viscoso Muros de corte de fluido viscoso	Amortiguadores de masa sintonizados Amortiguadores de líquido sintonizados
Amortiguadores Visco elásticos		

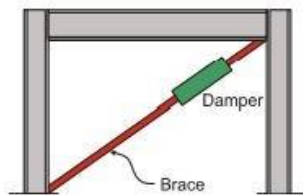
Cuadro 17

Dispositivos de disipación de energía

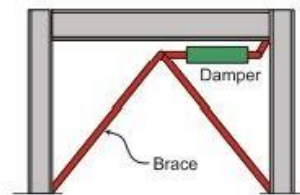
(Casaú, 2018)(Braz-César & de Barros, 2013)

Por lo general, los amortiguadores convencionales no pueden limitar los desplazamientos residuales después de un evento sísmico, consecuencia, se han generado opciones de crear sistemas de amortiguación que incorporen capacidades de centrado. Estos dispositivos de disipación de energía tienen un comportamiento reo-lógico particular, caracterizándose por un bucle histerético en forma de bandera que no puede ser descrito por el comportamiento básico histerético, como se representan en las figuras anteriores.

Incluyen dispositivos de autocentrado como los amortiguadores de transformación de fase (basados en aleaciones con memoria de forma), sistemas de restricción de disipación de energía, conjuntos de resortes de fricción con capacidades de re-centrado, amortiguadores de fuerza / amortiguación de restauración de fluidos y sistemas de disipación de energía postensados, etc. Los amortiguadores pasivos son generalmente instalados en breizas diagonales, lo cual resulta en pequeños desplazamientos del amortiguador, los cuales son insuficientes para disipar una cantidad significativa de energía sísmica. Por lo tanto, se han propuesto varios sistemas de palanca, con el objetivo de ampliar el desplazamiento del amortiguador y la fuerza de amortiguación efectiva. Estos sistemas son descritos a continuación: (Casaú, 2018)



A) Breizas diagonales

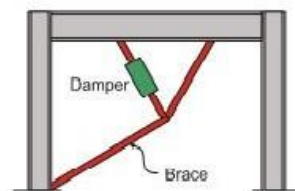


B) Breizas en V invertida

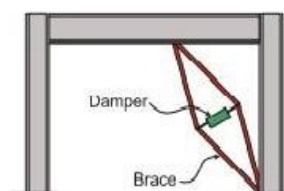
Cuadro 18

Disposición de breizas

(Casaú, 2018)



A) Sistema de palanca



B) Gatos hidráulicos en tijera

Cuadro 19

Disposición de breizas y conectores

(Casaú, 2018)

Uno de los principales aspectos a considerar en el diseño de amortiguación suplementaria son los importantes desplazamientos residuales en la estructura después del terremoto. Por lo tanto, la capacidad de re-centrado del sistema es una característica importante que debe tenerse en cuenta para minimizar las deformaciones residuales. A partir de esto se han desarrollado distintas clases de dispositivos que tengan la capacidad de que la estructura regrese a su posición original.

Entre estos dispositivos se pueden mencionar los dispositivos de restricción de disipación de energía, amortiguadores SMA, sistemas de anillos de resorte, vigas post-tensadas etc. Estos nuevos sistemas de control pasivo incorporan mecanismos flexibles y de auto centrado, lo cual cumple con el objetivo de autocentrado. Cada uno de los sistemas mencionados tiene diferentes propiedades y la selección de un dispositivo específico debe estar de acuerdo con el desempeño sísmico y estructural, confiabilidad y otros requisitos que se propusieron durante el procedimiento de diseño.(Casaú, 2018)

Amortiguadores de rendimiento Metálicos (MYD)

El amortiguador de rendimiento metálico (MYD), también llamado dispositivo de disipación de energía de rendimiento metálico, como un conocido dispositivo de disipación de energía pasiva, proporciona una nueva forma de resistir las cargas impuestas a la estructura. La respuesta estructural se puede reducir cuando se somete a vientos y terremotos mediante el montaje de un amortiguador de rendimiento metálico en los edificios, lo que reduce la demanda de disipación de energía en los miembros estructurales primarios y minimiza el posible daño estructural. Su efectividad y bajo costo son ahora bien reconocidos y ampliamente probados en el pasado en ingeniería civil. Los MYD están hechos principalmente de algún metal especial o material de aleación y son fáciles de ceder y tienen un buen rendimiento de disipación de energía cuando se utilizan en la estructura que sufrió eventos sísmicos. El amortiguador de rendimiento metálico es un tipo de amortiguador de disipación de energía pasiva y correlacionada con el desplazamiento.

<i>Características Mecánicas</i>		
Elemento	Esfuerzo de Tensión (MPa)	Esfuerzo último (MPa)
Placas de corte	182	294
Placas soporte	328	455
Placas de carga	338	514

Estas son las características básicas de los elementos que conforman cada uno de los dispositivos, estos pueden variar dependiendo de los fabricantes y las especificaciones con las cuales se hayan creado.

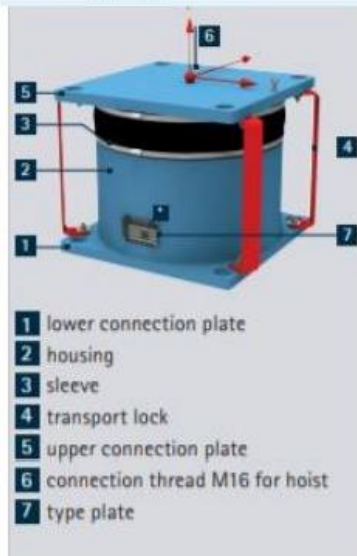
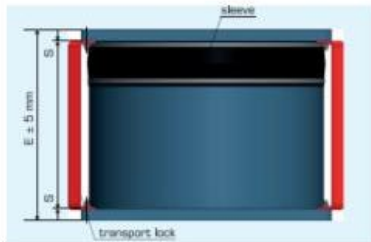
<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
General	
<ul style="list-style-type: none"> ○ Comportamiento histerético estable ○ Adecuado para altas temperaturas ○ El comportamiento del material se adecua a los de las estructuras metálicas 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Requieren de remplazo después de un evento sísmico mayor ○ Comportamiento inelástico, el cual requeriría un análisis no lineal.

Cuadro 20

Amortiguadores de rendimiento metálicos

(Casaú, 2018)(Armalí *et al.*, 2019)

Amortiguadores Sólidos Viscoelásticos



Los amortiguadores viscoelásticos reducen eficazmente las vibraciones al convertir la energía cinética en calor, amortiguando el movimiento del sistema. Su diseño les permite ser utilizados en una amplia gama de frecuencias, sin embargo, el tipo requerido de amortiguador viscoelástico depende de la aplicación planificada. El campo de aplicación se extiende desde la tecnología de procesos hasta la amortiguación de máquinas individuales o sistemas completos de tuberías. Temperaturas ambiente de -30°C a $+110^{\circ}\text{C}$, así como las más condiciones ambientales exigentes. Los amortiguadores viscoelásticos constan de una carcasa metálica llenos de un medio muy viscoso. Un pistón conectado a la placa de conexión superior que se puede mover libremente en todas las direcciones dentro del medio. Sin importar la placa de conexión superior o inferior del amortiguador se puede conectar al sistema vibratorio, mientras que el de la otra placa está montada sobre un pilar fijo. Los amortiguadores no pueden soportar cargas estáticas. Los amortiguadores son protegidos contra la corrosión de serie según ISO 12944 C3. El diseño del amortiguador normalmente no se basa en la carga nominal sino en la amortiguación necesaria. La carga nominal se define como la fuerza de amortiguación dinámica máxima permitida en su funcionamiento y representa la carga que puede transmitir el amortiguador. Los principales parámetros que se requieren para definir el nivel de amortiguación son los siguientes:

- Temperatura de operación: la máxima y mínima temperatura de vibración esperada.
- Frecuencia de resonancia del sistema de vibración.
- Amplitud del sistema de vibración.
- La masa del sistema de vibración entre dos puntos de apoyo.
- Desplazamientos que generen puntos de estrés.

Características Mecánicas

Estos son algunos modelos de interés para representar este tipo de amortiguadores

VD 441E: nominal load, dimensions, weight							
Type	Nominal load [kN]	E [mm]	B [mm]	C [mm]	s [mm]	d [mm]	Weight ca. [kg]
VD005441E	0.3	240	175	125	8	14	9
VD015441E	2.5	240	195	145	8	14	11
VD025441E	5	240	210	160	8	14	14
VD045441E	10	240	260	200	10	18	23

VD 441E: vertical damping parameters [kNs/m]								
Type	Nominal load [kN]	5 [Hz]	10 [Hz]	15 [Hz]	20 [Hz]	25 [Hz]	30 [Hz]	35 [Hz]
VD005441E	0.3	6.2	4.7	4.0	3.6	3.3	3.0	2.9
VD015441E	2.5	15.7	12.0	10.2	9.1	8.3	7.7	7.3
VD025441E	5	27.8	21.1	18.0	16.0	14.7	13.7	12.9
VD045441E	10	47.3	36.0	30.7	27.4	25.0	23.3	21.9

Ventajas

Desventajas

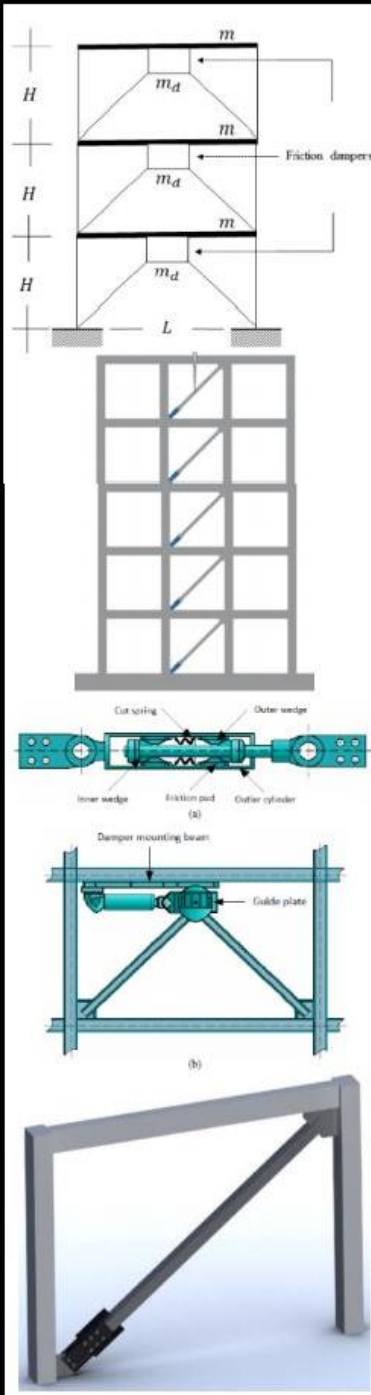
General

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ○ Se activa en pequeños desplazamientos ○ Aporta fuerza restauradora. ○ Su comportamiento es lineal, por lo que su análisis es simple. | <ul style="list-style-type: none"> ○ Capacidad de deformación limitada. ○ Esto depende de la temperatura y sus propiedades de frecuencia. ○ Posible desprendimiento y desgarro de material VE. |
|--|---|

Cuadro 21

Amortiguadores sólidos viscoelásticos

Amortiguadores de Fricción



Un sistema de amortiguación de fricción consiste en una combinación de un marco de arriostramiento y un mecanismo de absorción de energía que utiliza almohadillas de fricción instaladas en el marco arriostrado. Están diseñados para tener partes móviles que se deslizan entre sí y, por lo tanto, disipan energía a través de la fricción durante una fuerte excitación. Hay muchos tipos de amortiguadores de fricción y configuraciones de instalación disponibles. Los FD con una fuerza de fricción constante tienen un valor umbral para la fuerza de fricción. Dependiendo de este valor, se mantiene la condición de deslizamiento o adherencia entre el amortiguador y la estructura principal. Las ecuaciones diferenciales que gobiernan el sistema están acopladas y el número de estas ecuaciones cambia continuamente dependiendo de los modos de deslizamiento-adherencia entre la estructura y los amortiguadores de fricción.

En el modo de pegado, se mueven juntos y, debido al refuerzo, aumenta la rigidez de la estructura principal, lo que, a su vez, puede provocar una disminución en la respuesta del sistema. Por otro lado, debido a las fuerzas de fricción en la carcasa deslizante, se logra una reducción en la respuesta del sistema. La principal dificultad en el análisis / diseño de tales sistemas es que su comportamiento es altamente no lineal y la simulación numérica de su respuesta es difícil.

Características Mecánicas

De forma similar a los otros dispositivos, las propiedades dependen de se fabricante, en este caso se presentan las características de 4 dispositivos que son importantes para el análisis, modelado y diseño de una estructura.

Tipo	Fuerza Estática (Ton)	Carga total de deslizamiento (Ton)	Carga de deslizamiento del amortiguador (Ton)	Carga de deslizamiento del amortiguador (kN)
1	1830	610	100	996.4
2	1640	546	80	797.12
3	1295	431	65	647.66
4	782	260	45	448.38
	Fuerza de Fluencia (kN)	Grosor (mm)	Masa de Amortiguamiento (Kg)	Relación de rigidez posterior a la fluencia (ton/cm)
1	1000	185	240	0.0001
2	800	185	240	0.0001
3	650	175	160	0.0001
4	450	175	115	0.0001

Ventajas

Desventajas

General

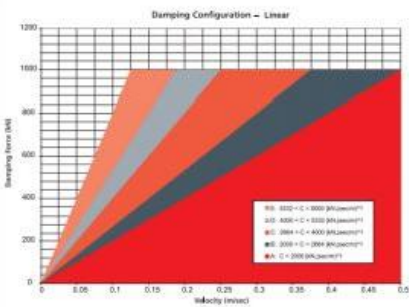
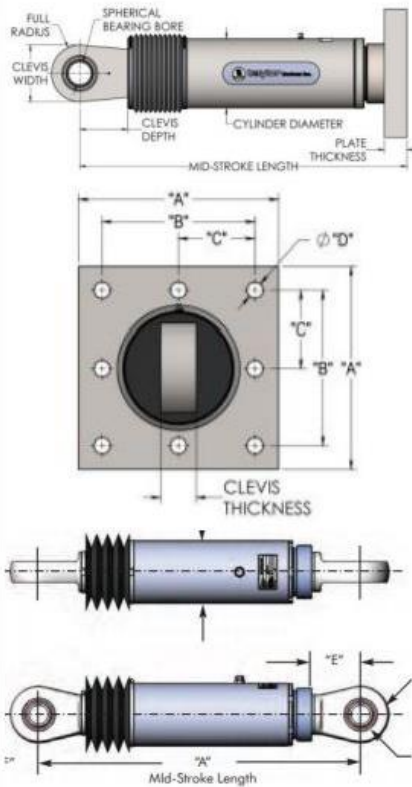
- Disipación de energía a gran escala
- Adecuado para altas temperaturas
- Aumenta rigidez de la estructura.
- Fuerte comportamiento no lineal, puede requerir un análisis no lineal.
- Sin mecanismo de centrado con desplazamiento residual permanente.

Cuadro 22

Amortiguadores de fricción

(Casau, 2018) (ATAM , ERCAN, s.f.)

Amortiguadores Viscosos



Los amortiguadores viscosos son dispositivos hidráulicos que disipan la energía cinética de los eventos sísmicos y amortiguan el impacto entre estructuras. Son elementos que pueden diseñarse para permitir el movimiento libre y la amortiguación controlada de las estructuras para protegerlas de la carga del viento, el movimiento térmico o los eventos sísmicos. Los amortiguadores viscosos convierten la energía cinética del movimiento estructural en calor y luego disipan esa energía en el aire, obedeciendo así las leyes de la física a través de la conservación de la energía. Estos pueden ser utilizados en una variedad de aplicaciones diferentes. Ya sea para detener las vibraciones del tráfico peatonal en un puente, reducir el movimiento en la parte superior de un edificio alto debido a los fuertes vientos o la protección durante un evento sísmico, los amortiguadores viscosos fluidos brindan una amortiguación superior a casi cualquier estructura. Al utilizar amortiguación viscosa, las estructuras se vuelven sensibles a la velocidad, en lugar de utilizar amortiguación histérica que las haría sensibles al desplazamiento. Los amortiguadores se utilizan para mejorar el rendimiento de las estructuras durante varios eventos dinámicos y estas estructuras tienen diferentes requisitos. A veces, la estructura requiere una reducción de la deflexión, la tensión o la aceleración, o una combinación de estas. Por lo tanto, la cantidad de amortiguación requerida varía de una estructura a otra. Sin embargo, las estructuras típicas pueden experimentar una mejora dramática con un 10 a 40 por ciento de amortiguación crítica agregada. Sin embargo, debido al hecho de que la solución optimizada requiere un rendimiento de amortiguación no lineal, no es preciso cuantificar la amortiguación requerida en términos de porcentaje, sin embargo, su análisis es simple y proporciona un comportamiento estable a la estructura.

Características Mecánicas

Dependen del tipo de dispositivo especificado para la estructura, como se ve en la imagen al costado, se observa la variación del amortiguamiento. Además estas son las características a tomar en cuenta para la aplicación de amortiguadores:

- Fuerza máxima de amortiguación FMCE.
- Stroke
- Diámetro del pasador de montaje
- Radio de horquilla.
- Peso Unitario
- Ancho de rodamiento.

Ventajas

- Activado a bajos desplazamientos.
- Fuerza restauradora mínima.
- Comportamiento lineal, por lo tanto, modelado simplificado de amortiguador.
- Las propiedades son en gran parte frecuencia y temperatura independiente.
- Registro probado de desempeño en aplicaciones militares

Desventajas

- Posible fuga del sello de fluido
- No tiene mecanismo de auto centrado
- Límite de deformaciones.

General

Cuadro 23

Amortiguadores viscosos

(Casaú, 2018)(Co, s.f.)

Muros de Amortiguamiento Viscoso (VWD)	
	<p>Cada amortiguador de pared viscoso consta de un acero estrecho tanque conectado al piso inferior y que contiene un fluido transparente, inodoro y no tóxico. Dentro de tanque, y conectado al piso superior, es un interior placa de acero, o paleta. Durante la excitación sísmica o con vientos fuertes, el movimiento relativo del piso hace que la paleta se mueva a través del fluido viscoso. La distorsión relativa entre el marco superior y el muro ocasiona que la acción de este remo efectivo estimule al fluido y así disipe energía. La fuerza de amortiguación de la acción de cortante del fluido depende del desplazamiento y la velocidad del movimiento relativo. Los amortiguadores de pared viscosos también se pueden construir con 2 paletas. Un sistema de doble paleta proporciona el doble de fuerza de amortiguación con solo un pequeño aumento en el tamaño de planta.</p>
Comportamiento	
<p>Este puede estar representado por un modelo exponencial de Maxwell. El modelo consiste en un resorte, K, en serie con un amortiguador exponencial caracterizado por C y α. La fuerza está relacionada con la velocidad a través de la relación fuerza-velocidad $F = C \cdot V^\alpha$. A continuación, se muestra la curva de histéresis, representando la disipación de energía.</p>	
<p style="text-align: center;">(a) Cyclic test</p>	
Ventajas	Desventajas
General	
<ul style="list-style-type: none"> ○ Alta capacidad de disipación que se mantiene con los ciclos de trabajo y perdura con los años, elevada estabilidad de los componentes incluyendo el medio fluido. ○ Las fuerzas de disipación se incrementan convenientemente con la demanda ○ Principio de disipación basado en fuerzas viscosas 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ámbito económico, aumento de costos. ○ Su comportamiento y eficacia dependen la velocidad y desplazamientos relativos. ○ Proceso de instalación complejo.

Cuadro 24

Muros de amortiguamiento viscoso (VWD)

(Shaik *et al.*, 2019) (System, 2020) (José Stuardi, 2008)

3. Amortiguadores de Masa Sintonizada (TMD).

Los amortiguadores de masa sintonizados (TMD) son otro tipo de dispositivos pasivos que se utilizan con frecuencia para controlar la respuesta de edificios y puentes. Esencialmente, un TMD consiste en un sistema de amortiguador de resorte de masa que se adjunta a la estructura principal, generalmente en la parte superior de la estructura, en para contrarrestar el movimiento del suelo reduciendo la respuesta dinámica de la estructura. La disipación de energía se logra mediante la fuerza de inercia del amortiguador que actúa sobre la estructura. Estos sistemas son en su mayoría eficientes para controlar las vibraciones inducidas por el viento en estructuras delgadas como torres y edificios altos y los amortiguadores normalmente sintonizados se pueden clasificar en tres grupos. (Casaú, 2018)(Gómez *et al.*, 2008)

- 1) Amortiguador de Masa Sintonizado (TMD): También conocido como absorbente armónico, consiste en un dispositivo esta formado por una masa, un resorte y un amortiguador unidos a la estructura para reducir la respuesta dinámica frente a acciones externas. La frecuencia del amortiguador se sintoniza, a la frecuencia natural de la estructura para suprimir el movimiento.
- 2) Amortiguador de Líquido Sintonizado (TLD): consiste en un tanque u otros depósitos que contienen un líquido, generalmente agua, en su interior y mediante el oleaje que se produce por las vibraciones externas genera una serie de frecuencias que disipan parte de la energía a la que se somete el edificio, reduciendo así su respuesta sísmica.
- 3) Amortiguadores de Columna de Líquido Sintonizado (TLCD) A diferencia de los TLD, estos consisten en un tanque en forma de columna con un líquido de peso y densidad conocida. Al igual que los anteriores este se sintoniza a la frecuencia original del sistema.(Gómez *et al.*, 2008)

La configuración clásica de un amortiguador sintonizado es el llamado TMD que anteriormente se direccionada y consta de una masa secundaria con elementos de amortiguación y resorte debidamente ajustados, que proporciona una histéresis dependiente de la frecuencia que aumenta la amortiguación en el primario estructura. Por tanto, el efecto del TMD puede relacionarse con un aumento en la amortiguación de el sistema estructural. Este dispositivo es particularmente eficaz para mitigar las respuestas excitadas por el viento para excitaciones estacionarias de banda estrecha, pero es menos eficaz para excitaciones de banda ancha como terremoto. Hay varios tipos de TMD disponibles para implementación práctica y se muestran las configuraciones.(Gómez *et al.*, 2008)

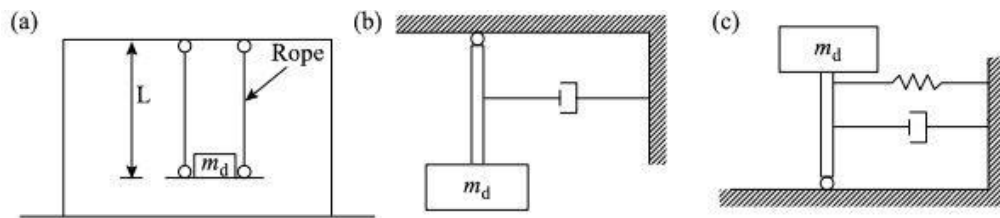


Figura 11. Clasificación típica de TMD; a) Péndulo simple, b) péndulo con amortiguador, c) péndulo invertido



Figura 12. Clasificación típica de TMD; d) amortiguador de dos masas, e) amortiguadores multi etapas

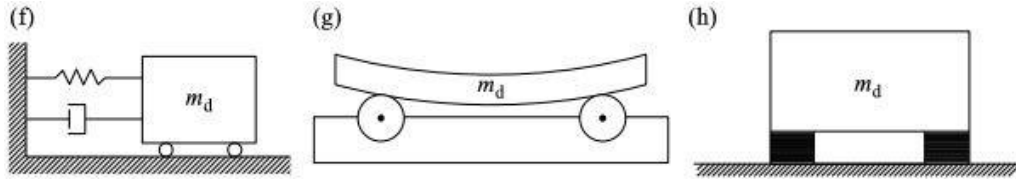


Figura 13. Clasificación típica de TMD; f) masa deslizante con resortes y amortiguador, g) masa oscilante sobre cojinetes rotacionales, h) masa sobre cojinetes de goma.

(Gómez *et al.*, 2008)

Los amortiguadores de líquido ajustados (TLD) y los amortiguadores de columna de líquido ajustados (TLCD) funcionan en el mismo principio de TMD, pero en lugar de usar un sistema de amortiguación de resorte de masa para absorber el viento o energía sísmica, estos sistemas utilizan el movimiento de un líquido para obtener el mismo efecto. Tiempo TLD utiliza el chapoteo del líquido en un tanque para disipar la energía sísmica (acción viscosa de un líquido y rotura de olas), TLCD genera turbulencias de alto flujo por el paso de un líquido a través de orificios para proporcionar capacidad de amortiguación. (ATAM, ERCAN, s.f.)

C. Sistemas activos

Es un sistema que emplea dispositivos que necesitan de una fuente externa para ser accionados. Estos imparten fuerzas a las estructuras y también disipan energía. Su funcionamiento se basa en recibir información de las respuestas de la estructura (derivadas, rotaciones, etc.) por medio de sensores que se encargan de medir las variables y calculan la fuerza necesaria para accionar los actuadores de control y contrarrestar la acción sísmica. Sin embargo, existen algunas desventajas con respecto a este método, ya que al requerir de una potencia externa para funcionar, estas pueden llegar a fallar en el momento de un evento sísmico y no generará el suministro necesario de disipación. (Gómez *et al.*, 2008)

Estos sistemas son complejos y difíciles de instalar, ya que requieren de la incorporación de sensores y fuentes de potencia, con el fin de llevar el control de toda la estructura y el comportamiento de la misma durante un evento sísmico. Usualmente, se colocan acelerómetros para medir las aceleraciones en puntos estratégicos de la estructura y para echar a andar los mecanismos de control. Un ejemplo claro de este tipo de sistemas son los amortiguadores de masa activa AMD, los cuales se basan en un cuerpo de masa conocida que se ubican usualmente en el techo de la edificación. Estos sensores deben ser colocados para medir la excitación sísmica, un actuador hará oscilar esta masa de manera de compensar las vibraciones inducidas por el sismo. En otros tipos de sistemas, estos actuadores cargan fuerzas sobre elementos de arriostramiento o tensores, para contrarrestar los efectos del movimiento. (Marko, 2006), (Bonett, s.f.)

En un sistema de tipo activo, la estructura es monitoreada constantemente, lo que permite modificar la respuesta de los dispositivos en tiempo real, según el nivel de la excitación sísmica. Este es el principio fundamental de funcionamiento de estos sistemas activos. (Gómez *et al.*, 2008)

D. Sistemas híbridos

Son los que adaptan a la estructura una combinación de dispositivos de control pasivo y activo. Su unión permite superar deficiencias que presentan ambos dispositivos. Debido a la aplicación de varios sistemas de control funcionando simultáneamente, los sistemas de control híbrido pueden aliviar algunas de las restricciones y limitaciones que existen cuando sólo uno de los sistemas es utilizado. Además, el sistema de control híbrido puede ser más fiable que un sistema totalmente activo, aunque muchas veces resulta siendo más complejo. La investigación en el área de sistemas de control híbrido ha sido enfocada principalmente hacia los sistemas híbridos con amortiguadores de masa (HMD) y sistemas con aislamiento de base activa. (Gómez *et al.*, 2008)

El sistema híbrido con amortiguador de masa (Hybrid Mass Damper -HMD-) es el dispositivo de control más empleado en aplicaciones de la Ingeniería Civil en escala real. Estos sistemas consisten en la combinación de un amortiguador de masa y un actuador de control activo. Las fuerzas del actuador son empleadas para mejorar la eficiencia del amortiguador y aumentar la robustez del sistema ante cambios en las características dinámicas de la estructura.(Marko, 2006)

E. Uso de dispositivos de disipación de energía en estructuras

Dado que los dispositivos de disipación de energía son relativamente nuevos en el diseño estructural y fueron introducidos en el mercado por los productores individuales, no existen procedimientos de diseño claros para su implementación en estructuras de edificios. Las pautas para estructuras de edificios sometidas a cargas sísmicas identifican cuatro tipos de análisis. El método más común son los procedimientos lineales, que requieren modificar la excitación sísmica en la estructura con respecto al amortiguamiento agregado, en forma de amortiguamiento efectivo estimado. La amortiguación efectiva se suele formular aplicando el dispositivo en un sistema de un solo grado de libertad y se toma como la relación de amortiguación del primer modo. Este procedimiento demasiado simplificado, sin embargo, no tiene en cuenta la compleja interacción estructura-dispositivo.(Marko, 2006)

Para investigar el efecto de la implementación de dispositivos de disipación de energía en la respuesta de los edificios, se pueden utilizar tanto la formulación teórica como la simulación numérica. El efecto general de la amortiguación adicional de los dispositivos suplementarios se investiga generalmente aplicando la matriz de amortiguación en la ecuación de movimiento original. Como resultado de la implementación de dispositivos de amortiguación en la estructura del edificio, las propiedades dinámicas del sistema estructural original se modifican, incluidas las frecuencias naturales, las formas de modo y las relaciones de amortiguación modal.(Marko, 2006)

Dado que el dispositivo de amortiguación añadido a menudo aporta amortiguación no proporcional al sistema, las características dinámicas no se pueden resolver utilizando la propiedad ortogonal de las formas modales de modo que el sistema de múltiples grados de libertad se transforme en un conjunto de sistemas modales. Este análisis muestra que la mejor distribución en los dispositivos depende muchas veces en la configuración de la estructura y los índices de desempeño del edificio. En cuyo caso el procedimiento de diseño más utilizado se basa en la relación del amortiguador que con el diseño, por lo tanto no es del todo efectivo. El mismo es especificado de la siguiente forma:(Marko, 2006)

- Análisis y simplificación estructural.
- Índice de rendimiento (desplazamiento, velocidad, aceleración, respuesta combinada).
- Definición de las limitaciones de los dispositivos de disipación de energía añadida.
- Buscar la configuración óptima de los dispositivos de disipación de energía
- Validación o comprobación.

(Marko, 2006)

XI. Metodología

A. Criterios de diseño sísmico

1. Marco de referencia. Con el objetivo de realizar un análisis sísmico completo una estructura con dispositivos de amortiguación pasiva, y analizar la factibilidad de los dispositivos ante cargas sísmicas, es necesario diseñar una estructura regular, cuyos elementos tengan la capacidad de soportar los efectos sísmicos, y realizar un contraste al evaluarse con distintos dispositivos de amortiguación pasiva. Para esto se escogen tres dispositivos cuyas características antes mencionadas sean distintas, de modo que se evalúe su eficiencia ante las acciones sísmicas, por medio de un análisis estructural.

Las estructuras se contrastarán según las especificaciones del ASCE 7-16, bajo las condiciones de sitio del territorio de Guatemala, determinando si la aplicación de sistemas de control benefician el comportamiento dinámico de un edificio de gran altitud. Así mismo los dispositivos serán estudiados bajo cuatro aspectos, los periodos, aceleraciones de piso, desplazamientos laterales y derivas de piso. Los cuales serán evaluados según las normativas y códigos.

Estos dispositivos serán predimensionados y seleccionados a partir de modelos prefabricados, disponibles en el mercado. Cabe resaltar que la estructura propuesta mantiene su regularidad en todos los pisos. Sin embargo, el criterio de selección de dispositivos y evaluación de la misma, pueden cambiar bajo condiciones distintas.

Los resultados serán comparados entre sí, de esta forma se logrará comparar de forma objetiva la respuesta sísmica de un mismo edificio bajo varios tipos de sistemas de construcción.

2. Configuración estructural. La estructura a diseñar es un edificio de 20 niveles sobre el nivel del suelo, de concreto reforzado con una estructura principal de marcos resistentes a momento. La altura total de la estructura es de 60 metros, la separación entre plantas es de 3.0 metros. El terreno es de 30 m x 30 m. Cada uno de los elementos es de concreto reforzado con resistencia de 4,000 psi, un módulo de elasticidad medio de 31 GPa y un coeficiente de Poisson de 0, asumiendo que el mismo presentará fisuras. En cuanto al acero, se manejará un acero grado 60, en todos los elementos estructurales.

El edificio será destinado a ser una torre de apartamentos, cuya clasificación de clase de obra es importante, debido a la cantidad de vidas humanas que se piensa ocuparán la estructura. Se establecen dos niveles de desempeño sísmico, el de no colapso y limitación de daño, esto se busca obtener por medio de este tipo de clasificación. Por lo cual la estructura debe ser capaz de soportar la acción sísmica de diseño, conservar su integridad estructural y extender su capacidad de carga residual después del sismo. Así mismo debe resistir un sismo con una mayor probabilidad de ocurrencia, pero que al mismo tiempo supere el sismo de diseño, sin padecer daños que limiten su uso y funcionalidad.

La prevención del colapso se ocupa de proteger la vida humana en el proceso de evacuación o durante las réplicas, aún si la estructura resultara económicamente irre recuperable. La limitación del daño se relaciona con la disminución de pérdidas económicas debidas a reparaciones ocasionadas por sismos frecuentes; en este trabajo se le dará importancia a las aceleraciones de piso, ya que están directamente relacionadas a los daños internos de un edificio, en elementos no estructurales y que representan una pérdida económica. Buscando que la estructura no presente deformaciones permanentes y sus elementos deben conservar su resistencia y rigidez originales. A continuación se muestra una planta típica de la estructura a modelar y una elevación correspondiente.

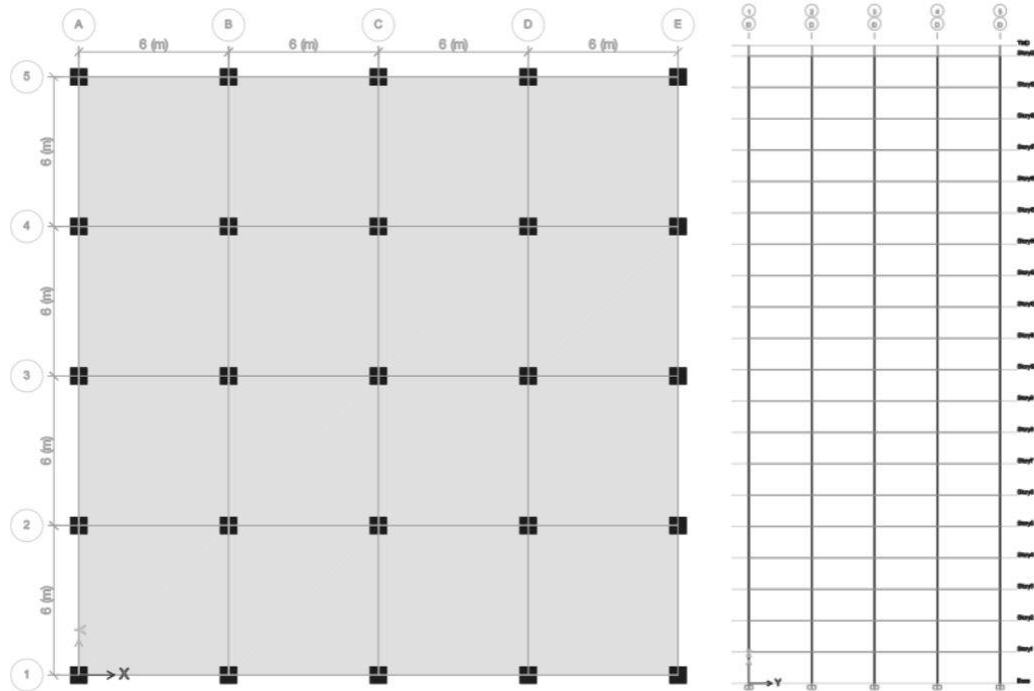


Figura 14. Planta y elevación típica del edificio (Nivel 1 a nivel 20)

3. Clasificación de sitio. La vibración del sismo en la superficie está sumamente influenciada por las condiciones del suelo subyacente y, en consecuencia, las características del sitio de construcción y la naturaleza del suelo de apoyo condicionan la respuesta sísmica de las estructuras. El suelo es clasificado de la siguiente manera, de los cuales la velocidad media de onda es el factor más importante para el cálculo del sismo.

- Resistencia al corte del suelo no drenado.
- El número de golpes en la prueba de resistencia a la penetración estándar.
- Velocidad media de la onda de corte.

La clasificación del sitio es necesaria para configurar correctamente el espectro del sismo de diseño. Se realiza a partir de la velocidad media de propagación de las ondas de corte en los 30 primeros metros de profundidad; cuando la información sobre estas velocidades no está disponible, los otros parámetros se pueden usar para seleccionar el tipo de suelo apropiado. Además el código ASCE 7-16 explica que a falta de un estudio de suelos, el diseñador puede utilizar un suelo tipo D. El cual en este trabajo fue asumido para todos los modelos evaluados.

Clase de suelo	Descripción estratigráfica	Vps	Np	Suc
A	Roca Dura	>1524	N/A	N/A
B	Roca Dura	762 – 1524	N/A	N/A
C	Suelo muy denso, firma y roca suave	366 – 762	>50	>250
D	Suelo firme y rígido	183 – 366	15 – 50	250 – 50
E	Suelo suave	<183	<15	<50
F	Suelos con problemas especiales.			

Cuadro 25
Clasificación de suelo

4. Clasificación de la estructura y factores de seguridad. Según el ASCE 7-16 establece una vida útil de referencia de 50 años a la mayor parte de edificaciones, período durante el cual, se estima que estarán sometidas a la acción de sismos de baja intensidad y ocurrencia frecuente; de mediana intensidad y ocurrencia probable; y de gran intensidad y ocurrencia poco probable. El nivel de riesgo considerado se establece clasificando las estructuras según su importancia y las consecuencias de la falla y, la probabilidad de exceder el sismo de diseño, modificando el período de retorno para elegir el sismo adecuado al diseño según la sismicidad de la región.

ASCE 7-10 clasifica los edificios y otras estructuras en función del grado de peligro para la vida humana, la salud y el bienestar asociados con el daño a la propiedad o la pérdida de uso o funcionalidad. Hace una categorización del riesgo según su uso u ocupación y recomienda un “factor de importancia I_e ” por cada categoría. Este factor depende del período de retorno elegido para el requisito de no colapso, cuya probabilidad de excedencia contempla un período de 50 años. Este factor influye deliberadamente en la calibración del sismo y el otras características de la evaluación

Categoría de riesgo	Uso u ocupación de edificios y estructuras	Factor de importancia I_e
I	Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla	1.00
II	Todos los edificios y otras estructuras, excepto las enumeradas en las categorías de riesgo I, III y IV	1.00
III	Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría IV o donde se manejan sustancias tóxicas o explosivas, cuyo colapso es un riesgo catastrófico para la vida humana	1.25
IV	Edificios y otras estructuras esenciales requeridas para mantener la funcionalidad de otras instalaciones o donde se manejan sustancias tóxicas o explosivas, cuyo colapso podría significar un peligro desastroso para la comunidad	1.50
—	Edificios aislados sísmicamente	1.00

Cuadro 26

Factores de importancia según ASCE 7-16

5. Sísmicidad del sitio. La severidad esperada de un sismo en una localidad debe tomar en cuenta la configuración tectónica regional y otras características geológicas, estas son relacionadas con la frecuencia de eventos sísmicos en la región seleccionada. Para fines de diseño, la sismicidad se basa en la evaluación del peligro sísmico, usualmente presentado en mapas de zonificación que se dividen en macro-zonas de amenaza sísmica, caracterizadas por su “índice de sismicidad” según el peligro local y asumiendo regularmente una condición de suelo rocoso; pueden subdividirse en micro-zonas para señalar condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas. Estos valores se basan en registros históricos y datos geológicos y son también ajustados para proveer criterios de diseño consistentes con la región.

Una de las características de la zona evaluada es la sismicidad, lo cual afecta directamente al espectro de diseño. Actualmente el riesgo es descrito por los valores de las ordenadas espectrales que corresponden a ciertos períodos clave en el espectro de respuesta. Sin embargo aún existen normativas y metodologías de trabajo que utilizan el PGA (Peak Ground Acceleration), tanto para el diseño como evaluación de estructuras, relacionada directamente con las sismicidad del punto evaluado.

Entre otros la norma ASCE 7-16 determina el nivel de sismicidad de cada lugar o región basándose en la probable “aceleración máxima del suelo (PGA) de la media geométrica del máximo terremoto considerado (MCE)”, que se toma como la aceleración media del suelo sobre roca dura (sitio clase A) con una probabilidad de excedencia del 2 por ciento en un período de 50 años. Define siete macro-zonas de peligro sísmico, asociadas a los grados de intensidad de la escala de “Mercalli Modificada (MMI)”, se fijan en mapas de

zonificación sísmica. Los valores de estos mapas se multiplican por 2/3 y se corrigen multiplicándolos por el “factor de importancia I_e ” para obtener el sismo de diseño. Esto es descrito con mayor detalle a continuación.

Sin embargo, para Guatemala, se debe utilizar lo establecido en la NSE 2, en donde se establecen tres niveles de intensidad sísmica en base a la aceleración del sismo extremo, que corresponde a la aceleración media del suelo en el basamento rocoso (suelo tipo A) con 2 por ciento de probabilidad de ser excedido en 50 años. Siete zonas sísmológicas dividen el territorio nacional que, a partir de la falla del Motagua-Polochic (4.1), aumentan de intensidad a medida que se acercan a la zona de subducción (4.3) en el Océano Pacífico; la intensidad más baja de sismicidad incumbe a la región norte del país (2.1 y 2.2) y el nivel de intensidad moderada a la región nororiental (3.1 y 3.2).

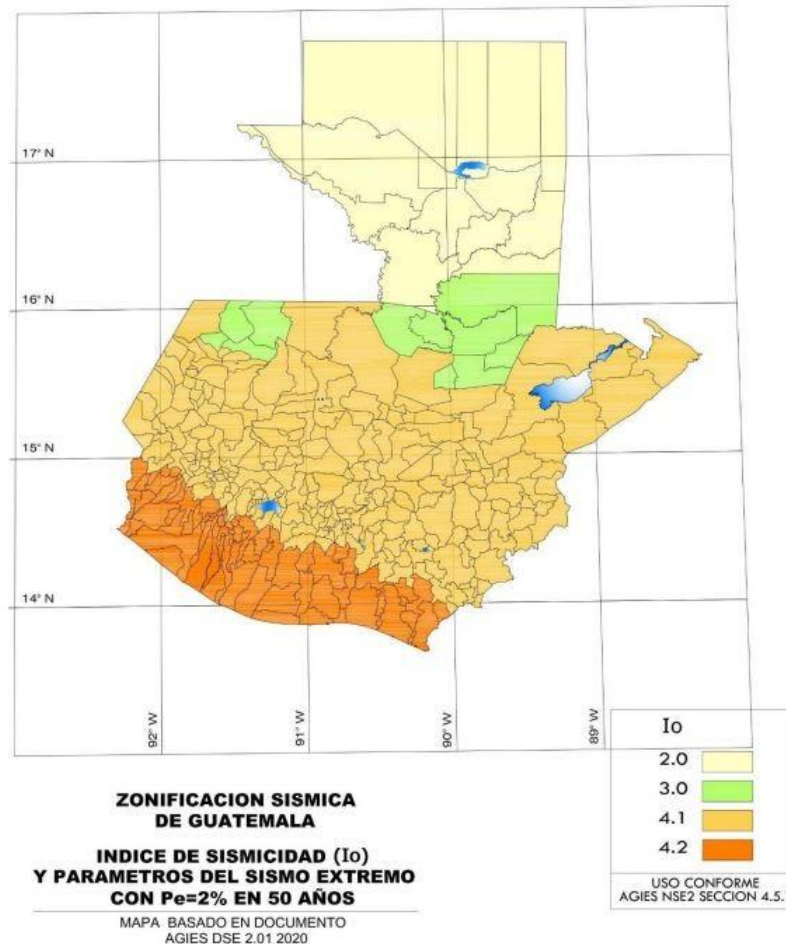


Figura 15. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala

El mapa de zonificación sísmica distingue estas zonas por su “índice de sismicidad I_o ”, cuyo valor entre 2 y 4 aumenta el grado de la amenaza sísmica del sitio, el cual, esta norma lo especifica con mayor detalle.

6. Espectro de diseño. Los espectros de diseño determinan el punto de referencia para la evaluación y análisis de respuesta. Los espectros de respuesta, en general normalizados por la aceleración máxima del suelo, son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas de diseño y la estimación de las deformaciones laterales; ello requiere conocer las propiedades y la naturaleza geológica del suelo en el sitio de construcción, las características sísmicas del lugar y el período fundamental del edificio que se construirá. Se deben ajustar al perfil del suelo, corregir la amplificación que sufren las ondas sísmicas al atravesar suelos compresibles y considerar un 5 por ciento del amortiguamiento crítico. En cuanto al edificio, se utilizó el siguiente espectro, esto considerando que la estructura no incluye aún, ningún sistema de control.

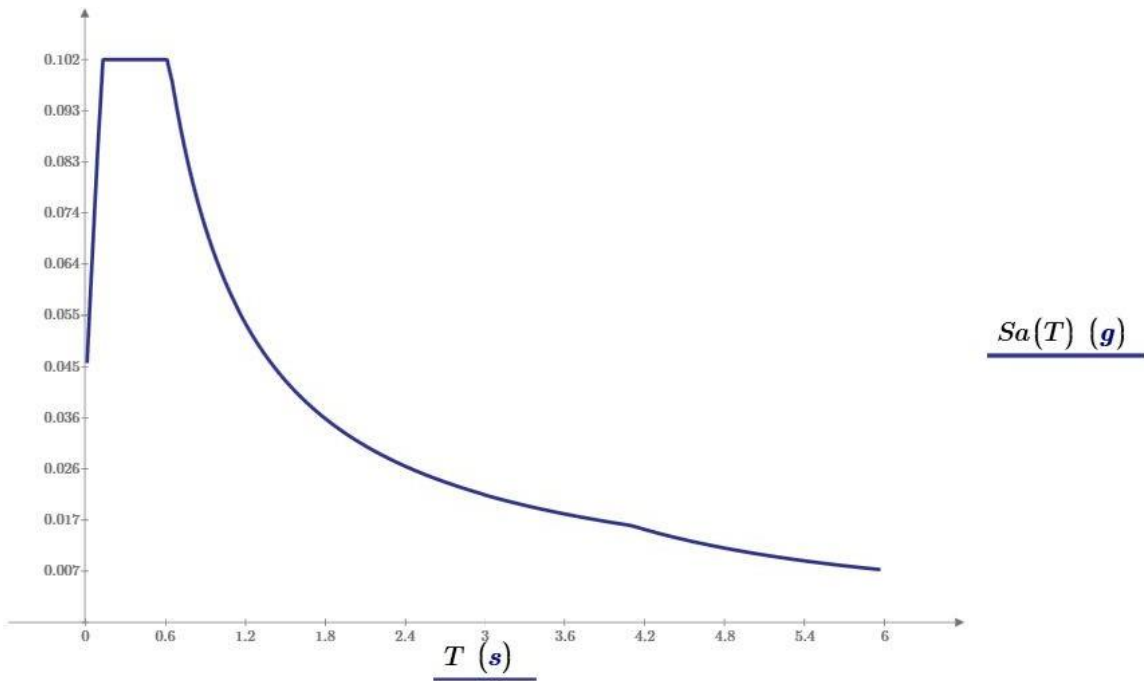


Figura 16. Espectro de diseño según el ASCE

Para iniciar con el análisis se debe establecer el espectro de respuesta correspondiente al sitio y el tipo de estructura. La imagen anterior muestra el espectro de respuesta con el cual fue analizado el edificio sin amortiguadores, este considerando un amortiguamiento inherente crítico del 5 %, con este valor se está asumiendo que los marcos especiales sufrirán de daños controlados, sin embargo para los sistemas de control, este porcentaje es recomendable reducirlo, aproximadamente a un 3 %. Sin embargo cada uno de los dispositivos evaluados en este trabajo, especifican distintas características de amortiguamiento. Sin embargo el cálculo para la determinación de este espectro si se modifica.

7. Modelado. Se realizó el modelado del edificio por medio de Etabs 2019, en donde se evaluaron cuatro configuraciones con tres diferentes tipos de amortiguadores sísmicos. Estos se configuraron para realizar un análisis modal espectral. Cabe resaltar que el comportamiento de las estructuras con sistemas de amortiguación, son mejor evaluadas al realizar un análisis no lineal, como por ejemplo un análisis Tiempo Historia, en donde se evalúan las propiedades de la estructura y de los dispositivos en un rango plástico. Sin embargo, para fines prácticos se configuran para un análisis lineal.

Además se selecciona Etabs debido a que es un software especializado en análisis estructural, que proporciona las herramientas correctas para el dimensionamiento y diseño de edificios de concreto reforzado y acero, sin mencionar la facilidad de creación de dispositivos especiales, como lo son los amortiguadores. Así mismo este software identifica características inherentes al diseño, habilitando la creación de materiales, dimensionamiento de vigas, columnas, muros, losas, elevaciones y simulaciones ante cargas dinámicas. A continuación se presentan algunos parámetros que se tomaron en cuenta para la esquematización de los modelos.

- Los elementos se encuentran completamente empotrados en la base.
- Los elementos se consideraron como agrietados, modificando su flexibilidad elástica y propiedad de rigidez ante corte en un 50 por ciento. La rigidez torsional se estableció como 10 por ciento de la rigidez torsional de la sección no agrietada
- Columnas, vigas y muros están conectados mediante diafragma rígido.

- Dos anchos efectivos para las vigas interiores y dos para las vigas de exterior.
- Se utilizaron los anchos efectivos correspondientes para cada una de las vigas modeladas.
- Para los dispositivos se definieron elementos tipo "Link", variando sus propiedades así como lo requirieran.

En la siguiente imagen se muestran los cuatro modelos generados para el análisis.

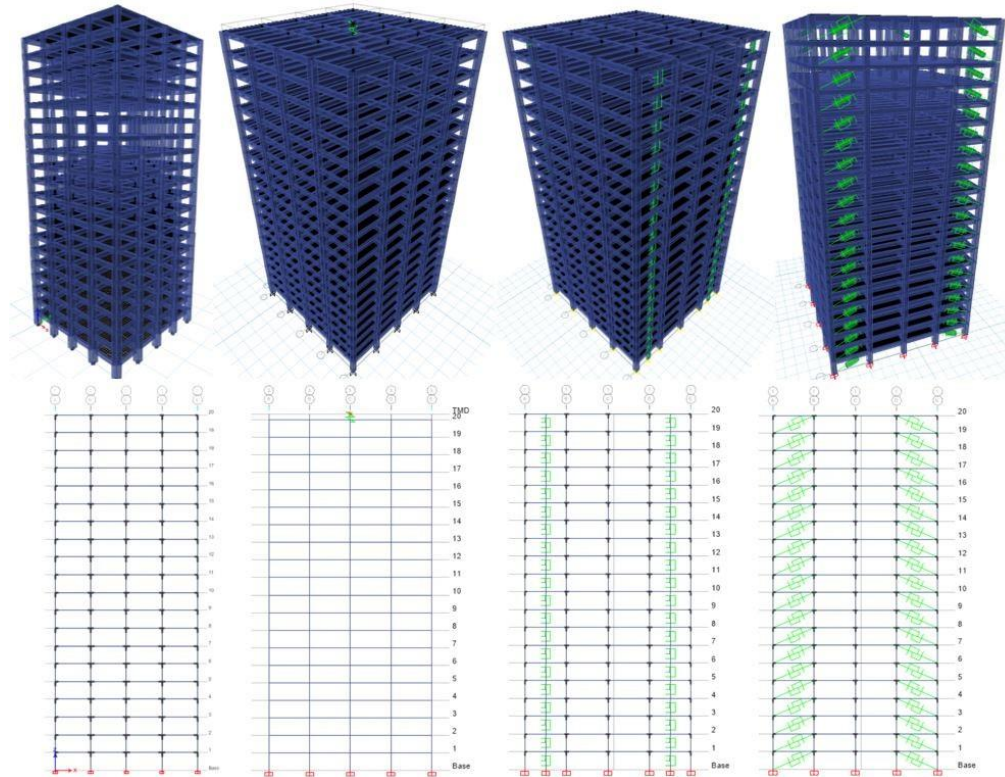


Figura 17. Modelo Etabs

B. Análisis y cálculo del edificio sin sistema de control

Para el análisis del edificio de 20 niveles sin sistemas de control sísmicos, se utilizó la metodología del ASCE 7-16, considerando que el sistema de resistencia lateral son marcos especiales resistentes a momento, en donde se asume un amortiguamiento inherente del 5 % y al no contar con un estudio de suelo, el código establece que la estructura debe ser analizada con los parámetros de un suelo tipo D. El objetivo de analizar la respuesta que tendrá esta estructura es comparar la efectividad y los efectos de los sistemas de control pasivo, establecidos en este trabajo, por medio de los resultados de desplazamientos. Teniendo en cuenta que a mayor desplazamientos laterales y mayor la aceleración entre piso, mayor probabilidad de daños ocurren dentro de la superestructura.

Como se sabe, la respuesta a una carga externa dinámica se rige por la ecuación 1 por lo tanto la rigidez que el sistema de resistencia proporcione, influye en los desplazamientos que esta pueda sufrir. Por lo cual, se decidió no colocar un núcleo de muros de corte, debido a que aumentaría la rigidez total del edificio, por lo que la respuesta se vería influenciada y al realizar la comparación con los sistemas de amortiguamiento, no se apreciaría la diferencia y los efectos de los mismos. Así mismo se evidenciará las proporciones de los elementos de marcos, requeridos para aumentar su rigidez y las derivas sean aceptables para los límites de la normativa.

1. Cálculo de elementos estructurales. Para el cálculo y pre dimensionamiento de los elementos estructurales se utilizó la metodología descrita por el código ACI 318-14, considerando las especificaciones para marcos resistentes a momento. De tal forma que se verificara su capacidad de resistencia a esfuerzos de flexión, compresión y torsión. Debido a que se busca una estructura simétrica, únicamente se calcularon los elementos críticos del edificio. Se utilizó el software de Etabs 19, para la obtención de reacciones máximas totales en elementos pre dimensionados. A continuación se describe el procedimiento y consideraciones para cada elemento, al igual que las secciones finales propuestas. Así mismo, estos elementos serán utilizados en todos los modelos, con el objetivo de que las características y propiedades iniciales de la estructura sean constantes, de modo que se puedan observar los efectos de los dispositivos en edificios previamente diseñados.

a. Diseño de columnas. Para el diseño de columnas se siguieron los lineamientos del ACI 318-14, para marcos resistentes a momento, por facilidad de cálculo únicamente se diseñó una de las columnas de esquina, el mismo diseño fue replicado en el resto de columnas internas, con el objetivo de que permaneciera la regularidad en toda la estructura. A continuación se presenta el diagrama de interacción de la columna evaluada. Para mayor detalle de cálculos referirse al Anexo. (American Concrete Institute, 2014)

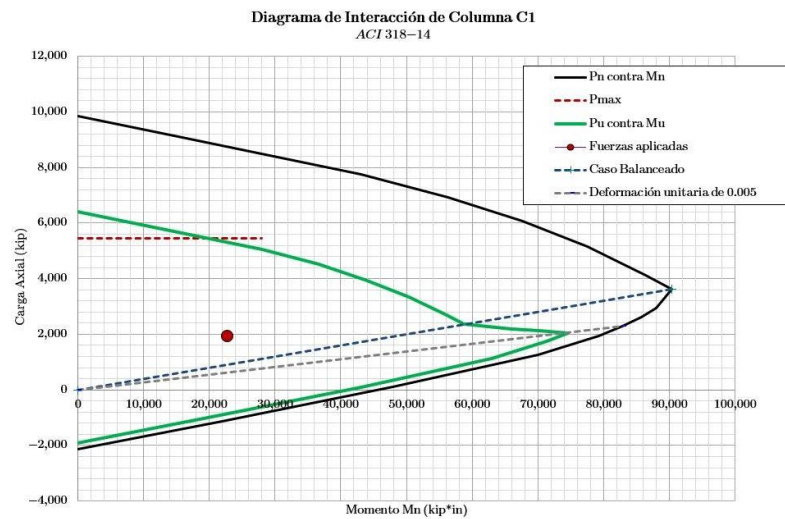


Figura 18. Diagrama de interacción para columna de esquina (American Concrete Institute, 2014)

Como se observa en la figura anterior, la columna trabaja a compresión, por lo tanto al realizar la evaluación de secciones tanto en Etabs como manualmente, los resultados para el armado de la columna C1 son presentados a continuación:

Columna		Nivel	Dimensiones		Pu	Mu	f'c	fy	As req	Selección de Armado		As t	As Long	
Label	Loc		Base (m)	Ancho (m)						(kip)	(kip*ft)			(ksi)
C1	5 - A	1	1.20	1.20	-1938.96	-1893.54	4	60	32.2322	28	#	10	35.56	SI
C1	5 - A	2 - 7	1.20	1.20	-1853.93	-1207.62	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5 - A	7 - 15	1.20	1.20	-1298.15	-268.95	4	60	22.32	20	#	8	25.40	SI
C1	5 - A	15 - 20	1.20	1.20	-451.96	-61.25	4	60	22.32	16	#	8	25.40	SI

Figura 19. Resumen de armado longitudinal para columnas (American Concrete Institute, 2014)

Columna		Nivel	Dimensiones		As req1	As req2	Acero Transversal			As t1	As t2	As Long
Label	Loc		Base (m)	Ancho (m)			(in ²)	(in ²)	Estribos			
C1	5 - A	1 - 7	1.20	1.20	1.04	1.04	No	No	No	1.79	1.79	SI
C1	5 - A	7 - 15	1.20	1.20	1.04	1.04	No	No	No	1.40	1.40	SI
C1	5 - A	15 - 20	1.20	1.20	1.04	1.04	No	No	No	1.40	1.40	SI

Figura 20. Resumen de armado transversal para columnas (American Concrete Institute, 2014)

b. Diseño de vigas principales: Con respecto al diseño de vigas principales, tal como se mencionó estos elementos fueron diseñados a partir de las indicaciones del ACI 318-14 para marcos resistentes a momento. Como se conserva la misma sección de vigas de 0.45 X 0.90 metros, en cada uno de los ejes con vigas principales, se decide diseñar únicamente una viga, la cual sera replicada en el resto de elementos. A continuación se presenta a modo de resumen los resultados para el armado de las vigas, para mayor detalle dirigirse a la sección de anexos.

Viga		Dimensiones		Loc	As+	As-	As+	Acero Long						Est	Sep	As Long			
Label	Loc	Base (m)	Ancho (m)					(in ²)	(in ²)	(in ²)	Bastón		Corrido				Bastón		No
VP-1	4-C	0.45	0.90	TOP	3.28	1.94	3.25	3	#	6	3	#	8	3	#	6	5	15.00	SI
				BOTT	2.08	1.94	2.13	#		3	#	8	#						

Figura 21. Resumen de diseño, vigas principales
(American Concrete Institute, 2014)

c. Diseño de vigas secundarias: A diferencia de las vigas principales, estas son diseñadas para resistir únicamente cargas gravitacionales. Al igual que los otros elementos, el diseño de una única viga fue realizado, con el fin de ser replicado para las otras secciones de la estructura, A continuación se presentan los resultados para el armado de vigas secundarias de 0.25X0.60 mts.

Viga		Dimensiones		As req1	As req2	Acero Long				Est	Sep	As Long		
Label	Loc	Base (m)	Ancho (m)			(in ²)	(in ²)	+					-	
vs-1	5-A	0.25	0.60	1.55	1.55	2	#	8	2	#	8	4	15.00	SI

Figura 22. Resumen de diseño, vigas secundarias
(American Concrete Institute, 2014)

d. Diseño de Losa: Para el diseño de losas, se utilizaron únicamente las cargas gravitacionales, con el fin de simplificar el cálculo, principalmente porque este elemento en particular no interactúa de forma directa con los disipadores involucrados dentro de la investigación. El asumir un comportamiento de una losa en una dirección, facilita el diseño de la misma, sin desatender las solicitudes de la estructura. A continuación se presenta el armado propuesto para una losa de borde.

Losa		Dimensiones		t	Mn+	Mn-	As+	As-
Label	Loc	Ancho (m)	Long (m)					
L1	5-C	2.00	6.00	12	3.34	6.68	#4 @ 15	#4 @ 15

Figura 23. Resumen de diseño, losas
(American Concrete Institute, 2014)

2. Método de análisis. Los métodos de análisis más comúnmente adoptados son: el “Método de las fuerzas laterales equivalentes” y el “Método Modal Espectral (MME)”. La selección de este dependerá de la importancia del edificio, configuración estructural, particularidades del diseño y limitaciones que establece la normativa. Cuanta mayor complejidad tenga la estructura, métodos más específicos y detallados serán necesarios de aplicar. Para el análisis sísmico seleccionado para este trabajo, es el MME, ya que las características de la estructura propuesta se adecuan para poder realizar este análisis.

Este método se basa en una respuesta lineal para estimar fuerzas y desplazamientos máximos, generados por el sismo, a través de los elementos del sistema estructural, en términos de sus propiedades dinámicas. Este método utiliza como parámetros los modos de vibración, el periodo, frecuencia y amortiguamiento. La característica principal de este método es que genera las reacciones máximas y no considera el rango inelástico del sistema.

Una de las ventajas más importantes de este método es la facilidad con la que se encuentran los modos de vibración que movilizan el mayor porcentaje de masa, y periodos críticos, los cuales son esenciales para el dimensionamiento de los dispositivos. Al descomponer la deformación total de la estructura en simples modos de deformación, tomando en cuenta el espectro de diseño, el cual ya considera las propiedades del sitio.

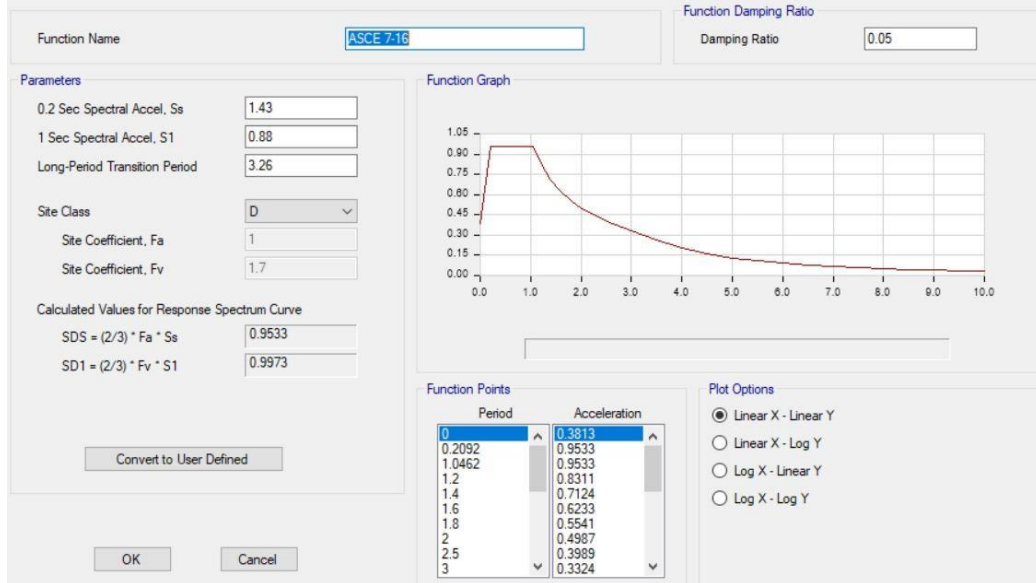


Figura 24. Configuración de espectro de diseño

En Etabs se configura este método por medio de "LOAD CASE DATA" seleccionando 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. Así mismo la integración de un 30 % de la respuesta en sentido opuesto al principal en cada caso, tal como lo recomiendan las normas de diseño.

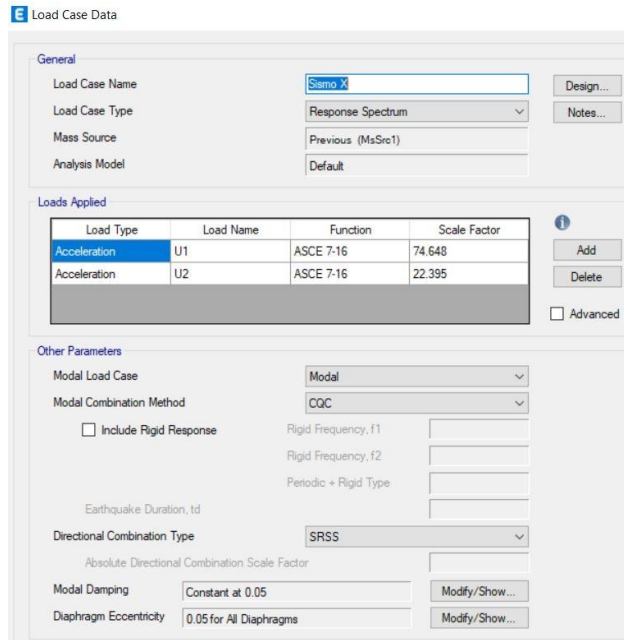


Figura 25. Configuración de casos modales

Tal como se expone en el ASCE 7-16 para que este análisis se exitoso, el numero de modos de vibración propuestos deben ser capaces de trasladar al menos el 90 % de la masa total de la estructura en cada una de las principales direcciones, en este caso X Y, con el objetivo de describir adecuadamente la respuesta dinámica ante las aceleraciones espectrales. Las cuales se ven reducidas por un factor modificador de respuesta R , correspondiente al sistema de resistencia lateral, en este caso el de marcos resistentes a momento, teniendo un valor de $R=8$. Este factor determina la capacidad de la estructura de disipar la energía y que la deformación cíclica dentro de los elementos estructurales no sea capaz de generar daños irreparables y eventualmente el colapso total.

Este valor, al igual que el factor de importancia I_e que se le otorgue a la estructura, que en este caso de 1.25 por considerarse una obra importante; son definitivos para obtener el cortante basal V_s que por medio de este método es bastante exacto, sin embargo, el mismo debe ser comparado con los resultados del método de fuerzas laterales equivalentes, para obtener un factor de escala y que los resultados proporcionados por MME, serán más cercanos.

3. Periodos y modos de vibración. Tal como se mencionó anteriormente, el método de MME necesita establecer una cantidad aproximada de modos de vibración, por lo cual dentro de la configuración del modelo sin amortiguadores se establecieron 40 modos de vibración, dos por cada planta. Lo cual permite que se traslade más del 90 % de la masa total de la estructura. Estos modos son sumamente importantes al momento del dimensionamiento de cada uno de los dispositivos de amortiguación pasiva seleccionados. A continuación se muestra un cuadro con el resumen de las proporciones de masas de participación modal.

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	2.216	0	0.7426	0.000	0.743	0	0.000
Modal	2	2.216	0.7426	0	0.743	0.743	0	0.000
Modal	3	1.812	0	0	0.743	0.743	0.7398	0.740
Modal	4	0.746	0	0.1073	0.743	0.850	0	0.740
Modal	5	0.746	0.1073	0	0.850	0.850	0	0.740
Modal	6	0.628	0	0	0.850	0.850	0.1078	0.848
Modal	7	0.422	0	0.0432	0.850	0.893	0	0.848
Modal	8	0.422	0.0432	0	0.893	0.893	0	0.848
Modal	9	0.364	0	0	0.893	0.893	0.0452	0.893
Modal	10	0.278	0	0.0264	0.893	0.920	0	0.893
Modal	40	0.017	2.9E-06	0.0012	1.000	1.000	6.1E-07	0.957

Figura 26. Modos de vibración y participación de masas

Como se puede observar, los primeros periodos modales son capaces de trasladar el mayor porcentaje de masa. Así mismo, se conoce que además del periodo de vibración predominante, otra característica que afecta al desempeño de la estructura y a los daños que se puedan presentar durante un evento sísmico, son las aceleraciones de piso. Por lo tanto en la siguiente imagen se podrán observar las aceleraciones de piso resultantes del análisis MME. Debido a que la estructura es simétrica solo se presentan los resultados de la dirección predominante, en este caso el sentido X, de igual forma al considerar un incremento del 30 % de las acciones de sismo en la dirección opuesta, tal como se establece en el código, se va a tener una participación proporcional en este sentido.

El objetivo de las pruebas con los dispositivos de amortiguación, será reducir las aceleraciones, periodos modales y desplazamientos, todos parámetros para poder estimar los daños que se generan dentro del edificio, en especial en aquellos no estructurales por este motivo es necesario controlar los resultados de aceleraciones de piso, de modo que estas alcancen una relación de 0.3g sin embargo en el mejor escenario, estas deben ser reducidas con cualquiera de los sistemas de amortiguación. Si bien los efectos de estos dispositivos no es primordialmente reducir aceleraciones, se espera que generen un cambio.

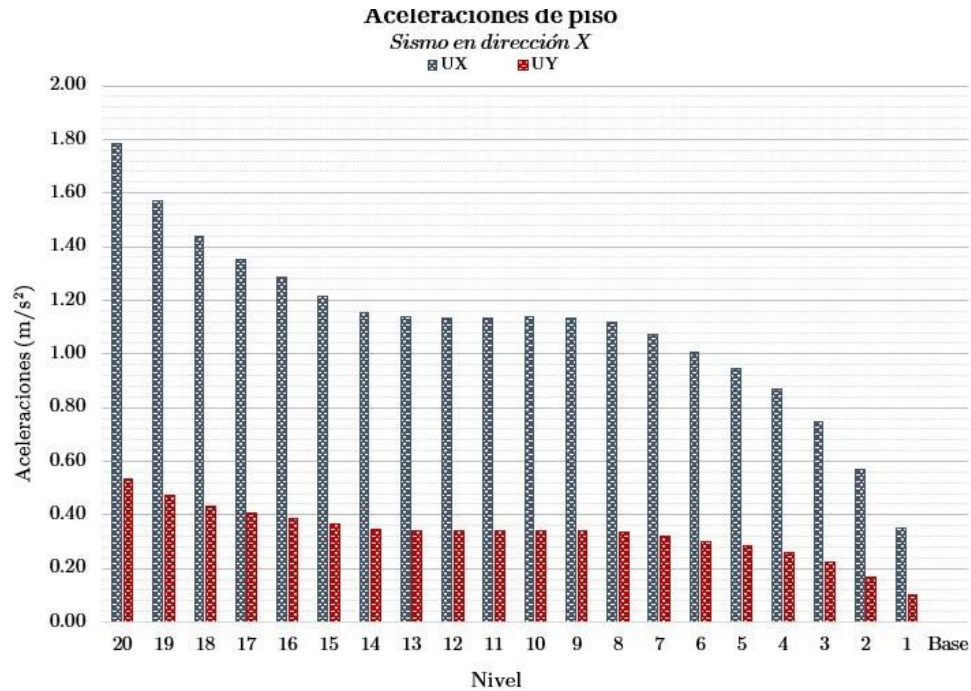


Figura 27. Aceleraciones de piso con respecto al sismo en dirección X

4. Cálculo de cortante basal. El cortante basal es de los parámetros base para el análisis modal espectral, este es el que determina la fuerza lateral ejercida sobre el edificio, en este caso al ser un edificio simétrico en sus dos direcciones principales (X-Y) su cortante basal es el mismo; sin embargo, en las pruebas con los tres tipos de amortiguadores pasivos, este valor cambiará en la dirección en donde sean posicionados los dispositivos.

Así mismo, este valor se utiliza para determinar los desplazamientos y derivas; los cuales son básicos para delimitar el nivel de daños que se generan en los elementos internos no estructurales, estos sufren serios daños cuando se generan respuestas inelásticas, todo en consecuencia de las acciones de sismos de alta intensidad o de larga duración. Estos serán los principales resultados para establecer el dispositivo ideal para la estructura. En el siguiente diagrama se presentan los resultados del cortante basal del edificio sin amortiguadores.

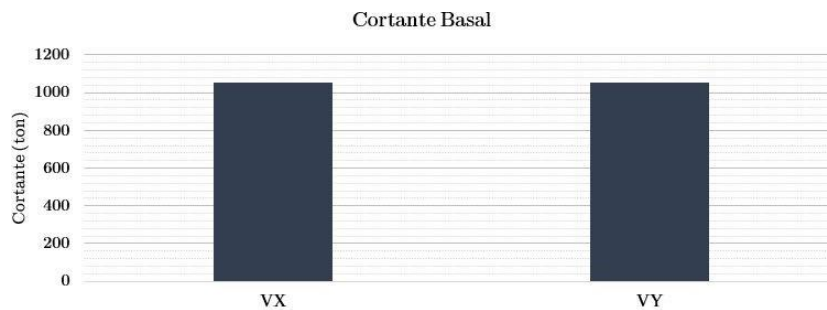


Figura 28. Cortante basal en dirección X y Y

Cabe resaltar que para poder calcular este valor, es necesario determinar el coeficiente C_s , determinado a partir de los valores del periodo modal. Así mismo debe ser escalado para que los valores de sismo iniciales, utilizados para el cálculo de derivas y el sismo estático, utilizado para el análisis de resistencia y el diseño de elementos, sean iguales.

5. Cálculo de desplazamientos. Como primer parámetro de comparación se tomaran los desplazamientos laterales de la estructura, en este caso al realizar un análisis modal espectral, cuya característica principal es determinar las respuestas máximas a partir de una serie de modos de vibración, únicamente en el rango elástico, limitado al punto de cendencia elástico. Este tipo de evaluación también se considera dentro de la metodología para diseñar los elementos estructurales, buscando que sean controlados por esfuerzos de flexión principalmente. Al hacer esto se busca llevar al límite elástico los materiales, evitando deformaciones permanentes.

Estos desplazamientos son clave para el cálculo de derivas, ya que las normas le dan mayor importancia a las derivas que a los desplazamientos laterales absolutos. En el primer escenario, la estructura solo cuenta con un sistema de resistencia lateral de marcos resistentes a momento, por lo cual es apto para utilizar un análisis MME, por lo tanto no se obtendrán los desplazamientos relacionados a un rango inelástico.

En la primera gráfica se observan los desplazamientos (plg) tanto en el eje X como en Y, presentados en cada uno de los niveles, al aplicar las acciones sísmicas en un solo sentido. Como se mencionó anteriormente, al tomar en consideración un 30 % de la respuesta sísmica en la dirección opuesta, se muestra que se generan ligeros desplazamientos en la dirección secundaria, con respecto al gráfico anterior se refiere al eje Y.

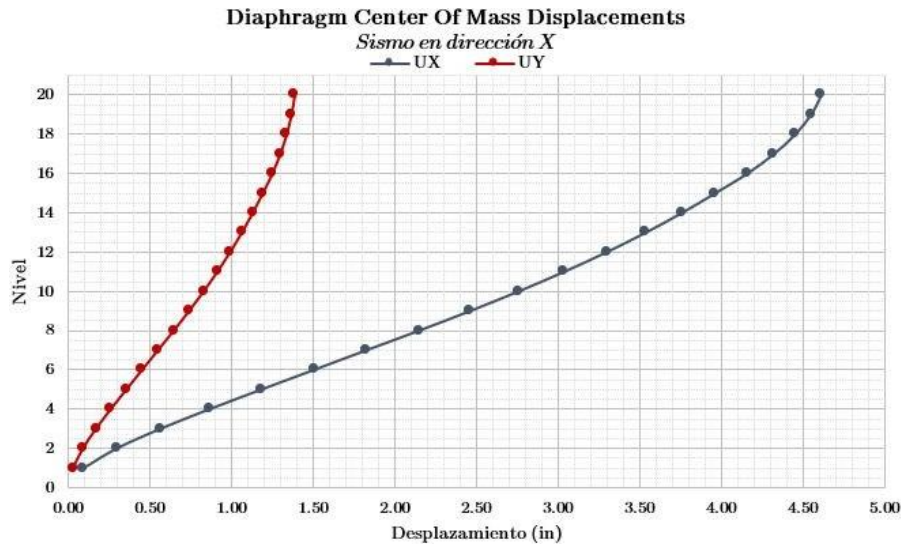


Figura 29. Desplazamientos laterales absolutos, en sentido X

Con respecto al eje Y, también se obtienen los resultados de desplazamientos. Como es de esperar, son similares a los obtenidos en el sentido X, gracias a la simetría del sistema.

6. Cálculo de derivas. En cuanto al cálculo de derivas, según el código ASCE 7-16 se utilizan para la evaluación de rigidez en la estructura, lo cual muestra el comportamiento del sistema de resistencia lateral equivalente seleccionado, ante fuerzas dinámicas externas, las cuales para este trabajo son las acciones de sismo. Este parámetro es capaz de ejemplificar la relación de rigidez del edificio con los desplazamientos que sufrirá ante un sismo de probabilidad previamente seleccionada. Considerando esto, el código establece que el sistema de resistencia debe ser capaz de proveer a la estructura de rigidez y resistencia para soportar los efectos del sismo, de modo que las derivas cumplan con los estándares y límites preestablecidos. La razón principal de esta revisión y por la que se le da prioridad al momento de la verificación de daños, se debe a que las mayores pérdidas económicas dentro de una estructura al momento de un sismo, se producen cuando aumentan las deformaciones y la estructura se ve dañada, al igual que el contenido dentro de la edificación.

Al ser un sistema de marcos resistentes a momento, estos deben ser capaces de absorber la totalidad de las fuerzas sísmicas y mantener las derivas dentro del límite para una estructura importante, al establecer esta categoría también se busca que los elementos resistan los esfuerzos y deformaciones generadas si el edificio incursiona dentro de un rango post-elástico, evitando en todo momento el colapso de la estructura, a pesar

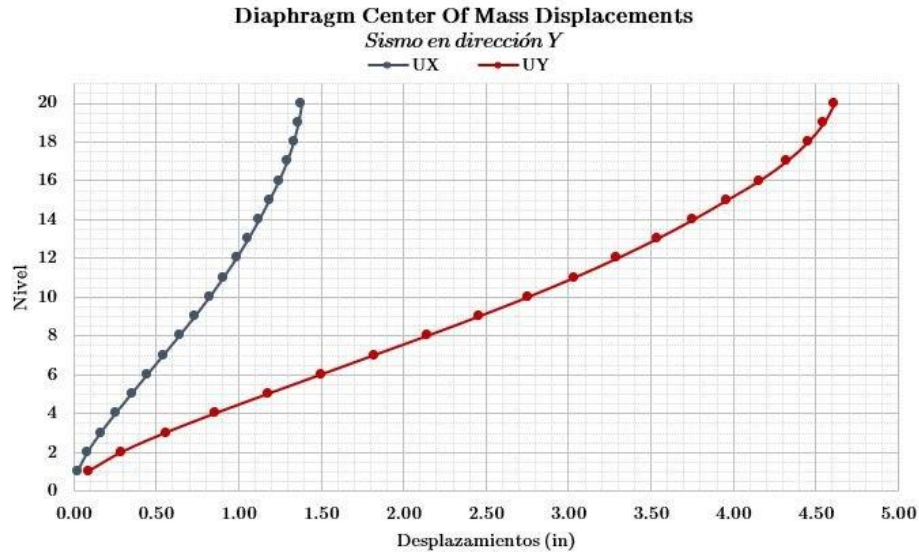


Figura 30. Participación de masas

de aceptar cierta cantidad de daños significativos a los elementos principales. Esta selección de importancia fue previamente realizada, lo cual es determinante para las combinaciones de carga, y cálculo de derivas, los cuales son realizados de la siguiente forma.

Para el chequeo y cálculo de derivas el código ASCE 7-16 propone la siguiente ecuación para la revisión de derivas.

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I_e} \quad (31)$$

En donde: δ_x es la deflexión en nivel evaluado, C_d Factor de amplificación de deflexiones e I_e Factor de importancia

Al ser una estructura importante se selecciona el factor de $0.015h$, siendo el más severo para este tipo de clasificación. Con el mismo se obtienen los resultados anteriores.

Cabe mencionar que en muchos casos las secciones propuestas para los elementos estructurales sean capaces de resistir las solicitaciones de carga, sin embargo en el momento de la revisión por derivas estos no cumplen con los límites permisibles. Por esta razón una de las soluciones más comunes es incrementar las dimensiones de las secciones. Esto lleva al gasto de materiales y recursos extra, al igual que sus costos; lo que buscan los amortiguadores y se verá a continuación es reducir las solicitaciones por derivas, para poder reducir los elementos y beneficiar a la estructura.

En general las normas sugieren que se evalúen los resultados en un rango inelástico, ya que en un escenario real la estructura sufre de múltiples ciclos de carga, lo cual genera un ciclo de deformaciones, las cuales después de varias series generan deformaciones permanentes y fallas en los elementos estructurales, llevándola al colapso. Este estado cíclico ejemplifica una respuesta real durante un sismo. Durante esta interacción y aplicación de cargas, la disipación de energía a través del tiempo se compensa con la ductilidad que provea la estructura, al igual que su capacidad de resistencia de los materiales. Estas características son propias de los materiales y pueden generar un cierto porcentaje de sobre resistencia, sin embargo otros factores como el diseñar con valores reducidos de resistencia, ayudan a la disipación de energía cuando la estructura incursiona en el rango post-elástico.

Debido a que se espera que la estructura principal disipe la energía del sismo por medio de deformaciones, la revisión de derivas considera el factor de resistencia lateral, el nivel de importancia y la capacidad de los

Revisión de Derivas										
NIVEL	Hnivel	Cd	Fac	Ie	h*Fac	Desplazamiento	Δ	δ nivel	Δ ratio	
	ft				in		in	in		
20	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	5.05	0.07	0.32	0.18	OK
19	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.97	0.10	0.45	0.25	OK
18	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.87	0.13	0.59	0.33	OK
17	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.74	0.17	0.74	0.42	OK
16	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.57	0.20	0.89	0.50	OK
15	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.37	0.22	0.98	0.55	OK
14	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.15	0.24	1.08	0.61	OK
13	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.90	0.27	1.18	0.66	OK
12	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.63	0.29	1.27	0.72	OK
11	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.34	0.31	1.37	0.77	OK
10	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.03	0.33	1.45	0.82	OK
9	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.71	0.35	1.52	0.86	OK
8	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.36	0.36	1.57	0.88	OK
7	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.00	0.35	1.55	0.88	OK
6	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.65	0.35	1.56	0.88	OK
5	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.30	0.35	1.53	0.86	OK
4	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.95	0.33	1.45	0.82	OK
3	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.62	0.29	1.29	0.73	OK
2	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.33	0.22	0.99	0.56	OK
1	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.10	0.10	0.45	0.25	OK

Cuadro 27
Revisión de derivas

elementos de absorber y disipar esta energía.

En el siguiente gráfico se muestran los resultados de las derivas de piso para una estructura sin sistema de amortiguación pasiva obtenidos del software Etabs, mostrando el comportamiento elasto-plástico y marcando un punto de referencia de la rigidez del sistema.

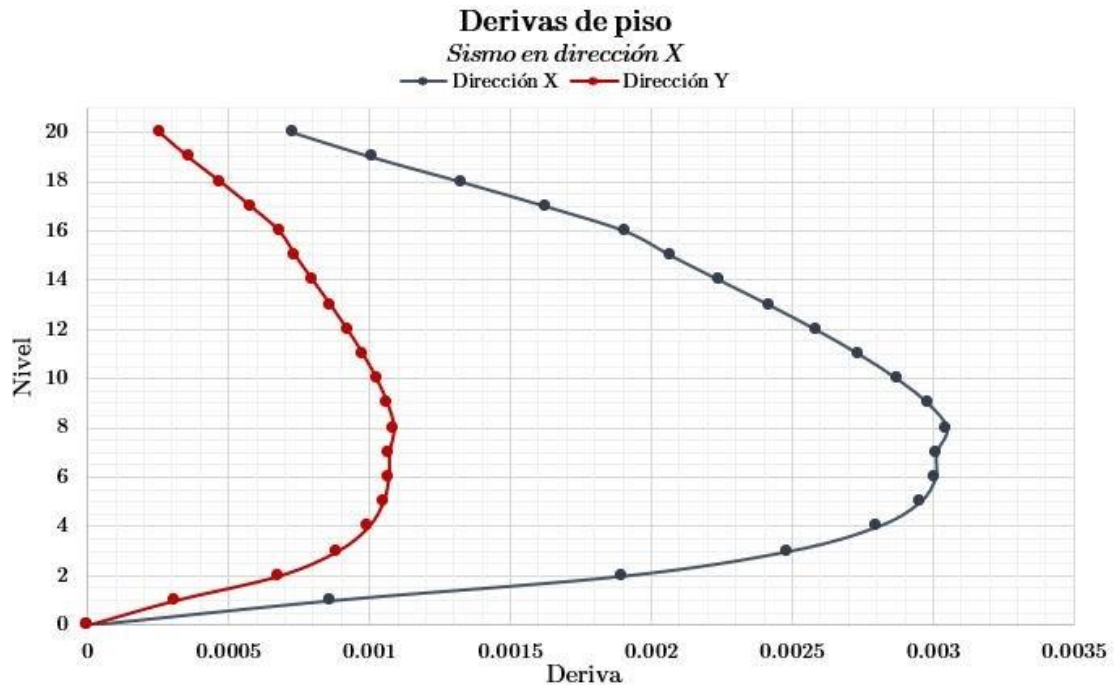


Figura 31. Derivas de piso en sentido X, modelo sin dispositivos amortiguadores

Tal como se mencionó, en ambos sentidos se tiene el mismo tipo de resultado, debido a su configuración simétrica, por lo que también se presentan los resultados del sentido Y.

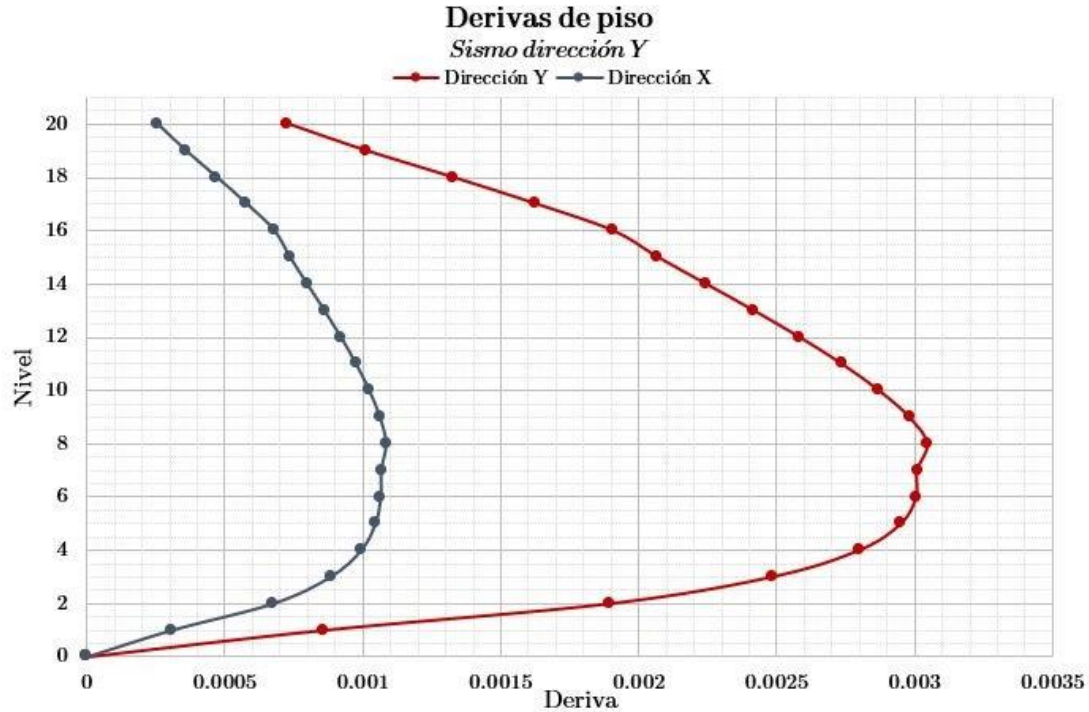


Figura 32. Derivas de piso en sentido Y, modelo sin dispositivos amortiguadores

Finalmente al tener estos resultados se pueden determinar los efectos que se tendrán al aplicar los tres sistemas. Para la selección de estos dispositivos se tomó en cuenta la facilidad de aplicación durante su proceso constructivo, los beneficios generales y los costos que representan.

C. Análisis y cálculo del edificio con amortiguadores de fricción

El análisis estructural del edificio con los dispositivos de amortiguación por fricción "PALL" se realizó a partir de la metodología del ASCE 7-16, sin embargo este establece que para obtener resultados de mayor precisión es importante ejecutar un análisis no lineal, como por ejemplo un análisis Tiempo Historia. Sin embargo, por facilidad dentro de la evaluación y falta de datos, se optó por permanecer utilizando un análisis modal espectral y de fuerzas equivalentes. Con la diferencia que se consideran ciertas modificaciones adicionales, como la reducción del espectro de diseño, si es que aplica, además de un nuevo coeficiente de cortante basal C_s , debido al amortiguamiento adicional dentro del sistema estructural.

En cuanto al modelo base, se trabajó con una copia del modelo sin disipadores sísmicos, manteniendo materiales, dimensiones, disposición de elementos y demás. Los cambios que se buscan generar es establecer los efectos de la integración de un sistema adicional de protección sísmica a una estructura previamente diseñada y revisada.

Con respecto al uso de amortiguadores por fricción, estos son ubicados en diferentes configuraciones y la posición y ubicación de los mismos son clave para el análisis y la energía que estos puedan disipar. Para la aplicación de este sistema se debe determinar la ubicación, disposición de dispositivos y los parámetros de activación. A continuación se presenta una imagen representativa del sistema y el dispositivo a utilizar

1. Ubicación de dispositivos. Para establecer la ubicación de los disipadores, se toma de referencia los criterios del ASCE 7-16. de modo que los dispositivos sean capaces de disipar la mayor cantidad de energía,

sin interrumpir con la configuración inicial de la estructura. A continuación se listan los criterios de ubicación y recomendaciones que establecen las normas de diseño.

- Según el capítulo 18 del ASCE 7-16 se deben de colocar al menos dos dispositivos por piso, buscando que sean posicionados simétricamente en las direcciones principales de análisis.
- Preferentemente deben ser colocados en puntos en donde las deformaciones sean máximas, generalmente en marcos externos.
- Estos dispositivos deben ser colocados sin interrupción en cada uno de los niveles. Esto proporcionará un mayor rendimiento y al ser dispositivos que aporta rigidez al sistema. Por lo tanto si estos elementos no son constantes, la rigidez que estos puedan aportar es
- En caso de tener configuraciones bajo efectos de torsión, estos dispositivos deben ser colocados de forma que restrinjan estos efectos. En este caso en particular al tener una estructura simétrica, tanto geoméricamente como sísmica, el edificio no es afectado por este fenómeno.
- El amortiguamiento total no debe de sobrepasar un 30 % del amortiguamiento crítico, sin embargo, la norma limita ese porcentaje hasta un 15 %.

En el caso de los dispositivos PALL, existen varias configuraciones, un sistema con doble pares de breizas, ubicando el dispositivo de disipación al centro del marco; se tiene la configuración Chevron, la cual es óptima, debido a que el dispositivo se coloca totalmente horizontal, lo cual permite que la fuerza ejercida se transmita directamente y la disipación de energía contempla la absorción total para la fuerza ejercida. Sin embargo, este tipo de configuración es altamente compleja de evaluar dentro de un software. Por lo tanto se decide utilizar un sistema de breizas en diagonal, si bien solo recibe una componente total de la fuerza generada, es uno de los sistemas más utilizados en la realidad y es posible ubicarlas en dos diferentes sentidos, para restringir los desplazamientos sobre el eje seleccionado.

Para las recomendaciones anteriores, se decide utilizar 4 dispositivos por piso, ambos sobre el eje 1 y 5, en sentido X, anclados a los "joints", colocados de forma que se transmitan adecuadamente las fuerzas laterales. De esta forma se logran controlar las diferencias en el eje sin disipadores de energía. En puntos en donde se generan desplazamientos significativos. En total se colocan 80 dispositivos en configuración de breizas inclinadas.

En la imagen anterior se muestra la configuración de los dispositivos dentro del modelo computacional. Se decidió colocar los dispositivos en marcos separados, de modo que los elementos de columnas y vigas principales no se vieran comprometidos por el movimiento de estos dispositivos.

2. Mecanismo de disipación de energía. La forma de trabajar de las breizas es tanto para esfuerzos a compresión como a tensión, al momento de generarse el movimiento, el dispositivo permite el desplazamiento, restringiendo el mismo a una medida previamente diseñada, de forma que los elementos principales de la estructura no experimenten este desplazamiento. Debido a estos desplazamientos, los dispositivos son activados.

Estos disipadores de energía basan su principio de disipación en el comportamiento histerético de los metales al sufrir deformaciones, sin embargo en este caso utiliza la fricción como medio para la disipación de energía. Al ser un elemento compuesto por platinas de acero de alta resistencia, que al generarse un desplazamiento debido a una carga, estas se friccionan entre sí y disipando energía por medio de esta fuerza.

Estas breizas ubicadas en diagonal son ancladas al sistema estructural en los nudos viga-columna, con el objetivo de asegurar una transferencia de carga total. Estas diagonales se conectan por medio de una articulación al dispositivos de amortiguación, para generar un plano friccionante. Este principio toma tres supuestos para el funcionamiento del sistema, estos han sido validados durante pruebas de laboratorio en distintos estudios.

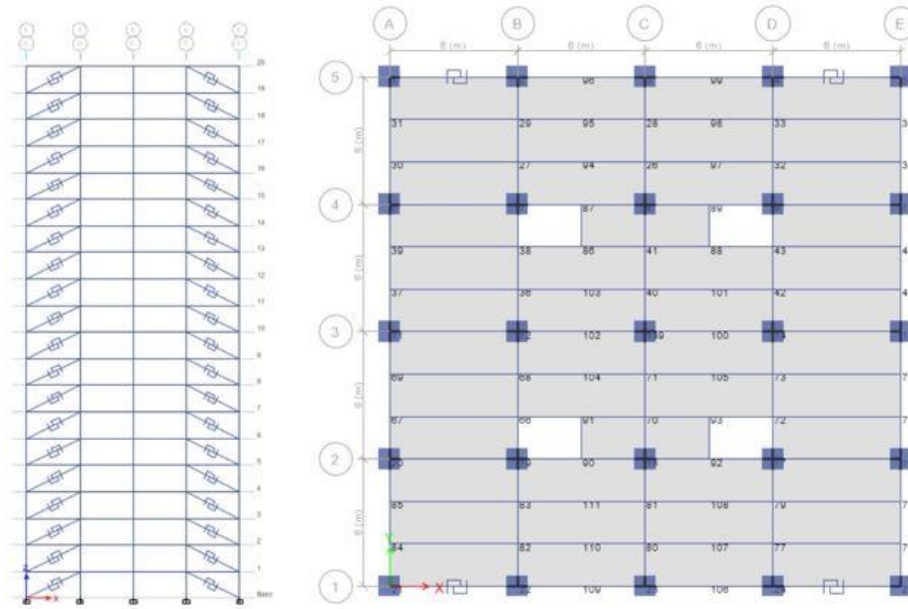


Figura 33. Ubicación de dispositivos de disipación por fricción

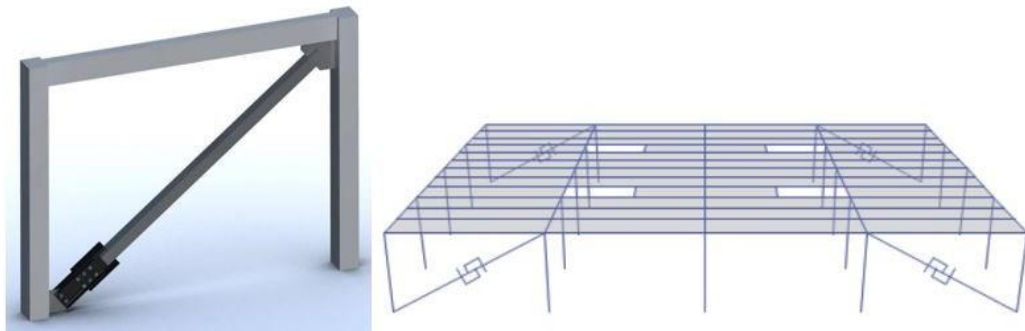


Figura 34. Colocación de breizas en diagonal

Estos establecen que la fuerza de fricción total generada durante el movimiento es independiente de la superficie aparente de contacto; esta es proporcional a la fuerza normal total que actúa a través de la interfaz deslizante y finalmente para deslizamientos con velocidades relativamente bajas, se determina que la fuerza de fricción es independiente de la velocidad de deslizamiento.

$$F_f = \mu * N \quad (32)$$

A pesar de que las fuerzas de fricción son generalmente fáciles de calcular, los fenómenos que se desarrollan en la interfaz deslizante son complejos. Ya que existen distintos factores que influye dentro del comportamiento, el área de contacto es la principal variable, que la forma y el contorno de las superficies en contacto, además de la forma en que las asperezas en las superficies de contacto se deforman y adhieren bajo presión normal y la forma en que se pierde energía cuando las superficies se deforman durante el deslizamiento, afectan al desempeño y comportamiento del dispositivo.

Así mismo la presión normal se ve afectada por el termino de μ que es el coeficiente de fricción y N la fuerza normal, los cuales varían con respecto a la velocidad de deslizamiento. Además la fuerza de fricción puede ser estática y deslizante. En el momento que se genere una carga que supere la fuerza de fricción estática, la fuerza deslizante tomará lugar, esta carga para el sistema es una fuerza de sismo.

Por lo tanto estos dispositivos se idealizan con un comportamiento histerético elástoplastico perfecto, en donde la carga inicial para el ciclo de disipación será la carga de activación de deslizamiento del disipador. Esta es la variable principal para el dimensionamiento de estos elementos. con una selección adecuada es posible ajustar la respuesta de la estructura a un valor óptimo.

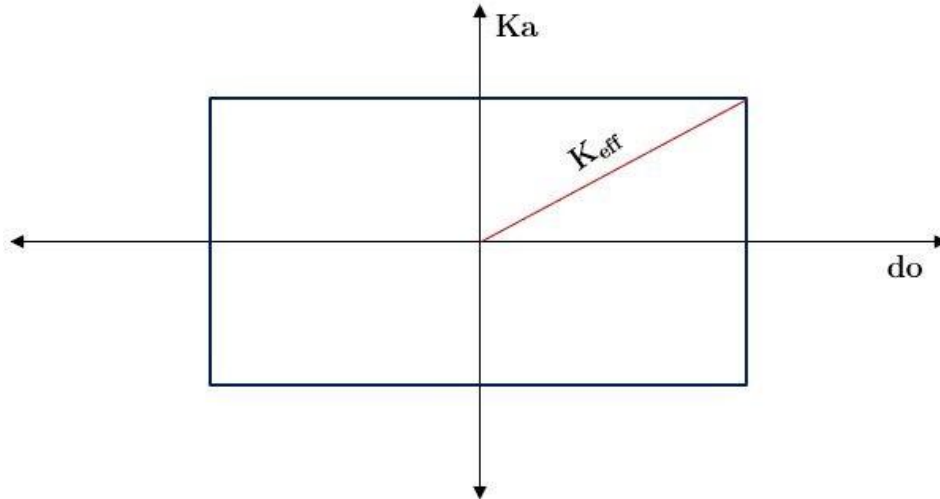


Figura 35. Curva histerética del disipador por fricción, asumiendo un comportamiento elástoplastico perfecto

3. Dimensionamiento. Para el diseño y dimensionamiento del elemento se utilizará tanto las consideraciones del ASCE 7-16 capítulo 18, como la metodología de Filiatrault y Cherry (1988). Primero se debe conocer que los disipadores de fricción no son activada por acciones de viento, estos están diseñados para deslizarse únicamente bajo influencias dinámicas transmitidas por el sismo. Durante un gran terremoto, estos deben de ser capaces de deslizarse y disipar energía antes de que los miembros estructurales fluyan, Junto con el NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) sugiere que el disipador se diseñe para los desplazamientos resultantes del 130 % del Sismo máximo considerado (MCE). La respuesta de este tipo de elemento se muestra en la siguiente figura.

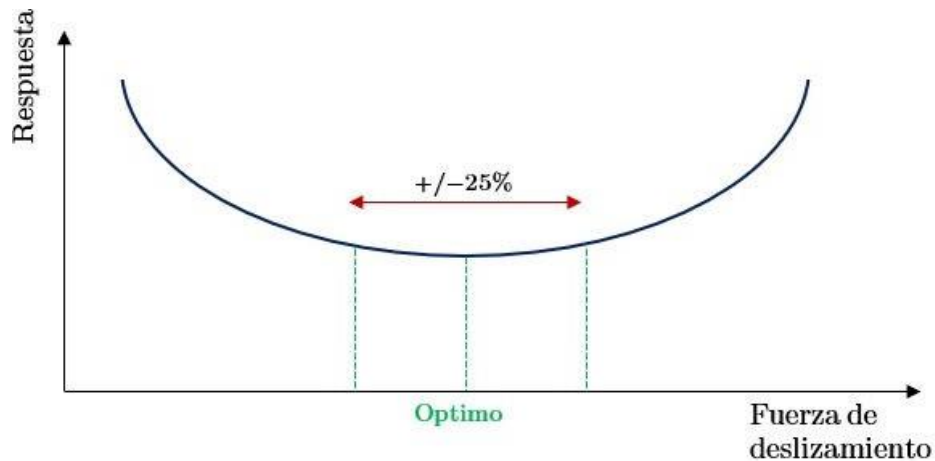


Figura 36. Curva de respuesta y porcentaje de variación, para un comportamiento óptimo

Tal como se muestra en la figura, tanto las cargas de deslizamiento bajo como altas, la respuesta ante este tipo de cargas la respuesta es muy alta, debido a esta tanto fabricantes como norma sugieren variaciones del 25 % a partir de la fuerza de deslizamiento óptima, por lo tanto estos dispositivos no se verán afectados significativamente y se prolongará su vida útil. El deslizamiento del disipador cambia el período natural de la estructura y le permite alterar su modo de vibración principal. Tal que para predimensionar un dispositivo

disipador de fricción se debe establecer cual será la fuerza de activación de deslizamiento y el desplazamiento máximo que se puede generar dentro del dispositivo.

De acuerdo con esta metodología se utilizan las derivas de entrepiso debido a la vibración de la estructura en su primer modo, para de determinación de las cargas de deslizamiento necesarias para activar todos los disipadores de fricción.

Para esto es necesario determinar la información inicial. Iniciando con la cantidad de pisos que tendrán dispositivos N_f , el número de ejes con breizas n , la cantidad de estas dentro de los marcos b y el ángulo de inclinación γ_i .

$$N_f = 20 \quad (33)$$

$$n = 20 \quad (34)$$

$$b = 1 \quad (35)$$

$$\gamma = \tan^{-1} \frac{h_{nivel}}{l_{libre}} = 26.56deg \quad (36)$$

Siendo h_{nivel} la altura de nivel y l_{libre} la luz libre entre marcos.

A partir de estos datos iniciales se debe considerar los parámetros propios de la estructura cuando es analizada bajo acciones sísmicas. Para esto se determina el periodo fundamental del edificio sin sistema de disipación pasiva, dato que fue obtenido en el análisis anterior T_U , siendo este de 2.216 seg. Además se debe de establecer el periodo predominante T_g este se refiere a T_s de la metodología del ASCE 7-16, este es un periodo para el cual el espectro de respuesta de aceleración alcanza su valor máximo, este tiene un valor de 1.046 seg.

A continuación se debe de calcular la aceleración máxima del suelo (AMS_s), la cual se define de la siguiente forma:

$$AMS_s = ag = 0.40 * S_{ds} = 0.381 \quad (37)$$

En donde:

- S_{ds} es el parámetro de aceleración de diseño para periodos cortos.

Ahora se determina un periodo objetivo, este es necesario para determinar una relación entre el periodo de la estructura sin dispositivos amortiguadores y el periodo objetivo, el cual se refiere al valor que se espera alcanzar al momento de incorporar los dispositivos. En general es recomendable que esta relación sea de: $\frac{T_b}{T_U} \leq 0.40$ de modo que los brces sean lo más rígidos posibles. Sin embargo, este valor no fue alcanzado, a pesar de ello el sistema puede ser capaz de reducir su periodo modal. Estos proveerán a la estructura de mayor rigidez, en cuanto al dispositivo este se encargará de deslizarse y disipar energía.

Se selecciona un perfil HSS 14X14X1/2 como diagonal rigidizadora. La rigidez que proporciona a la estructura se calcula a partir de la siguiente ecuación.

$$K = \frac{A * E}{0.8 * L} \quad (38)$$

En donde:

- A es el área de la sección transversal del perfil.

- E es el modulo de elasticidad del material, en ese caso acero grado 60.
- L longitud de breiza.

La longitud de breiza es multiplicada por un factor de 0.8, considerando que la luz libre entre apoyos se verá reducida al colocar las conexiones en los extremos de las diagonales. Habiendo determinado la rigidez de la diagonal se debe comenzar con el cálculo para la fuerza de activación.

a. Cálculo del Factor Filiatrault y Cherry. Filiatrault y Cherry propone un factor modificador para determinar el cortante óptimo, este tomo en cuenta los niveles en donde se ubican los dispositivos, la relación entre periodo inicial T_U , T_b y T_g . Este se determina a partir de lo siguiente:

Para seleccionar la ecuación se debe determinar si $\frac{T_g}{T_U} \leq 1$, si esto se cumple se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{T_g}{T_U} * (-1.24 * N_f - 0.31) * \frac{T_b}{T_U} + 1.04 * N_f + 0.43 \quad (39)$$

Si esta relación $\frac{T_g}{T_U} \leq 1$ no se cumple se debe utilizar lo siguiente:

$$Q = \frac{T_b}{T_U} * (0.01 * N_f + 0.02) * \frac{T_g}{T_U} - 1.25 * N_f - 0.32 + \frac{T_g}{T_U} (0.002 - 0.002N_f) + 1.04 * N_f + 0.42 \quad (40)$$

Para el modelo establecido, el resultado es $Q = 0.394$.

b. Cálculo del cortante óptimo de activación. Para la obtención de la fuerza óptima de activación global, la metodología propone lo siguiente:

$$V_o = W * a_g * Q \quad (41)$$

En donde:

- W es el peso de participación sísmico.
- a_g es la aceleración máxima del suelo.
- Q Factor de Filiatrault y Cherry

Obteniendo un resultado de 2, 336.5ton, esta equivale a la fuerza total de todo el edificio, para establece el cortante por dispositivo se utiliza la ecuación a continuación.

$$V_{si} = \frac{1}{n} * \frac{V_o}{N_f} \quad (42)$$

Finalmente para el cálculo de la fuerza de deslizamiento óptima, se considera que la disposición del brace es inclinada por lo que, la fuerza de deslizamiento o activación, se descompone en dos direcciones. A partir de esto el valor de la fuerza se establece de la siguiente manera:

$$F_{ai} = \frac{V_{si}}{b * \cos \gamma_i} \quad (43)$$

c. Determinación del coeficiente de amortiguamiento. Con respecto al cálculo del coeficiente de amortiguamiento, es necesario asumir que el dispositivo se comportará como un elástoplastico perfecto, por lo que la curva histerética está delimitada a la forma que se muestra en la Figura 35

Sabiendo que el amortiguamiento equivalente está delimitado por:

$$C_d = 2 * \beta * \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (44)$$

Además el periodo con disipadores se determina por medio de:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (45)$$

Así mismo, la frecuencia angular del sistema es determinada por:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{esto puede trasladarse a :} \quad M * \omega = \sqrt{K * M} \quad (46)$$

Por lo tanto la ecuación 44 puede ser modificada y cambiarse a:

$$C_d = 2 * \beta * M * \omega \quad (47)$$

En donde:

- β es el coeficiente de amortiguamiento
- K es la rigidez del edificio
- M es la masa participante de la estructura

Si se observa la figura de la curva histerética, se conoce que el área dentro de la curva es la energía disipada ($ED = 4 * F_a * d_o$), la rigidez del sistema es la relación entre la fuerza de activación y los desplazamientos límites o stroke del dispositivo, $K_{eff} = \frac{F_a}{d_o}$. Tomando en cuenta esto el amortiguamiento del dispositivo se determina por medio de:

$$\beta = \frac{ED}{2\pi * K_{eff} * d_o^2} \quad \text{el resultado de esta ecuación es :} \quad \frac{2}{\pi} \quad (48)$$

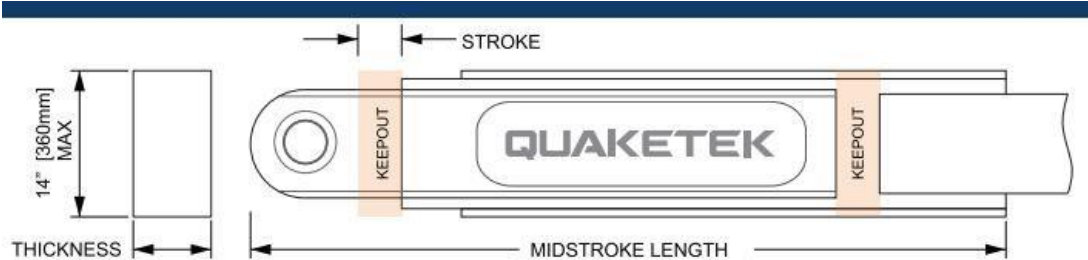
Conociendo el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo, y determinando que sin importar su curva histerética este tendrá un amortiguamiento del 64 %. Por lo tanto para obtener el coeficiente C_d de amortiguamiento equivalente se aplica la ecuación 47, obteniendo un resultado de $7,058 \frac{\text{ton} * \text{s}}{\text{m}}$. De acuerdo con lo anterior, se debe establecer cuál será el coeficiente de amortiguamiento equivalente por disipador, se calcula a partir de:

$$C_{di} = \frac{1}{b * n * \cos \gamma_i} * \frac{C_d}{N_f} \quad (49)$$

Conociendo el coeficiente de amortiguamiento equivalente por disipador, se establece el "Stroke" desplazamiento máximo que puede soportar el dispositivo.

$$d_o = \frac{4 * F_{at} * T_b}{2 * \pi^2 * C_{di}} \quad (50)$$

A partir de los datos obtenidos, especialmente de la fuerza de activación es posible seleccionar un dispositivo, procurando que el elemento se active con una fuerza menor o igual a la calculada, de modo que en el momento que se genere una excitación sísmica este elemento empiece con el deslizamiento en el momento que se alcance tal fuerza. Para este modelo matemático específico, se utiliza el catálogo de dispositivos de QUAKETEK, con una fuerza de activación de 800 kN y un desplazamiento de 90 mm. Estos pueden ser adaptados según las necesidades de la estructura.



Slip Load [kip]	Stroke [in]	MidStroke Length [in]	Thickness [in]	Approximate Damper Weight [lb]
350	+/- 7.0	86-3/4	7.5	875
325	+/- 6.5	80-3/4	7.5	805
275	+/- 5.5	72-1/2	7.5	725
250	+/- 5.0	66-1/2	7.5	600
225	+/- 4.5	60-1/4	7.5	525
175	+/- 3.5	44-1/4	7	425
150	+/- 3.0	38-1/4	7	350
100	+/- 2.0	29-7/8	7	250
50	+/- 1.5	23-7/8	7	175

Slip Load [kN]	Stroke [mm]	MidStroke Length [mm]	Thickness [mm]	Approximate Damper Mass [kg]
1500	+/- 175.0	2200	185	395
1400	+/- 165.0	2050	185	365
1200	+/- 140.0	1850	185	330
1100	+/- 125.0	1695	185	275
1000	+/- 115.0	1545	185	240
800	+/- 90.0	1135	185	195
650	+/- 75.0	985	175	160
450	+/- 50.0	780	175	115
250	+/- 35.0	630	175	80

NOTES:

Typical damper slip loads and strokes are shown. Dimensions are shown as examples and actual dimensions are customized at order depending on specific project requirements.

Figura 37. Catálogo de QUAKETEK

4. Modelado. El modelado de disipadores de fricción es similar al modelado de dispositivos metálicos. Dado que su ciclo histerético se idealiza en una forma rectangular exacta, similar al material perfectamente elastoplástico, los amortiguadores de fricción pueden modelarse como un elemento de plasticidad ficticia que tiene una fuerza de fluencia igual a la carga de deslizamiento. Para esto se genera un propiedad tipo NLink, el cual permita establecer el plano de acción del dispositivo, su fuerza de activación y propiedades de rigidez.

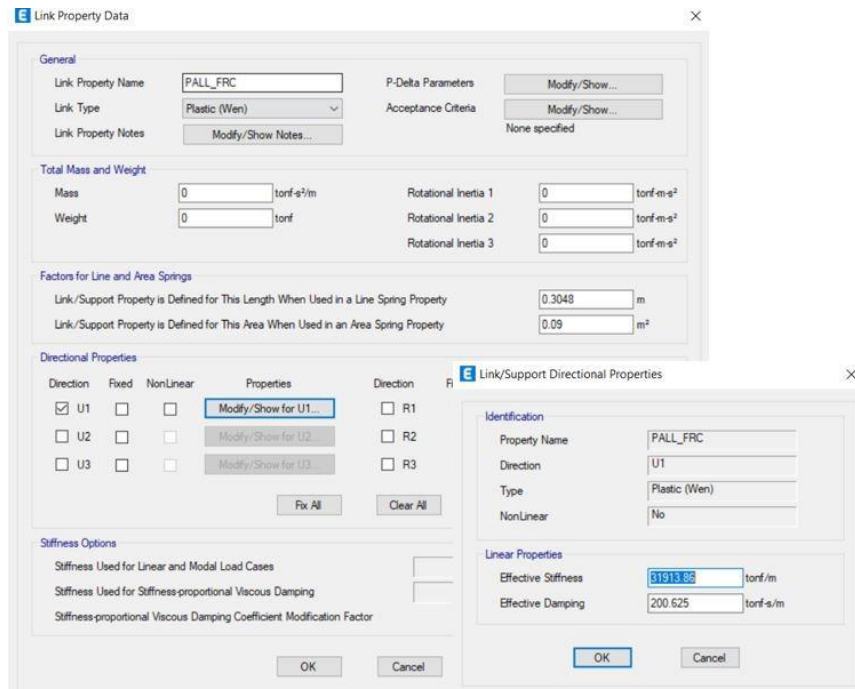


Figura 38. Configuración de elemento Link para análisis lineal

Este tipo de elemento permite la simulación del comportamiento histerético de los dispositivos, ya que se realizará un análisis lineal esta propiedad es capaz de representar el comportamiento antes mencionado con las características de rigidez efectiva de la breiza y el coeficiente equivalente de amortiguamiento. Tal como se muestra en la imagen anterior.

Sin embargo, las normas sugieren un análisis no lineal, el cual involucra el agregar mayor información dentro de la configuración del dispositivo. Dentro de la ventana de Link se debe seleccionar la propiedad no lineal, la cual activará más propiedades, como la fuerza de activación, la relación de rigidez post-fluencia y el exponente de fluencia del elemento. Tal como se muestra a continuación.

Para los datos antes mencionados, el fabricante de PALL Friction Dampers recomienda utilizar los datos mostrados en la imagen anterior, en ese escenario, se considera un amortiguamiento efectivo de 0, debido a que al realizar el análisis no lineal este amortiguamiento debe ser considerado en el cálculo del espectro de diseño. Así mismo se consideran los datos obtenidos a partir de la metodología de Filiatrault y Cherry.

5. Análisis estructural. Tal como se mencionó anteriormente el análisis recomendado debe ser un análisis no lineal, como por ejemplo un análisis Tiempo-Historia en donde se pueda mostrar un mejor comportamiento de este tipo de dispositivos, sin embargo por facilidad de análisis y la complejidad de un análisis de este tipo, al igual que la dificultad para encontrar los datos de acelerogramas representativos, se decidió mantener el mismo curso de análisis MME.

No se realizaron modificaciones en el modelo original, por lo que la masa del edificio no se ve afectada significativamente, al incluir estos los disipadores. Esto permite comparar mejor los desplazamientos, derivas, aceleraciones de piso y cortante basal entre ambos modelos y los resultados de los otros dispositivos. La calibración del espectro de diseño y factores de escala para el ajuste se realizaron de la misma forma que en el modelo original, aún así se toman las recomendaciones del capítulo 18 del ASCE 7-16, en donde el coeficiente sísmico para cortante se ve afectado. Esto se explica en la sección XI, sub-sección B.

a. Periodo modal: Al igual que en el edificio sin aisladores, se mantuvo la misma cantidad de modos de vibración, estos lograron trasladar más del 90 % de la masa participante del edificio, a continuación se presentan los resultados para los primeros 10 modos de vibración, y el resultado del último modo, para

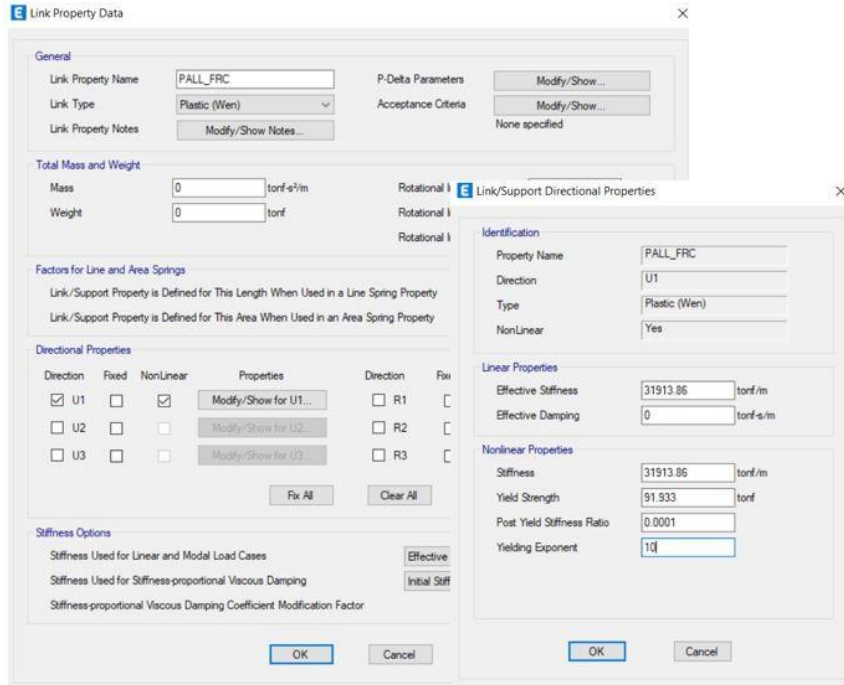


Figura 39. Configuración de elemento Link para análisis no lineal

representar el traslado de masa.

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	2.245	0	0.7459	0	0.7459	0	0
Modal	2	1.781	0.7352	0	0.7352	0.7459	0	0
Modal	3	1.48	0	0	0.7352	0.7459	0.7378	0.7378
Modal	4	0.741	0	0.108	0.7352	0.8539	0	0.7378
Modal	5	0.579	0.1298	0	0.865	0.8539	0	0.7378
Modal	6	0.491	0	0	0.865	0.8539	0.1266	0.8644
Modal	7	0.413	0	0.0426	0.865	0.8966	0	0.8644
Modal	8	0.314	0.0431	0	0.9081	0.8966	0	0.8644
Modal	9	0.273	0	0	0.9081	0.8966	0.0435	0.9079
Modal	10	0.27	0	0.026	0.9081	0.9225	0	0.9079
Modal	40	0.017	3.96E-06	0.0008	1	1	2.39E-06	0.9599

Cuadro 28

Periodos de participación modal para un edificio con disipadores de fricción

Como se puede observar, sobre el sentido X se observa una reducción considerable del periodo modal, en comparación al edificio original y al eje que no posee un sistema de control (eje Y). El resultado es de $T_b = 1.781 \text{ seg}$, lo cual se adecúa al valor del periodo objetivo establecido durante el pre-dimensionamiento del disipador.

b. Aceleraciones de piso: Como primer parámetro se tienen las aceleraciones de piso, se observa que se han reducido en comparación a los resultados del primer modelo. Estos datos son relevantes para determinar el porcentaje de daños que se presentan dentro de elementos no estructurales y contenido dentro del edificio. Estas presentan un valor máximo de 0.17g, si bien en general se espera mayor reducción para evitar los daños, este tipo de disipadores no son diseñados para reducir aceleraciones. Aún así, la instalación

de estos afectan significativamente los resultados.

Este edificio es destinado para ser una torre de apartamentos, por lo que los daños que se presenten dentro son de gran relevancia. Si esto se llevara a cabo, es un parámetro necesario de controlar e interesante de observar al cambiar de dispositivo.

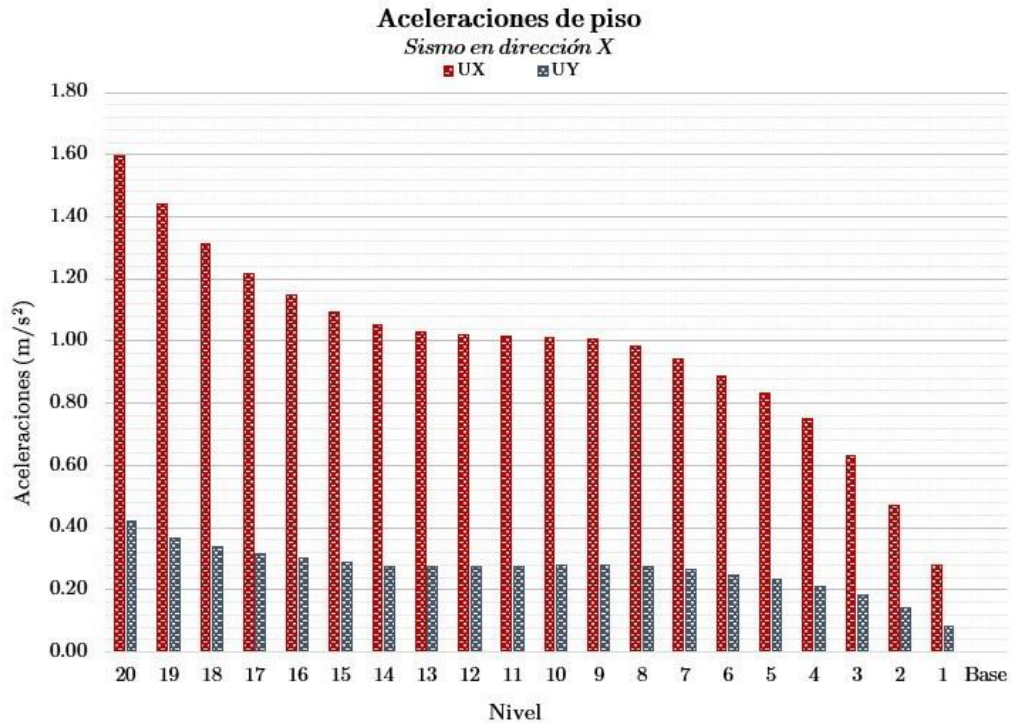


Figura 40. Aceleraciones de piso, edificio con amortiguadores de fricción

c. Desplazamientos laterales: La norma ASCE 7-16 permite un ligero comportamiento post-elástico, sabiendo que estos dispositivos pueden ser analizados con mayor precisión bajo un rango post-elástico, estos datos pueden ser afinados si se evalúa en el rango inelástico.

El movimiento del amortiguador en una riostra elástica constituye la generación de no linealidades, cuando este análisis no lineal toma relevancia, se considera que los elementos y materiales fluyen y que se generan daños, por esta razón la respuesta no lineal sería beneficiosa para afinar el análisis de la estructura. Además, la cantidad de energía disipada o amortiguación estructural equivalente es proporcional al desplazamiento. Por lo tanto la concentración de daños se limita al sistema de disipación. En la gráfica anterior se muestran los desplazamientos laterales evaluados en un rango elástico en dirección X, generan un resultado máximo de 3.77 plg, este es menor al producido en el edificio original.

d. Derivas de piso: En general los códigos establecen que la limitación de daños se debe concentrar en los dispositivos de disipación, la rigidez que aporta el sistema de control permiten la reducción de derivas, por lo tanto las deformaciones horizontales también se reducen y los requerimientos al momento de revisar las derivas máximas son menos severos. Cuando se verifican los límites en términos de deformaciones, los daños que se generan dentro de la estructura logran ser controlados. Al igual que para el edificio sin disipadores, la verificación y cálculo de derivas se realiza de la misma forma. A continuación se presentan las derivas sobre el sentido X de cada nivel en un rango elástico.

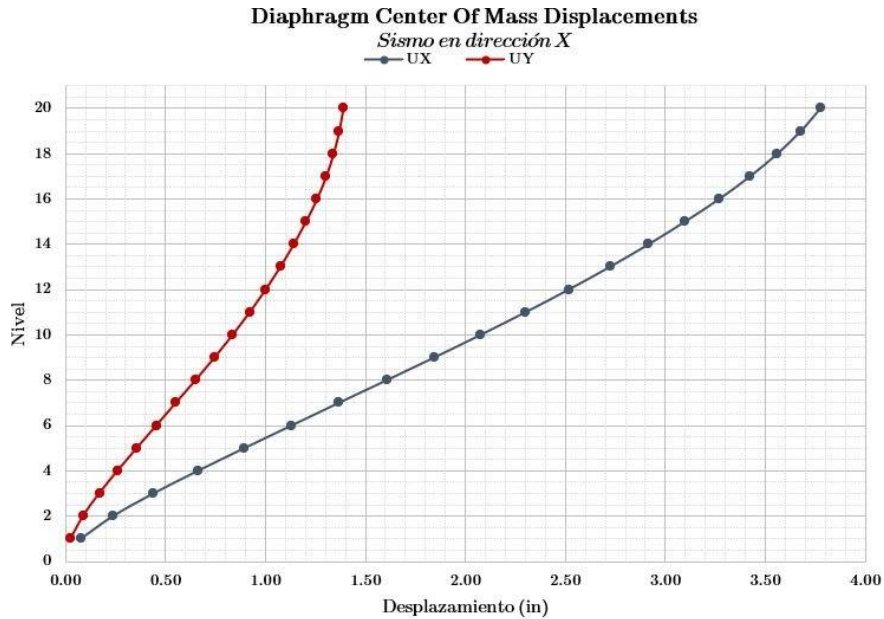


Figura 41. Desplazamientos laterales, edificio con amortiguadores de fricción

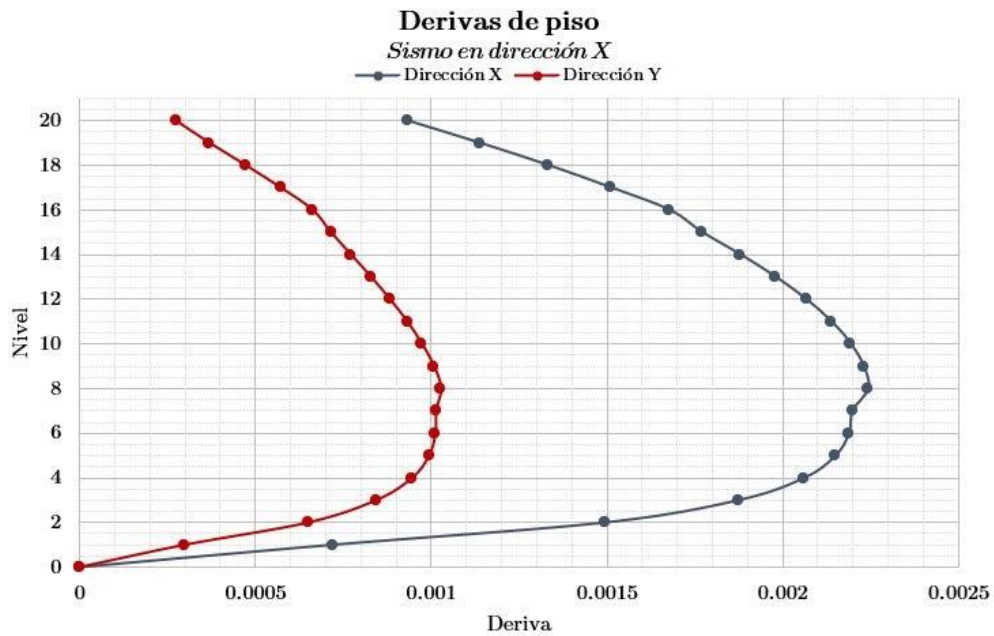


Figura 42. Derivas de piso, edificio con amortiguadores de fricción

D. Análisis y cálculo del edificio con muros de amortiguamiento viscoso

El análisis estructural del edificio con muros de amortiguamiento viscoso se realizó a partir de la metodología del ASCE 7-16 y FEMA 274, sin embargo, ambas normas establecen que para obtener resultados de mayor precisión es importante ejecutar un análisis no lineal. A pesar de esto, tal como se realiza con el modelo con disipadores de fricción, se optó por continuar con un análisis lineal. Aplicando los criterios establecidos en el capítulo 18 del ASCE 7-16.

Al igual que en el modelo anterior, la estructura base no fue modificada, de modo que conserva sus características geométricas y de rigidez. Los cambios que se buscan son determinar los efectos de la integración de un sistema adicional de protección sísmica a una estructura previamente diseñada y revisada. El modelo general de un VWD se representa mediante un modelo exponencial del Maxwell, este se basa en una combinación en serie de un elemento elástico, que aporta rigidez y uno de amortiguación exponencial. Este tipo de elemento se activa mediante una fuerza, la cual está relacionada con la velocidad $F = C_* V^\alpha$. El objetivo para este dispositivo es establecer el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo y la rigidez del mismo.

1. Ubicación de dispositivos. Al igual que el sistema evaluado anteriormente, se mantienen los criterios para ubicar los VWD, Además de cumplir con los requisitos establecidos en las normas, el ubicar estos muros en la misma posición que los disipadores de fricción, establece un patrón de comparación entre ambas estructuras. A pesar de ello, una de las diferencias entre estos elementos, es la conexión con la estructura principal, en el caso de los muros de amortiguamiento viscosos, son apoyados sobre las vigas inferiores y superiores de los marcos. A continuación se presenta la disposición de los muros sobre los ejes seleccionados, y un diagrama representativo del sistema.

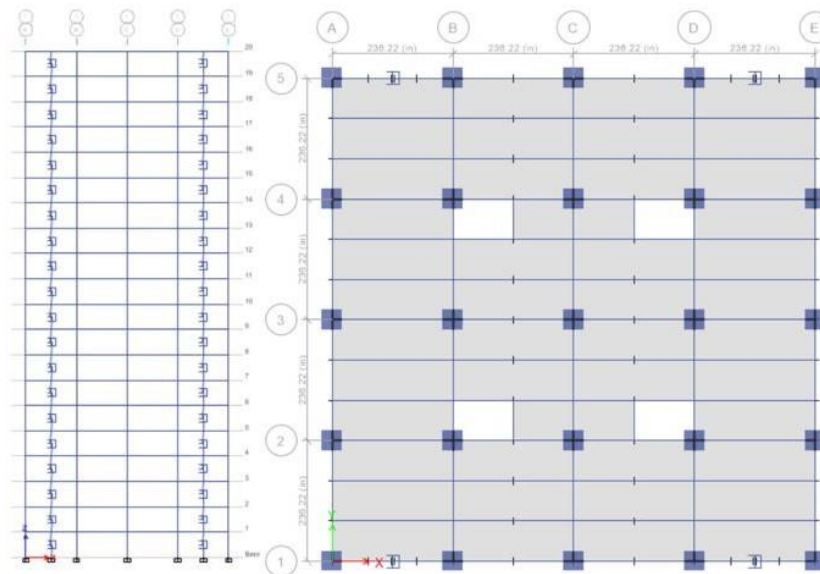
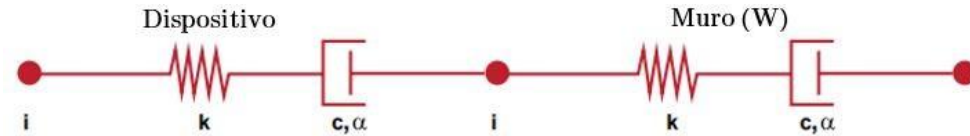


Figura 43. Ubicación de dispositivos, VWD

2. Mecanismo de disipación de energía. La forma de disipación de energía de estos dispositivos recae en la interacción del vano interno y del líquido viscoso ubicado en la sección inferior del muro, confinado por dos placas metálicas ancladas a la placa inferior. Su principio de disipación se basa en las fuerzas viscosas generadas entre placas planas paralelas. Este tipo de dispositivo es representado mediante la ecuación del movimiento, considerando un amortiguamiento exponencial. Este puede ser idealizado como un modelo exponencial en serie. Dependiendo de su factor exponencial α el sistema tendrá un comportamiento lineal o no lineal. La diferencia principal entre estos dos sistemas es el tipo proceso para la disipación de energía y el modelado del dispositivo.

La rigidez efectiva del sistema está dada por el cociente de la suma de la rigidez del dispositivo y la rigidez del muro. La diferencia en sistema radica en el factor α , si este factor toma un valor de 1, el sistema es lineal y la rigidez del dispositivo es igual a 0, por lo tanto el ciclo histéretico que describe la disipación de energía desprecia la rigidez efectiva y no es necesario incluirla dentro del modelo. En cambio un sistema con un factor α menor a 1, la rigidez del dispositivo es infinita, tal que la rigidez efectiva es igual a la rigidez del muro. Esto se explica en la siguiente gráfica:

Para este modelo de VWD, los fabricantes recomiendan un factor α de 0.5, tal que la rigidez del muro sea considerada y el ciclo de histéresis se comporte como no lineal, tal que se toma el concepto del comportamiento del dispositivo, bajo una serie de ciclos de carga, este es el punto intermedio entre dispositivos lineales



$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_d} + \frac{1}{K_w} \quad \frac{1}{K} = \frac{1}{0} + \frac{1}{K_w} \approx \infty \rightarrow K = 0 \quad \frac{1}{K} = \frac{1}{\infty} + \frac{1}{K_w} \approx \frac{1}{K_w} \rightarrow K = k_w$$

Figura 44. Sistema idealizado de dispositivos VWD

y no lineales. Ya que este dispositivo responde a la relación de $F = C * V^\alpha$, en donde C es el amortiguamiento y V la velocidad, el ciclo de disipación de energía se gráfica de la siguiente forma:

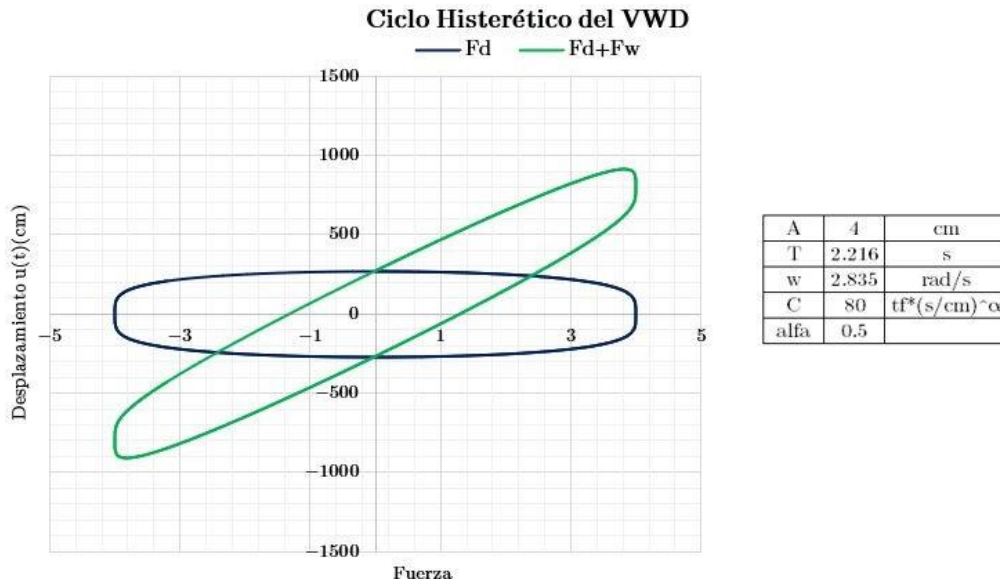


Figura 45. Ciclo histerético VWD

Al conocer que el desplazamiento esta dado en función de la amplitud A , la frecuencia ω y el tiempo. (Huamaní, 2021)

$$u = A * \sin * \omega * T \quad (51)$$

$$\dot{u} = A * \omega * \cos(\omega * T) \quad (52)$$

$$F = C * \dot{u}^\alpha \quad (53)$$

En la imagen anterior se presenta el comportamiento generalizado del dispositivo, además de la modificación de la curva debido a la integración de la rigidez del muro. Este dependerá de la variación de velocidades y el tiempo, al cambio de velocidad se genera un cambio de rigidez. (FEMA, 1997)

3. Dimensionamiento. De acuerdo con el capítulo 9 del FEMA 274, los dispositivos VWD son pre-dimensionados mediante la información característica de la estructura, de modo que se determine el amortiguamiento objetivo efectivo. Para esto se inicia definiendo las derivas objetivo, y las derivas máximas debido al modo fundamental de vibración, eso esta dado por:

$$\Delta_{max} = \frac{S_d}{H} \quad (54)$$

En donde H es la altura total de la estructura, en este caso 60mts. y S_d se calcula por:

$$S_d = \frac{S_a(T)}{\omega} * g \quad (55)$$

En donde:

- $S_a(T)$ es pseudo aceleración con respecto al periodo fundamental de la estructura.
- ω es la frecuencia angular, a partir del periodo fundamental
- g es la gravedad

Se determina la deriva objetivo, o distorsión objetivo, esta se selecciona por medio de la metodología HAZUS, en donde se establece una distorsión por el grado de daño, para este modelo en particular se selecciona un nivel leve de daños, con un valor de $\Delta_{obj} = 0.0033$

a. Amortiguamiento objetivo efectivo: Para obtener el amortiguamiento efectivo del sistema se debe de obtener un factor de reducción por amortiguamiento, el cual es:

$$B = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{obj}} \quad (56)$$

Con esto se puede determinar el amortiguamiento critico, según el ASCE 7-16, este puede ser obtenido por medio de dos vías, la primera seleccionando un valor aproximado por medio del Cuadro (7)

Y la segunda forma de calcular este amortiguamiento es por medio de la siguiente ecuación:

$$\beta_{eff} = \frac{\frac{2.31}{0.41} \frac{(2.31 - 0.41 \ln(5))}{0.41 * B}}{100} \quad (57)$$

Teniendo este porcentaje de amortiguamiento critico, es posible calcular el factor de reducción por amortiguamiento.

$$B_{1D} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff} * 100)} \quad (58)$$

También se tiene un amortiguamiento inherente β_i , el cual es dispuesto por las propiedades de los materiales y para una estructura con sistemas de amortiguación se debe reducir al 3 %, lo cual implica que los daños como grietas y deformaciones permanentes serán menores, en general este 3 % considera una estructura de concreto con agrietamiento leve. Si se conoce el porcentaje crítico efectivo y el amortiguamiento inherente, se determina que el amortiguamiento viscoso debe ser:

$$\beta_{visc} = \beta_{eff} - \beta_i \quad (59)$$

b. Amortiguamiento del fluido viscoso: Para el cálculo del factor de amortiguamiento C del dispositivo, se realiza un cálculo matricial a partir de lo siguiente:

El factor exponencial α es 0.5, y el parámetro λ , el cual esta en función de la velocidad, tal como se muestra en la siguiente tabla, según la información del FEMA 274.

Para el cálculo matricial se debe idealizar la estructura, en donde para estructuras de marcos resistentes a momento, en las cuales el comportamiento predominante es a corte, en la mayoría de los casos se consideran losas infinitamente rígidas en su plano y columnas infinitamente rígidas axialmente, con masas concentradas

Valores de λ	
Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.70
0.50	3.50
0.75	3.30
1.00	3.10
1.25	3.00
1.50	2.90
1.75	2.80
2.00	2.70

Cuadro 29
Tabla de valores de λ

(FEMA, 1997)

en las losas. Considerando estas hipótesis se puede, a partir de un análisis de cargas previo, o por medio de la ayuda del software Etabs determinar la matriz de masa diagonal y una matriz de rigidez bandeada, donde los términos de ésta dependerán de la rigidez de cada piso, tal como se muestra a continuación:

Para la matriz de masas (M), en donde n es la cantidad de niveles:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (60)$$

Para la matriz de rigidez (K), en donde n es la cantidad de niveles:

$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \cdots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & K_n \end{bmatrix} \quad (61)$$

Al delimitar estas ecuaciones se determinan los desplazamientos relativos propios o los eigenvectores (Φ), estos deben ser normalizados por el valor del desplazamiento relativo del nivel de azotea, $\phi_1 = \frac{\Phi}{\Phi_{roof}}$. Finalmente se calcula el factor de participación modal.

$$\Gamma_1 = \frac{\phi^T * M * I}{\phi_1^T * M * \phi_1} \quad (62)$$

c. Desplazamientos de techo: Con esto se calculan los desplazamientos en el último nivel del modo fundamental.

$$D_{roof} = \frac{T}{4\pi^2} * \frac{S_d(T) * g * \phi_{roof}}{B_{1D}} * \Gamma_1 \quad (63)$$

d. Coeficiente de amortiguamiento por piso. A partir de la información anterior se calcula el coeficiente de amortiguamiento de los dispositivos por piso. Se obtiene este valor con base en la formula para amortiguadores no lineales.

$$\beta_{visc} = \frac{\lambda * \sum_j C(\phi_{rj} * \cos \theta_j)^{1+\alpha}}{2\pi * D_{roof}^{1-\alpha} * \omega_1^{2-\alpha} * \sum m_i * \phi_i^2} \quad (64)$$

Despejando para C:

$$C = \frac{\beta_{visc} * 2\pi * D^{1-\alpha} * \omega^{2-\alpha} * (\phi^T * M * \phi_1)}{\lambda * \phi^{1+\alpha T} * \cos \theta^{1+\alpha}} \quad (65)$$

Finalmente el resultado obtenido por la ecuación anterior debe ser dividido por el numero de dispositivos por piso, con este valor puede se seleccionado un VWD que se adecue al amortiguamiento requerido, generalmente se utiliza un VWD con mayor amortiguamiento.(FEMA, 1997)

4. Modelado. La respuesta sísmica de los VWD puede ser modelada fácilmente utilizando elementos no lineales existentes en Etabs. Como se describe anteriormente, los muros de amortiguamiento viscoso son mejor representados por un modelo exponencial de Maxwell, lo cual el manual de referencia de CSi (Desarrollador del software Etabs) recomienda. A diferencia de los amortiguadores de fricción o los TMD, los VWD se conectan a las vigas superior e inferior del marco. Por lo tanto este debe ser dividido en una serie de nodos, como se muestra en la siguiente figura.

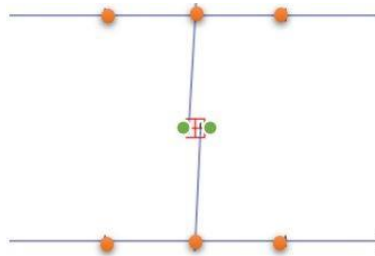


Figura 46. Ubicación de nodos para VWD

Cuando se tiene una estructura pre-existente, en este caso con un modelo previo, se deben cumplir con los siguientes pasos, después de haber realizado un modelo típico de marcos resistentes a momento. Estos son sugeridos por el fabricante de Dynamic Isolation Systems.

- Habiendo seleccionado el marco de colocación, las vigas deben ser divididas en tres elementos, generando dos nodos intermedios. La longitud del elemento central debe ser el ancho del VWD.

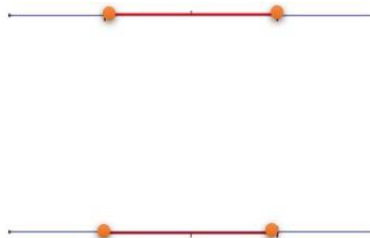


Figura 47. Separación de vigas para VWD

- Con estos tres elementos Frame, el central se debe dividir en dos miembros iguales.
- Dado que las propiedades de VWD en la mayoría de fabricantes incluyen la rigidez del tanque, las paletas y su efecto en las vigas ubicadas en la parte superior e inferior del VWD, por lo que los elementos frame dentro del ancho del VWD deben ser modelados con alta rigidez. Para estos elementos se le deben agregar Property Modifiers a las vigas contempladas dentro del ancho del muro; de modo que su momento de inercia I33 es incrementado por un factor de al menos 100 veces en relación con la sección real de la viga. Estos modificadores se muestran como PM en la siguiente imagen.
- A una altura media entre niveles que contengan dispositivos se deben crear un par de nodos con una separación aproximada de 15 a 16 cm. Centrados en el marco, dentro del ancho del VWD. Estos pueden

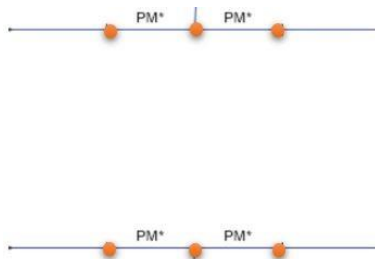


Figura 48. Aplicacion de Property Modifiers, VWD

ser generados con elementos frame con esta separación y luego ser separados en dos. Teniendo estos nodos centrales, los elementos pueden eliminarse.

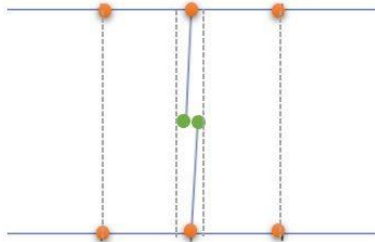


Figura 49. Nodos y vigas conectoras para marco de VWD

- Con un elemento Frame rígido, se debe conectar el centro de la viga de abajo a uno de estos nodos centrales, creando una diagonal. De igual forma se debe realizar lo mismo con el centro de la viga superior, con la diferencia que debe conectarse al nodo libre del centro. Sobre el plano de estos elementos rígidos, se debe procurar que la rigidez de los elementos conectores y las vigas superiores e inferiores debe ser iguales, lo cual se logra colocando los mismos factores de modificación en el momento de inercia I_{33} . Con el fin de restringir los efectos a flexión, asegurando que el elemento no se pandee. La rigidez de estos elementos debe ser tal que la deformación por cortante, incluyendo las fuerzas generadas en el VWD, sean concentradas en su totalidad en el elemento amortiguador. Esto puede ser revisado con las derivas laterales entre nodos principales de la estructura y los nodos centrales.

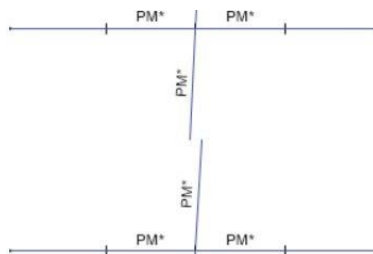


Figura 50. Colocación de vigas conectoras y modificadores para marco VWD

- Al encontrar el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo por medio del método del FEMA 274. Se selecciona un VWD que se adecue con el amortiguamiento, con las características de este muro se fijan las propiedades del Link. Este link debe ser del tipo Amortiguador Exponencial el cual es activo y no lineal para la dirección U_1 únicamente. En cuanto a las propiedades de elemento, deben de coincidir con los datos del VWD seleccionado, En este caso del fabricante de Dynamic Isolation Systems. En la figura (52) se muestra la configuración de las propiedades del link.
- Finalmente se deben conectar los dos nodos centrales por medio del Link que representa las propiedades del VWD.

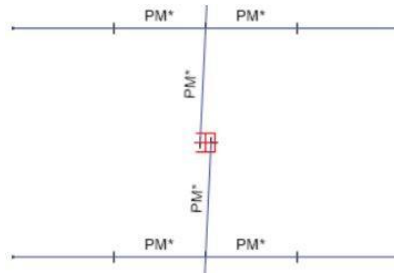


Figura 51. Colocación de link para sistema VWD

5. Análisis estructural. El objetivo principal del análisis es el control sobre los límites de los desplazamientos, aceleraciones de piso y las derivas laterales. Al controlar estos parámetros se mejora el desempeño sísmico del edificio, reduciendo los daños. Este tipo de dispositivo es capaz de controlar estos efectos. Si bien el dispositivo tiene mayor eficiencia cuando se realiza un cambio de velocidad, ya que este se activa con respecto al desplazamiento y a la velocidad del movimiento relativo, esto es observado a través de un análisis no lineal con mayor precisión. En esta análisis se considera la misma metodología del ASCE 7-16, capítulo 18, para el cálculo del cortante basal, factores de escala y derivas laterales. A pesar de no contar con los datos de la evaluación en un rango post-elástico, los parámetros principales para la evaluación de la estructura se presentan a continuación.(Huamaní, 2021)

a. Periodo modal. Para el análisis modal se mantuvieron la misma cantidad de modos de vibración, Estos modos fueron capaces de trasladar la masa completa del edificio, a partir de los últimos modos de vibración. Nótese que sobre el eje X el periodo fundamental se redujo, ya que las propiedades del VWD aumentó la rigidez sobre ambos ejes exteriores en el sentido X. En el siguiente cuadro se muestran los primeros 10 modos de vibración y el último modo, únicamente para demostrar el traslado de masa.(Huamaní, 2021)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	2.238	0	0.7724	0.000	0.772	0	0.000
Modal	2	2.04	0.7694	0	0.769	0.772	1.56E-05	0.000
Modal	3	0.739	0.0004	0	0.770	0.772	0.7809	0.781
Modal	4	0.363	0.0571	0	0.827	0.772	0.0092	0.790
Modal	5	0.225	0.0147	0	0.842	0.772	0.0245	0.815
Modal	6	0.149	0.014	0	0.856	0.772	0.0081	0.823
Modal	7	0.106	0.0084	0	0.864	0.772	0.0096	0.832
Modal	8	0.077	0.0064	0	0.871	0.772	0.0042	0.837
Modal	9	0.058	0.0039	0	0.874	0.772	0.0044	0.841
Modal	10	0.044	0.004	0	0.878	0.772	0.0036	0.845
Modal	40	0.004	0	0	0.998	0.998	0	0.857

Cuadro 30

Periodos de participación modal para un edificio con VWD

b. Aceleraciones de piso. En primer lugar se presentan las aceleraciones máximas de piso para cada nivel de la estructura. Esta es la aceleración máxima que experimenta un elemento no estructural infinitamente rígido. Este tipo de valores propios de la estructura dependen del numero de niveles, tipo de excitación sísmica, el factor R característico del sistema de resistencia lateral y las propiedades dinámicas del edificio. Debido a esto al incorporar un sistema de control sísmico las propiedades de la estructura cambian y afectan directamente a las aceleraciones, representado en los daños internos.

c. Desplazamientos laterales. Como parte de la evaluación de derivas laterales, los desplazamientos laterales en cada planta son utilizados para determinar las deformaciones horizontales entre los niveles, además de la revisión de derivas. Comparando con la respuesta del primer modelo analizado, sin considerar dispositivos de amortiguación pasiva, estos reducen los desplazamientos, aún así es importante recordar

General

Link Property Name: P-Delta Parameters:

Link Type: Acceptance Criteria:

Link Property Notes: None specified

Total Mass and Weight

Mass: kip-s²/in Rotational Inertia 1: kip-in-s²

Weight: kip Rotational Inertia 2: kip-in-s²

Rotational Inertia 3: kip-in-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: in

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: in²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Identification
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	Property Name: <input type="text" value="VWD"/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	Direction: <input type="text" value="U1"/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	Type: <input type="text" value="Damper - Exponential"/>
<input type="button" value="Fix All"/>				NonLinear: <input type="text" value="Yes"/>

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor

Linear Properties

Effective Stiffness: kip/in

Effective Damping: kip-s/in

Nonlinear Properties

Stiffness: kip/in

Damping: kip*(s/in)^{Cexp}

Damping Exponent:

Figura 52. Configuración del link VWD

que estos dispositivos tienen mejor comportamiento cuando se evalúa en un rango inelástico. Estos desplazamientos serán controlados por medio del VWD, ya que el espacio delimitado entre nodos limita este desplazamiento horizontal y beneficia a los elementos de la estructura primaria.

d. Derivas de piso. Los criterios de deriva y deflexión, junto con algunos otros problemas, como las vibraciones, se ocupan del control de capacidad de servicio o el rendimiento funcional de una estructura. A continuación se presentan las derivas de piso características del modelo con VWD. Con estos resultados se determina la efectividad de los dispositivos con respecto al control del sistema estructural, al aumentar la rigidez en los marcos exteriores disminuyen las derivas. Implicando que en los miembros estructurales se reduzcan las deformaciones generadas por la excitación sísmica.

E. Análisis y cálculo del edificio con amortiguador de masa sintonizada

Como tercer tipo de sistema de disipación de energía, se seleccionó los amortiguadores de masa sintonizada (TMD) estos dispositivos presentan mayor eficiencia en la reducción de vibraciones provenientes de

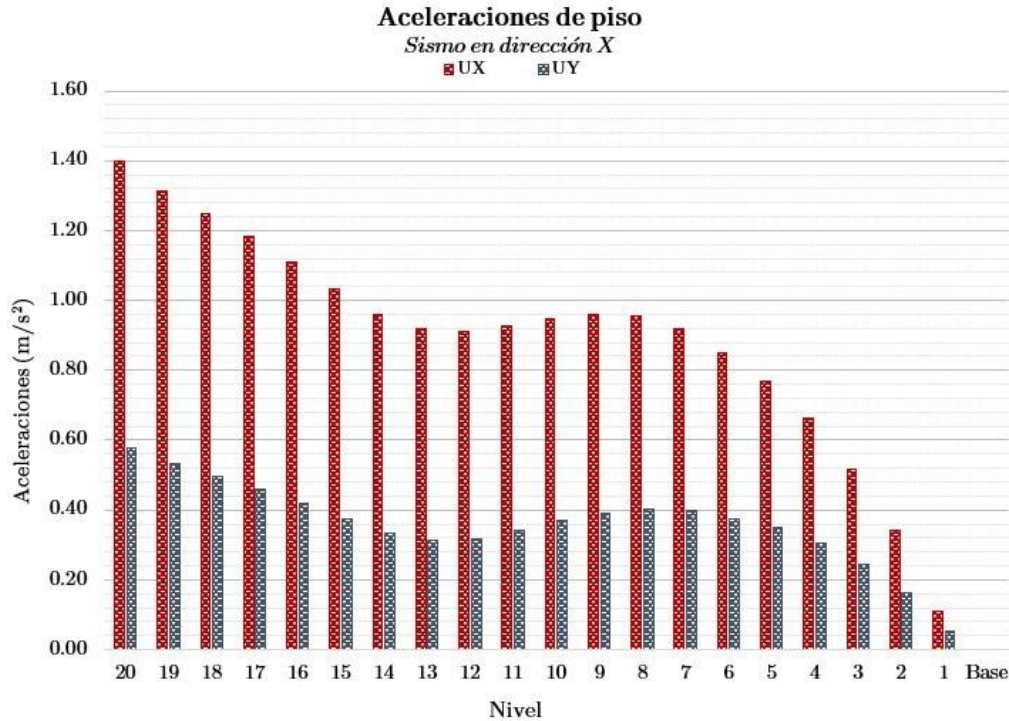


Figura 53. Aceleraciones de piso con VWD

acciones de viento. A pesar de ello aún se encuentra en discusión la eficiencia de los sintonizadores de masa en relación a las acciones sísmicas, ya que existen estudios como el de Villaverde y Koyoama en donde demostraron que el esfuerzo de corte en la base de un edificio analizado de forma lineal, puede reducirse hasta un 40 %.

En este trabajo se utilizará un amortiguador de masa apoyado sobre aisladores de base, ya que este tipo de sistema es ideal para edificios rígidos y semi-rígidos, cuyo periodo modal sea menor a 2.5 seg. Para este modelo se idealizará un sistema que integra la respuesta de la estructura principal amortiguada y el TMD amortiguado. Generalmente es construido por medio de un bloque de concreto, ubicado en la parte superior de edificio, este se coloca sobre aisladores esbeltos flexibles, los cuales proporcionaran rigidez y amortiguamiento, permitiendo que la masa sobre el pueda desplazarse.

1. Ubicación de dispositivos. A diferencia de los otros modelos, este dispositivo debe ser colocado en puntos en donde se generen los mayores desplazamientos, con respecto a la estructura evaluada, los desplazamientos máximos se generan en la parte superior, específicamente en el último nivel de la estructura. Para que el sistema completo mantenga su relación de simetría en geometría y rigidez, el dispositivo se colocará en la intersección de los dos ejes medios (Eje 3-C). A continuación se muestra la ubicación del TMD para la evaluación de la estructura.

2. Análisis de masa sintonizada . El mecanismo de disipación de energía para un TMD se basa en la sintonización de la frecuencia del dispositivo con la frecuencia fundamental del edificio. Este provoca que, en el momento en donde se genere una carga dinámica y el elemento vibre o ejerza un movimiento este entre en resonancia con el edificio, de esta forma se disipa energía a través del mecanismo de amortiguamiento. Existen tres casos diferentes en donde se puedan evaluar los dispositivos TMD, estos son:

a. Caso No.1: Estructura principal no amortiguada y TMD no amortiguado: debido a que solo se toma en cuenta la rigidez y masa, tanto del dispositivo como de la estructura, es el caso más simple. Es recomendable realizar un análisis en esta situación, ya que el periodo del sistema esta dominado por la rigidez y la masa, el amortiguamiento no genera un cambio sustancial al valor del periodo.

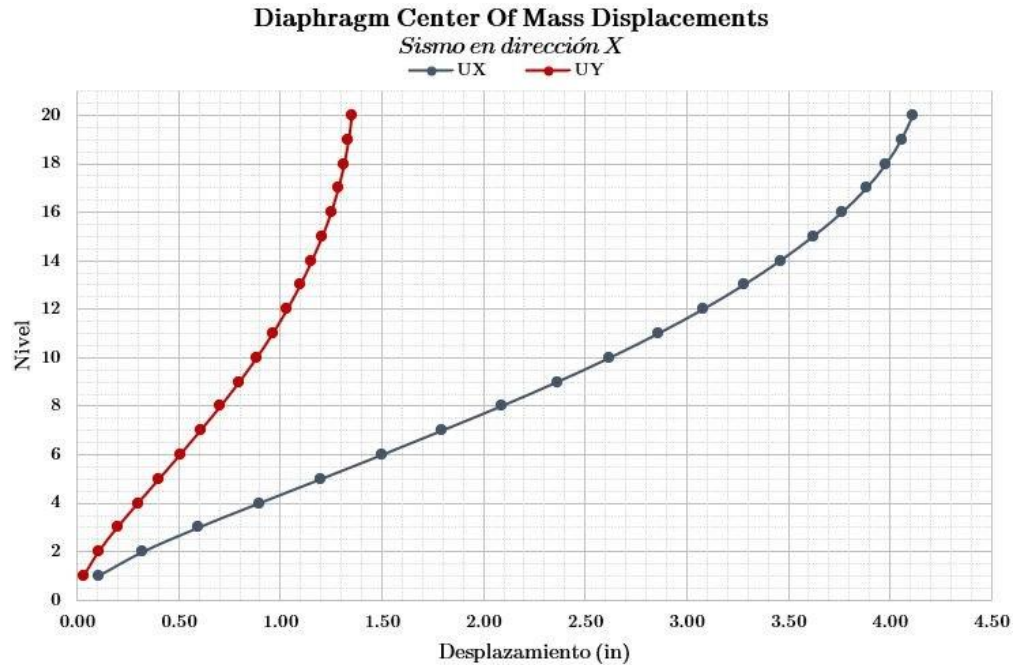


Figura 54. Desplazamientos laterales con VWD

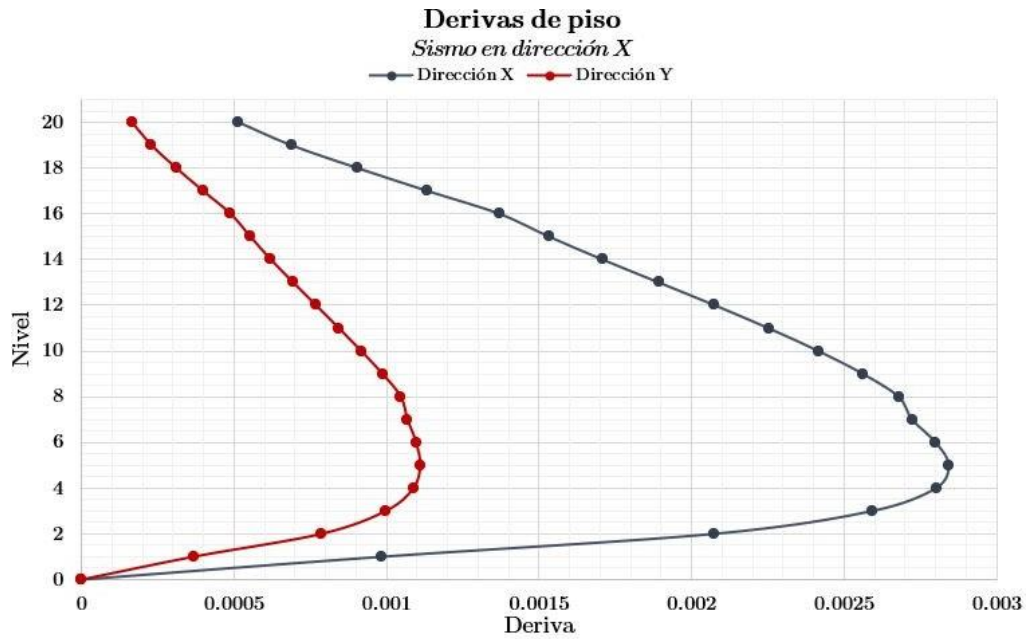


Figura 55. Derivas de piso con VWD

En la figura anterior se muestra el diagrama idealizado del sistema, en donde se puede analizar la estructura principal como un solo grado de libertad ya que se está trabajando con su modo fundamental, en donde se aplica una excitación armónica, en este caso una carga de sismo.

b. Caso No.2: Estructura principal no amortiguada y TMD amortiguado: La diferencia con el primer caso, es la adición del amortiguamiento del dispositivo TMD, lo cual agrega un término más a la ecuación que representa su comportamiento dinámico.

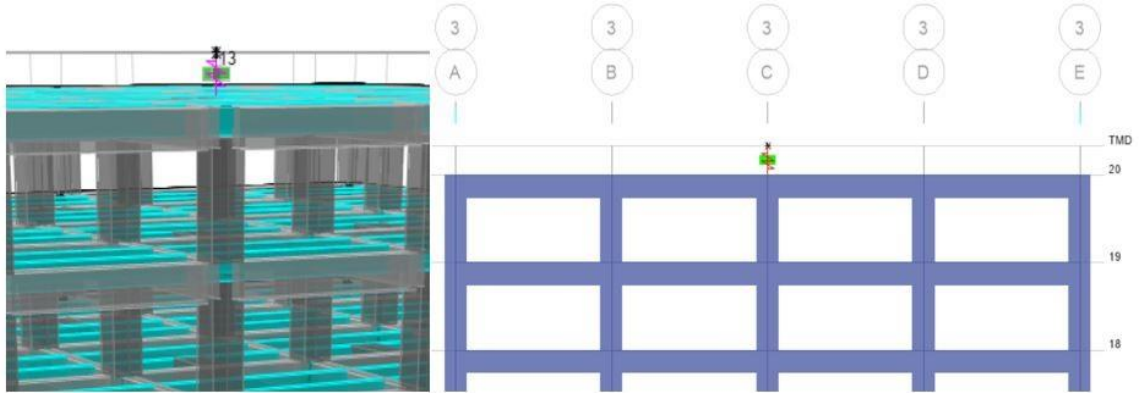
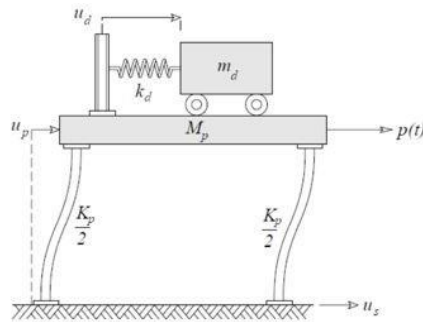


Figura 56. Ubicación del TMD

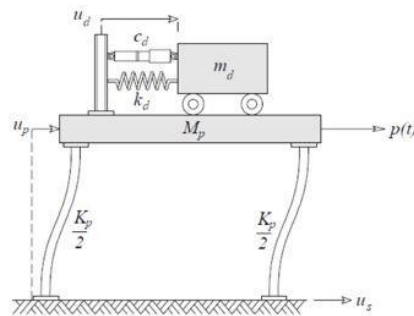


$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p + \ddot{u}_g \\ \ddot{u}_p + \ddot{u}_g + \ddot{u}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_p + u_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p(t) \\ 0 \end{bmatrix}$$

Figura 57. Caso 1: mecanismos de análisis de TMD

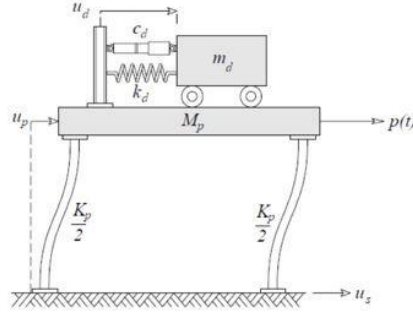
En la figura anterior se muestra el diagrama idealizado del sistema, al igual que el primer caso, el sistema se generaliza como un sistema de dos grados de libertad.

c. Caso No.3: Estructura principal amortiguada y TMD amortiguado: Este es el caso que se evaluará para el dimensionamiento del dispositivo, en este se considera el amortiguamiento del edificio y el amortiguamiento del dispositivo. Todo siendo idealizado como un sistema de dos grados de libertad, en donde su comportamiento responde a las siguientes ecuaciones:



$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p + \ddot{u}_g \\ \ddot{u}_p + \ddot{u}_g + \ddot{u}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_p + \dot{u}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_p + u_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p(t) \\ 0 \end{bmatrix}$$

Figura 58. Caso 2: mecanismos de análisis de TMD



$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p + \ddot{u}_g \\ \ddot{u}_p + \ddot{u}_g + \ddot{u}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p \\ \dot{u}_p + \dot{u}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p \\ u_p + u_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p(t) \\ 0 \end{bmatrix}$$

Figura 59. Caso 3: mecanismos de análisis de TMD

Para el análisis que se llevó a cabo, se utilizó el tercer caso, ya que se asemeja al comportamiento esperado del sistema, así mismo considera tanto el amortiguamiento de la estructura como el de los aisladores de base que se presentan en la configuración del TMD. En este caso se busca encontrar los parámetros de diseño del amortiguador, los cuales serían la relación de masas entre la masa del disipador y la masa de la estructura, la rigidez efectiva óptima y el coeficiente de amortiguación óptimo.

3. Dimensionamiento. Con respecto al dimensionamiento del TMD se utilizó la metodología del FE-MA 274, aplicando un análisis según el caso 3. Por lo cual para determinar los parámetros base del diseño del TMD se toman en cuenta los siguientes criterios:

- Para iniciar se establece la relación de masas, en general se recomienda que la masa del dispositivo no supere el 5 % de la masa participante de la estructura. Se sabe que mientras mayor sea la masa del TMD, mayor su eficiencia, sin embargo suelen generarse problemas al momento de la construcción y en los elementos de la estructura principal, debido a que deben poder soportar un porcentaje de la masa total del edificio, en una región reducida. Por esta razón se utilizó una relación de masas del 1 %. Por lo tanto $\mu = 0.01$
- En cuanto al resorte, el cual representa los aisladores de base, se busca una relación de frecuencias entre el TMD y la estructura primaria de 1, utilizando el periodo fundamental del edificio, evaluado por medio de un análisis lineal.

a. Propiedades de la estructura principal: Para iniciar se deben establecer las propiedades iniciales de la estructura principal. Siendo estas el peso de la estructura (W_p), Periodo fundamental de la estructura (T_p), la altura total del edificio (H) y el amortiguamiento inherente (ζ).

Para establecer la masa de la estructura se calcula a partir de:

$$M_p = \frac{W_p}{g} \quad (66)$$

Utilizando el periodo fundamental se obtiene la frecuencia angular principal:

$$\omega_p = \frac{2\pi}{T_p} \quad (67)$$

A partir de lo anterior se calcula la rigidez de la estructura principal, a partir del siguiente concepto:

$$K_p = \omega_p^2 * M_p \quad (68)$$

Seguidamente se determina el coeficiente de amortiguamiento de la estructura principal, lo cual es definido por:

$$C_p = 2 * \zeta_i * \omega_p * M_p \quad (69)$$

b. Propiedades del TMD. Al tener las propiedades base del sistema principal, es posible dimensionar el amortiguador de masa sintonizada. Como se mencionó antes, la relación de masas tendrá un valor de $\mu = 0.01$. Para dimensionar la masa del TMD y determinar sus parámetros principales para el modelado y análisis de la estructura, se utiliza el siguiente método:

En cuanto a la masa del TMD, esta se limita a:

$$m_d = \mu * M_p \quad (70)$$

Se establece una relación de frecuencias óptima, esta se determina a partir de un criterio de optimización, de la misma forma es determinado el amortiguamiento óptimo. En el siguiente cuadro se presentan las ecuaciones propuestas y el criterio de selección.

Condiciones de sintonización óptima para sistemas TMD			
Caso de carga	Criterios de optimización	Condiciones de sintonización óptima	
		f_{opt}	ζ_{opt}
Carga armónica aplicada a la estructura primaria	Amplitud mínima de desplazamiento relativo de la estructura primaria	$\frac{1}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}}$
	Amplitud mínima de aceleración relativa de la estructura primaria	$\frac{1}{\sqrt{1 + \mu}}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8\left(1 + \frac{\mu}{2}\right)}}$
Aceleración armónica de Base	Amplitud mínima de desplazamiento relativo de la estructura primaria	$\frac{\sqrt{1 - \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)\left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}}$
	Amplitud mínima de desplazamiento absoluta de la estructura primaria	$\frac{1}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}}$
Carga aleatoria aplicada a la estructura primaria	Valor mínimo cuadrático medio del Desplazamiento relativo de la estructura primaria	$\frac{\sqrt{1 + \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{\mu\left(1 + \frac{3\mu}{4}\right)}{4(1 + \mu)\left(1 + \frac{\mu}{2}\right)}}$
	Valor mínimo cuadrático medio del Desplazamiento relativo de la estructura primaria	$\frac{\sqrt{1 - \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu}$	$\sqrt{\frac{\mu\left(1 - \frac{\mu}{4}\right)}{4(1 + \mu)\left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}}$

Cuadro 31
Condiciones de optimización

Para este modelo se seleccionó el primer inciso de ecuaciones, por lo tanto la relación de frecuencias es determinada por:

$$f_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (71)$$

Con respecto al periodo óptimo del dispositivo, es calculado a partir del resultado de la relación de frecuencias y esta dado por:

$$T_{d_{opt}}^d = \frac{T_p}{f_{opt}} \quad (72)$$

El resultado de la ecuación anterior aumenta con respecto al periodo fundamental de la estructura primaria. Seguidamente, se debe determinar la frecuencia angular óptima de la siguiente manera:

$$\omega_{d_{opt}} = \frac{2\pi}{T_{d_{opt}}} \quad (73)$$

Con respecto al Cuadro 31 para el calculo del amortiguamiento óptimo del dispositivo, se selecciona la primera ecuación dada por:

$$\zeta_{d_{opt}} = \frac{3\mu}{8 * (1 + \mu)^3} \quad (74)$$

Con este coeficiente es posible determinar la constante de amortiguamiento del sistema TMD, propio de la base de aisladores que soportan la masa total del dispositivo. Esta constante de amortiguamiento se calcula de acuerdo con:

$$c_{d_{opt}} = 2 * \zeta_{d_{opt}} * \omega_{d_{opt}} * m_d \quad (75)$$

Finalmente para la obtención del rigidez de los soportes de base, se utiliza la siguiente ecuación:

$$k_{d_{opt}} = \omega_{d_{opt}}^2 * m_d \quad (76)$$

A partir de estos parámetros es posible generar un cálculo matricial y determinar el cambio en el periodo, se espera que los resultados en el periodo de la estructura principal se reduzca, en cuanto al del dispositivo, se determina que es ligeramente superior al del sistema primario. (FEMA, 1997)

4. Modelado. La representación matemática de este tipo de elementos y su representación en un modelo computacional puede realizarse de diferentes formas dentro del software de Etabs. La primera es modelando el dispositivo como una losa de espesor equivalente, apoyada sobre aisladores que mantengan las características de resistencia, rigidez y amortiguamiento, para asemejar la interacción entre el sistema primario y el TMD. Este tipo de configuración beneficia ya que pueden ser observados los esfuerzos ejercidos por el sistema de control hacia la estructura principal, determinando los miembros estructurales que soportaran las cargas y deberán transmitir las fuerzas.

La segunda forma que se propone para el modelo de este tipo de sistema, es colocar un sistema equivalente, por medio de la colocación de elementos Link y masas adicionales a "joints". Por fines prácticos se decide utilizar esta forma, ya que se tiene mayor control en las formas de traslación, restricciones de movimiento y colocación de masas. Por lo tanto se debe realizar lo siguiente:

- Ubicar los ejes en donde será colocado el link.
- Para poder colocar el dispositivo, se debe agregar un nivel extra modelo original.
- Definir las propiedades del resorte equivalente, definido como un elemento Link.
- Colocación de restricciones de traslación y rotación, al igual que la integración de una masa adicional.

- Configuración de la masa participante.

Iniciando con la colocación de un nivel extra, este puede adoptar cualquier altura, estos dependerá del diseñador, para este modelo se asume un nivel 1 metro de altura. Este nivel únicamente contendrá los elementos que representan al sistema. Se utiliza para anclar las terminales del Link de la estructura primaria y de la masa adicional del sistema. El resultado se ve de la siguiente forma:

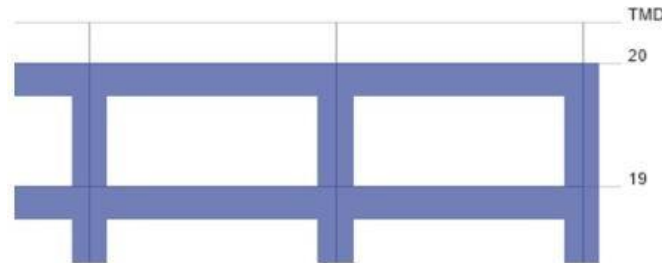


Figura 60. Nivel extra para la ubicación del sistema TMD

Para la configuración del Link, se asigna un tipo lineal, cuyos planos direccionales son el sentido U2 y U3, el peso del mismo es despreciado, ya que la mayor concentración de masas se genera en el bloque superior y en este caso en el joint en donde se aplica la masa adicional. Estos datos son obtenidos por medio del procedimiento descrito en la sección anterior, los resultados son ingresado de la siguiente forma:

General

Link Property Name: P-Delta Parameters:

Link Type: Acceptance Criteria:

Link Property Notes: None specified

Total Mass and Weight

Mass: kip-s²/in Rotational Inertia 1: kip-in-s²

Weight: kip Rotational Inertia 2: kip-in-s²

Rotational Inertia 3: kip-in-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: in

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: in²

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties	Direction	Fixed
<input type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for All..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled

U1	U2	U3
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="6.7658"/>	<input type="text" value="6.7658"/>

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled

U1	U2	U3
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="0.2908"/>	<input type="text" value="0.2908"/>

Directional Control

Direction	Fixed
<input type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/> Yes
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/> Yes

Figura 61. Configuración del link TMD

Por el funcionamiento del sistema y el tipo de movimiento que se genera en la interfaz de base y estructura principal, se deben colocar ciertas restricciones de movimiento en donde se limita el desplazamiento. Se selecciona el joint superior del Link, y se asignan las restricciones de rotación y de desplazamiento sobre el eje Z.

Teniendo estas restricciones en el mismo punto se inserta un punto de masa adicional, en esta se coloca la masa resultante de la ecuación 70, tal como se muestra en la Figura (63).

Con esto se completa el modelo del TMD, aún así es necesario editar la selección de masa participante; con el fin de que el edificio presente un comportamiento adecuado, además de la selección de los patrones de carga seleccionados, se agrega la opción de masas adicionales, con lo cual el modelo toma en cuenta la masa adicional colocada.

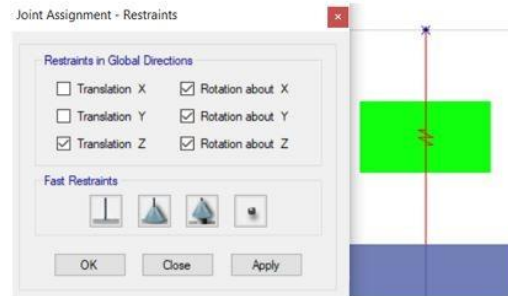


Figura 62. Restricciones de movimiento TMD

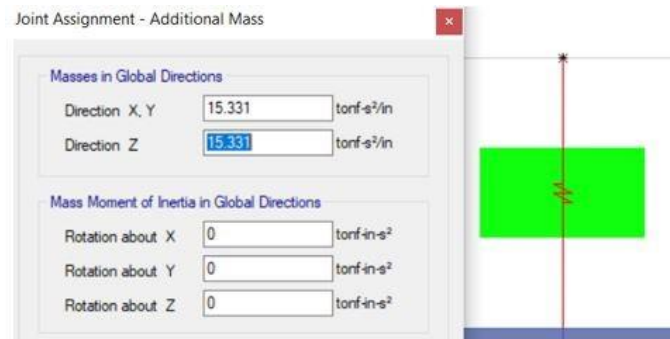


Figura 63. Restricciones de movimiento TMD

5. Análisis estructural. Esta estructura se evaluó con un análisis Modal Espectral; sin embargo, para que este tipo de sistema logre una sintonía con el resto de la estructura, se deberá evaluar por medio de un análisis no lineal. Cuando una estructura incursiona dentro de un rango post-elástico, los elementos empiezan a agrietarse, sufrir daños, lo cual provoca que el periodo característico de la estructura se modifique, esto interfiere con la frecuencia de la estructura y evita que el dispositivo sea totalmente eficiente, al ser diseñado con una frecuencia natural diferente a la que realmente presenta el edificio. Pese a esto, y para simplificar el método de análisis se utiliza el periodo modal de la estructura en un rango elástico.

a. Periodo modal. Al igual que en el edificio sin aisladores, se mantuvo la misma cantidad de modos de vibración, estos lograron trasladar más del 90 % de la masa participante del edificio, a continuación se presentan los resultados para los primeros 10 modos de vibración, y el resultado del último modo, para representar el traslado de masa.

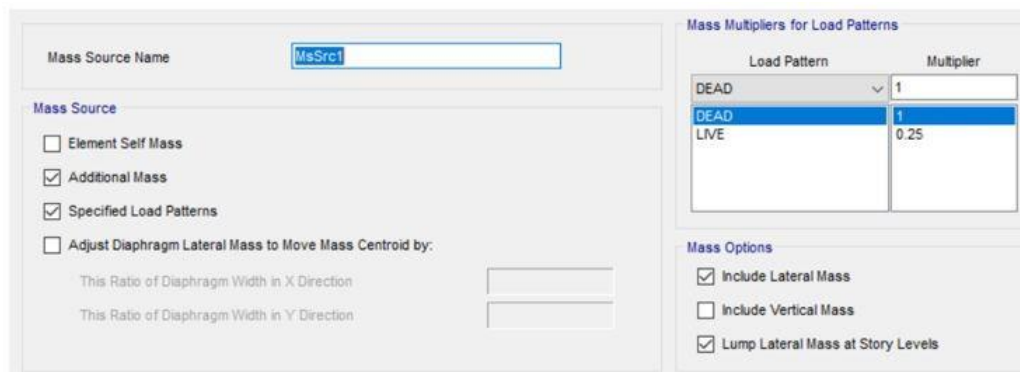


Figura 64. Configuración de masa participante

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	2.423	0	0.4261	0	0	0.4261	0	0
Modal	2	2.423	0.4256	0	0	0.4256	0.4261	0	0
Modal	3	2.08	0	0.3229	0	0.4256	0.749	0	0
Modal	4	2.08	0.3233	0	0	0.749	0.749	0	0
Modal	5	1.838	0	0	0	0.749	0.749	0.7438	0.7438
Modal	6	0.74	0	0.1065	0	0.749	0.8554	0	0.7438
Modal	7	0.739	0.1065	0	0	0.8554	0.8554	0	0.7438
Modal	8	0.621	0	0	0	0.8554	0.8554	0.109	0.8529
Modal	9	0.413	0	0.0421	0	0.8554	0.8976	0	0.8529
Modal	10	0.412	0.0421	0	0	0.8976	0.8976	0	0.8529
Modal	40	0.017	0	0.0012	0	1	1	1.151E-06	0.9526

Cuadro 32

Periodos de participación modal para un edificio con TMD

A diferencia de los modos de interés de los otros dispositivos, este debe ser comparado contra los valores del tercer y cuarto modo, ya que los primeros dos modos de vibración corresponden al dispositivo TMD.

b. Aceleraciones de piso. Tal como se menciona en los resultados anteriores, las aceleraciones de piso son utilizadas para determinar el nivel de daños en la estructura. Los resultados para este modelo muestran una leve elevación de aceleraciones de piso con respecto a los datos originales. Tal como se muestra a continuación.

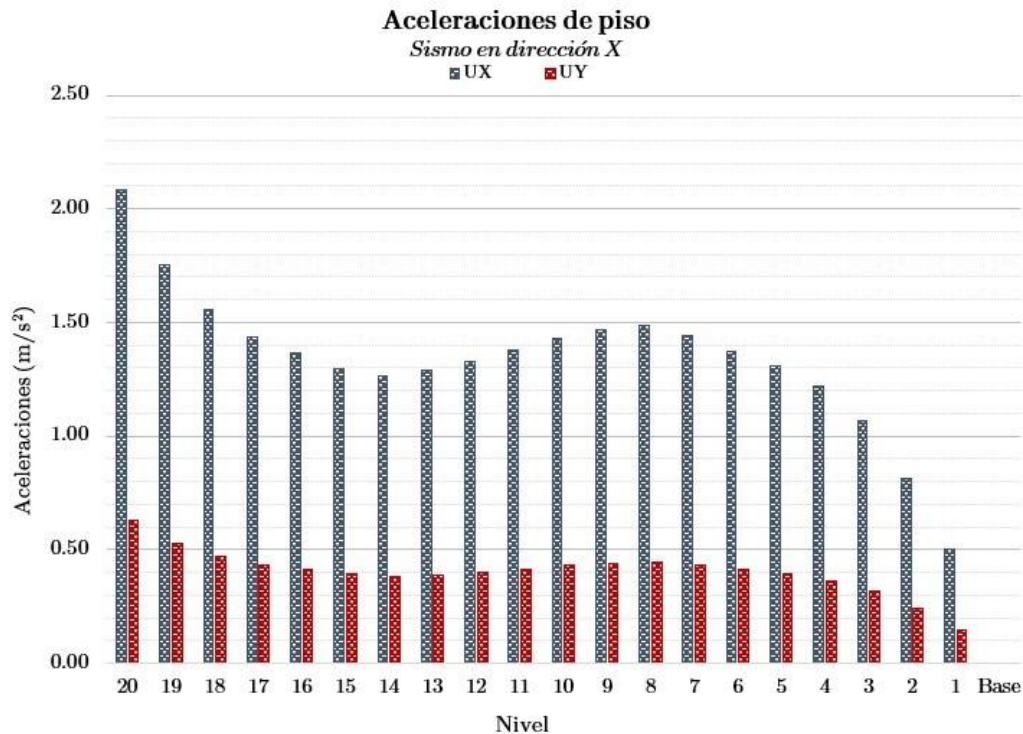


Figura 65. Aceleraciones de piso con TMD

Estos resultados determinan el nivel de daño, si se selecciona este tipo de dispositivo, es importante considerar los daños internos que generen las aceleraciones.

c. Desplazamientos laterales. A continuación se presentan los desplazamientos laterales de la estructura. Cabe resaltar que en este diagrama no fueron incluidos los desplazamientos en el nivel de TMD, los

cuales son aproximadamente el doble que los generados en el nivel 20. Sin embargo estos deben ser despreciados, ya que son un parámetro para determinar el tipo de aislador de base, de modo que el desplazamiento máximo de la masa no afecte a la integridad de los dispositivos de aislamiento, en cambio estos presentan la capacidad de trasladar adecuadamente a la masa.

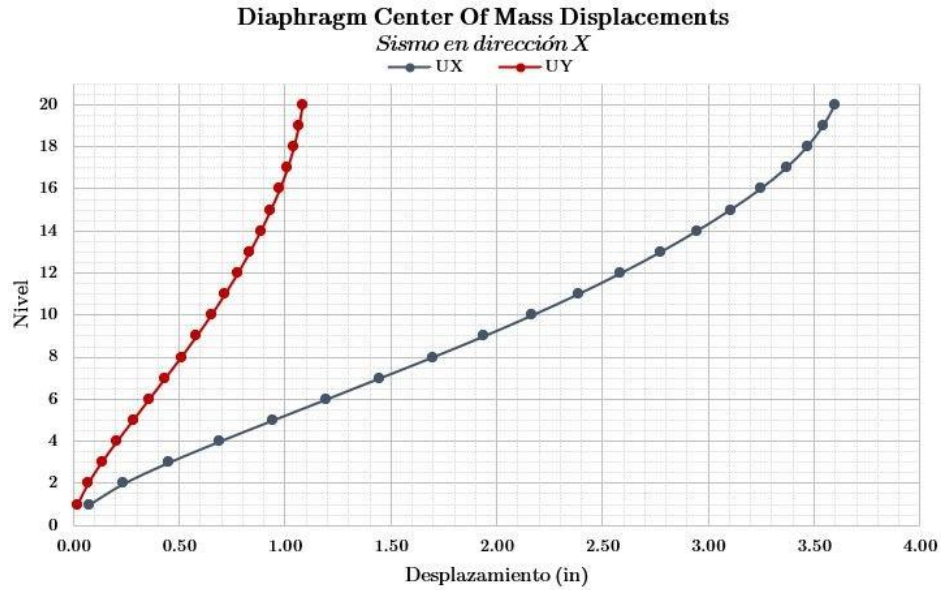


Figura 66. Desplazamientos laterales con TMD

d. Derivas de piso. En el siguiente diagrama se presentan las derivas de piso de la estructura aplicando un sistema TMD. Como era de esperarse las derivas de piso se ven reducidas debido al movimiento que genera este dispositivo. A pesar que este tipo de sistema suele ser más eficiente ante acciones de viento, es capaz de restringir el movimiento general de la estructura, disminuyendo las deformaciones de piso. En general este tipo de dispositivos tiene mejor respuesta ante desplazamientos y deformaciones que a la reducción de aceleraciones de piso. Lo cual esta relacionado al periodo en el que se sintoniza el sistema.

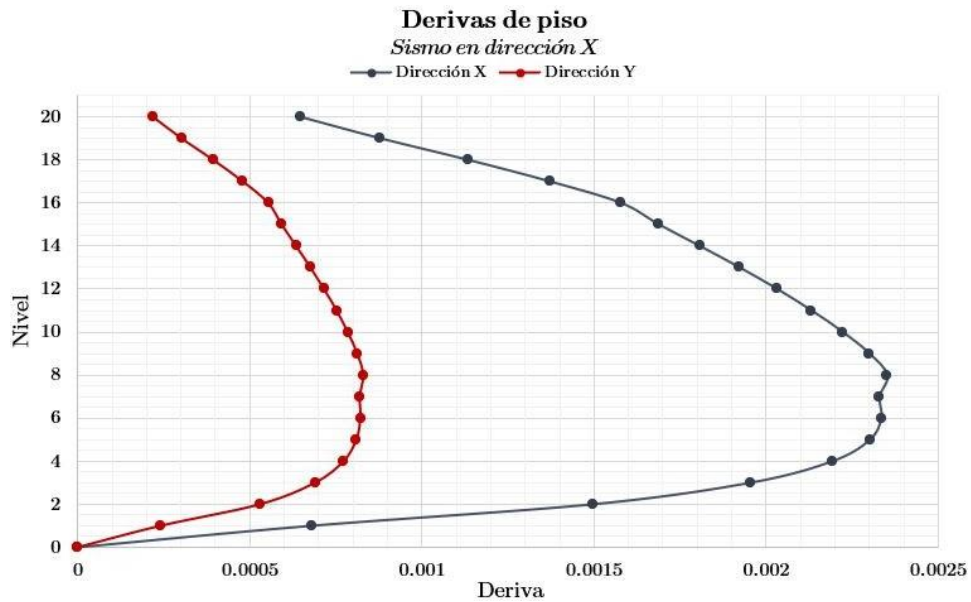


Figura 67. Derivas de piso con TMD

XII. Resultados

A. Selección de dispositivo

Para poder realizar la selección del dispositivo de amortiguación pasiva más eficiente se realizará una comparación final con los resultados obtenidos de los cuatro modelos evaluados.

Sabiendo que los elementos estructurales previamente diseñados no fueron alterados durante la ejecución de los análisis y pruebas; se mantiene la estructura original, por lo tanto los resultados demostrarán los efectos de sistemas de disipación para un sistema de resistencia lateral de marcos resistentes a momento.

Al evaluar estos parámetros se observará los efectos de la disipación de energía por medio de estos elementos, lo que implica la absorción de la energía sísmica; con lo que reduce las demandas de disipación de energía por ductilidad en los elementos estructurales principales, a fin que la estructura continúe en el rango elástico durante terremotos de gran intensidad y así, evitar el debilitamiento de los elementos estructurales con respecto a su resistencia, reducir la fatiga de los materiales y minimizar el potencial daño estructural.

1. Periodos y modos de vibración. A continuación se presentan los periodos modales resultantes de cada dispositivo. Se observa la reducción de periodos para cada sistema de amortiguación pasiva, como era esperado, este tipo de sistema busca la reducción del tiempo de oscilación del edificio, relacionándolo al hecho de que a mayor periodo, mayores esfuerzos se generan en los miembros del sistema de resistencia lateral.

Este tiempo de oscilación depende del amortiguamiento de la estructura y de su rigidez; cuando los periodos aumentan la rigidez del sistema se pierde gradualmente, en este punto los materiales inician su incursión en un rango inelástico. Por lo tanto los dispositivos buscan reducir la amplitud, la frecuencia y el tiempo de persistencia de la vibración.

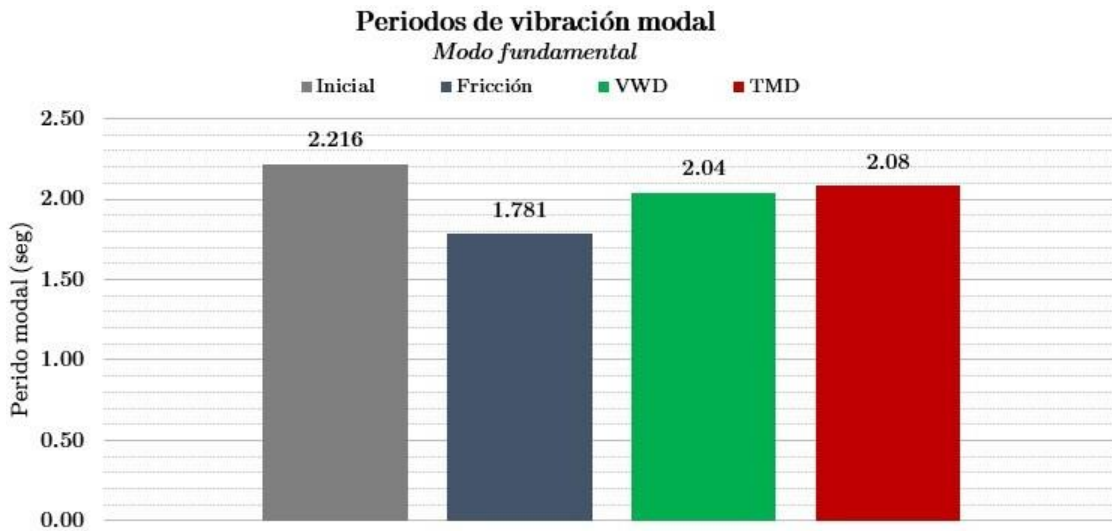


Figura 68. Periodos modales para los cuatro modelos

Iniciando con el sistema de amortiguadores de fricción, estos logran reducir en un 19.63 % el periodo inicial. Si bien el tiempo de oscilación se reduce, esta disminución genera la posibilidad de recibir cargas sísmicas mayores. Este tipo de amortiguador busca una mayor reducción de periodo, idealizando al 40 % del periodo original, debido a que, su cálculo para la fuerza de activación involucra una reducción sustancial del periodo. Sin embargo, al aumentar las cargas sísmicas, estas serán absorbidas por los amortiguadores; implicando que la estructura principal no se verá afectada.

Los muros de amortiguación viscosos reducen un 7.94 %, al igual que con los amortiguadores de fricción,

esta respuesta es esperada; este disipador utiliza indirectamente el periodo para estimar el amortiguamiento del dispositivo. Finalmente los TMD reducen un 6.14 % el periodo. Si bien, estos actúan con mayor eficiencia bajo acciones de viento, el resultado continua beneficiando a la estructura; cabe resaltar que este dispositivo busca sintonizar el periodo inicial de la estructura, por lo que se espera una reducción leve. Sin embargo, este fue capaz de reducir el periodo tanto en la dirección X como en Y.

2. Aceleraciones de piso. Tal como se describe en cada uno de los análisis, este es un parámetro para estimar la cantidad de daños internos que se producen durante una excitación sísmica. Uno de los mayores beneficios al aplicar sistemas de amortiguación pasiva, es la reducción de aceleraciones. En el gráfico se observan los resultados de aceleraciones para los cuatro modelos; tanto el amortiguador de fricción, como el VWD, reducen considerablemente las aceleraciones de la estructura principal. En promedio los dispositivos de fricción reducen las aceleraciones en un 12 % y los VWD reducen en un 21 % Implicando una reducción de daños internos y esfuerzos a miembros estructurales, al reducir daños en los elementos estructurales, disminuye los tiempos de recuperación.

Sin embargo en el caso del TMD, en lugar de reducir las aceleraciones este las aumenta. Esto puede estar relacionado al movimiento libre que se genera en la parte superior, además del criterio de optimización seleccionado, en este caso al sintonizar al primer y segundo modo de vibración no se consideran los periodos correspondientes al resto de modos de vibración.

No siempre el modo más crítico será el fundamental, porque en éste se presentan las mayores deformaciones; en cualquiera de los otros modos pueden ocurrir aceleraciones y desplazamientos aún mucho mayores en lo alto del edificio. Sin mencionar que este tipo de dispositivos presentan un mejor comportamiento con respecto a los desplazamientos que a la reducción de aceleraciones.

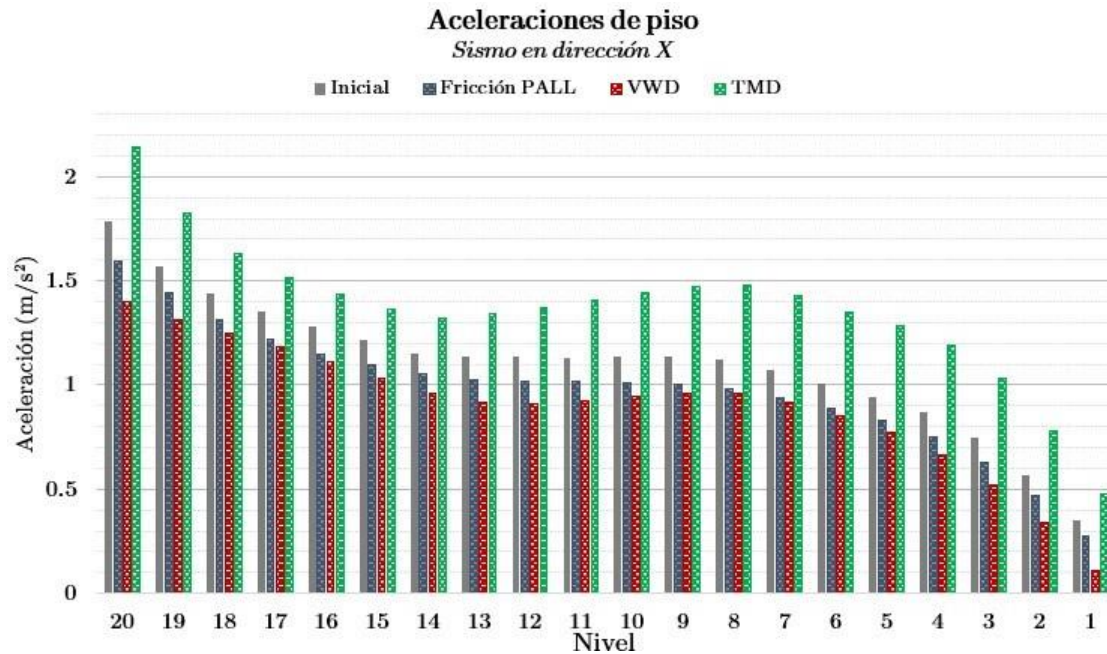


Figura 69. Aceleraciones de piso para los cuatro modelos

3. Desplazamientos laterales. En el diagrama de desplazamientos es más simple observar la reducción en la respuesta por parte de todos los dispositivos. Cabe resaltar que mantienen el comportamiento de la gráfica inicial, por lo que las reducciones son constantes en todos los niveles. Los desplazamientos laterales son controlados por las normas, estos son aplicados para el cálculo de derivas y es el parámetro objetivo de los tres dispositivos.

La finalidad de los disipadores es reducir los desplazamientos de la estructura, al reducir los desplazamientos, se reducen las deformaciones y la estructura principal mantiene su movimiento dentro de un rango elástico. Esto disminuye las solicitaciones de rigidez de la estructura, implicando la reducción de refuerzos para muchos de estos miembros.

En primera instancia, los disipadores de fricción disminuyen los desplazamientos en un 22 % a los originales, una de las características de este dispositivo es que la reducción es constante en cada uno de los niveles, obteniendo una respuesta homogénea. En el caso de los muros de amortiguamiento viscoso, estos reducen un 11 %; aún así es notable que en los primeros 5 niveles, mantiene el mismo comportamiento que el edificio sin sistemas de amortiguamiento.

Al igual que los dispositivos de fricción, los TMD reducen los desplazamientos iniciales en un 21 %, como se menciona anteriormente, los TMD reducen considerablemente más los desplazamientos que las aceleraciones, cabe resaltar que la razón de masa seleccionado es del 0.01 con respecto a la masa del edificio, sería interesante evaluar los resultados con el valor máximo del 0.05.

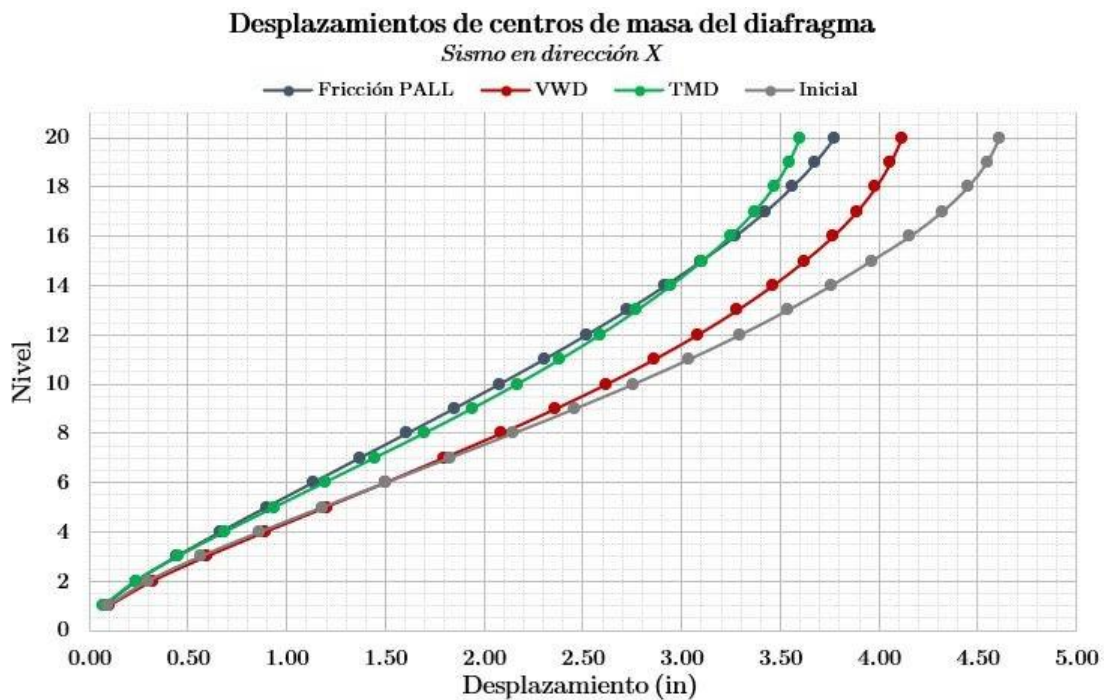


Figura 70. Desplazamientos laterales de los cuatro modelos

4. Derivas de piso. Las derivas se asocian directamente a la rigidez de los elementos estructurales. El criterio de evaluación de la rigidez por parte de las normas se rige por las derivas, a pesar que los elementos sean capaces de tolerar las demandas en cuanto a resistencia, si estos no son capaces de proporcionar la rigidez necesaria para que el sistema mantenga su integridad, estos elementos deben ser modificados e incrementar su rigidez.

Es por ello que este parámetro determina el beneficio que se genera al aplicar un sistema de control sísmico y es una forma de visualizar posibles ahorros en cuanto a volúmenes de materiales.

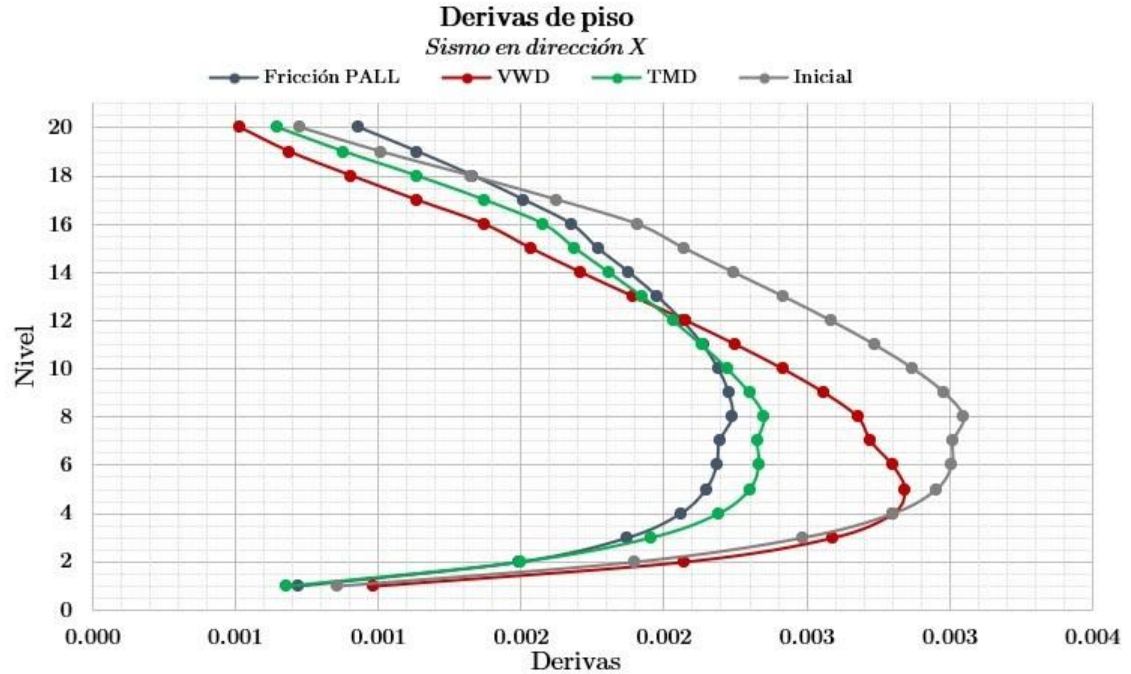


Figura 71. Derivas de piso de los cuatro modelos

Si bien la estructura inicial fue evaluada para que las derivas fuesen aceptables, la reducción en cada una de las pruebas es notable. La carga sísmica es reducida y las deformaciones indican que los elementos originales pueden ser reducidos; procurando que estos cumplan con sus sollicitaciones de carga.

Con respecto a los dispositivos, al igual que el resto de parámetros el amortiguador por fricción tiene el porcentaje de reducción mayor, este del 20 %, el mismo porcentaje es alcanzado por los VWD. Los TMD reducen un 16 %, así mismo logran reducir significativamente los resultados finales.

XIII. CONCLUSIONES

Con el fin de mejorar la seguridad estructural y adentrarse en el principio de protección sísmica mediante el uso de amortiguadores pasivos, se realizó la evaluación de una estructura de marcos especiales resistentes a momento utilizando distintos amortiguadores pasivos; la cual llevó a un proceso analítico e interpretativo de los efectos de la disipación de energía por medio de amortiguadores. Determinando que: al adoptar el uso de estos elementos de protección, aumenta la capacidad de resistencia de demandas sísmicas, reduciendo los esfuerzos, desplazamientos, aceleraciones, tiempo de oscilación y daños considerados en los miembros estructurales.

Habiendo profundizado en los sistemas de amortiguamiento, por consiguiente se realizó la categorización y clasificación de los amortiguadores pasivos más utilizados, con el propósito de definir sus propiedades, características, limitantes y beneficios, generando la siguientes categorías:

- Aislamiento de base: en donde se incluyen los dos tipos de spring, rollers y los amortiguadores histeréticos.
- Disipadores de energía: el cual incluye los amortiguadores de rendimiento metálicos, amortiguadores solidos viscoelásticos, amortiguadores de fricción, amortiguadores viscosos y muros de amortiguamiento viscosos.
- Amortiguadores de masa sintonizada: Amortiguadores de líquido sintonizado y amortiguadores de columnas de líquido sintonizado.

Además, conociendo las características y propiedades, se seleccionaron tres dispositivos, siendo estos: amortiguadores de fricción, muros de amortiguamiento viscoso (VWD) y amortiguador de masa sintonizada (TMD); Con lo cual se inicia el proceso de planificación del sistema estructural, en donde se determinó la configuración, ubicación de dispositivos, distribución de cargas, selección de materiales, tipo de evaluación y parámetros de comparación entre sistemas, siendo estos, periodos, aceleraciones de piso, desplazamientos laterales y derivas.

Por otro lado, con respecto a los elementos estructurales, estos se diseñaron a partir de los requerimientos establecidos por el código ACI 318-14 para marcos resistentes a momento, adecuándose a las características sísmicas de Guatemala. Por facilidad de cálculos se escoge un solo elemento típico estructural, seleccionado debido a su ubicación y demandas críticas. Finalmente el diseño fue replicado en cada una de las columnas, vigas y losas, con el fin de tener una estructura regular, en cada uno de los modelos.

En suma, habiendo diseñado la estructura inicial, se analizaron los efectos de la incorporación de dispositivos de amortiguación pasiva, por medio de un análisis modal espectral, en donde se confirma que los amortiguadores tienen la capacidad de disminuir la respuesta de un edificio ante cargas dinámicas. Se detectó que, al tener tres dispositivos cuyo comportamiento beneficia significativamente la tolerancia de la estructura, tanto en aceleraciones, desplazamientos y derivas, el criterio de selección estará relacionado al ámbito económico, en cuanto al ahorro que generen estos dispositivos; el proceso constructivo también incide en la selección final, debido a la facilidad de colocación de los elementos y recursos disponibles para su colocación; además de la disponibilidad en el mercado de estos amortiguadores y sus requerimientos.

En términos generales, para terminar se logró desarrollar una evaluación sísmica, de una estructura bajo los efectos de amortiguadores pasivos, por medio de la categorización, selección y análisis de los elementos, al igual que el diseño de la estructura principal, completando el alcance propuesto para este trabajo de investigación.

XIV. RECOMENDACIONES

Como consecuencia del estudio de investigación realizado, se han generado recomendaciones para continuar con el diagnóstico del sistema de amortiguadores sísmicos iniciando con la evaluación de las estructuras a partir de un análisis no lineal; derivado de la falta de información y por la complejidad del mismo, se utilizaron para el efecto, únicamente un análisis modal espectral, no obstante para evaluar correctamente los dispositivos en un rango no lineal, estos deben realizarse bajo un rango post-elástico posible de ejecutar, mediante un análisis no lineal, lo cual permitirá resultados más precisos y evaluar el desempeño de los dispositivos en un rango inelástico, por medio de un análisis tiempo-historia.

En cuanto al diseño de los elementos estructurales se propone que para próximas investigaciones estos elementos sean diseñados en su totalidad, para realizar un diagnóstico más preciso y bajo condiciones reales.

Al evaluar la estructura con distintos elementos de amortiguación, los efectos se minimizan, por consiguiente las demandas se reducen generando un ahorro en los elementos estructurales, sin embargo, el alcance de esta investigación se limita a la evaluación sísmica, de modo que para tener la certeza del efecto económico efectivo, es necesario realizar una evaluación de la estructura de marcos y el rediseño de los elementos para obtener un resultado válido.

Es conveniente evaluar una estructura preexistente, ya que esto apoya la teoría expuesta respecto al reacondicionamiento estructural, que forman parte de los beneficios de los sistemas de control sísmico.

Asimismo, se propone una comparación entre los dispositivos de amortiguación pasiva en sistemas irregulares o bien, mediante la aplicación de sistemas de control híbrido, con la finalidad de que los futuros profesionales de ingeniería civil estén actualizados en el uso de estas nuevas técnicas de protección sísmica.

En cuanto a la evaluación sísmica al utilizar un factor F_v para periodos largos de 1.70, se mantiene un enfoque conservador en cuanto al análisis general de la estructura, por lo cual se recomienda modificar este factor a 1.00 para evaluar una condición menos crítica para la estructura.

Finalmente se recomienda ampliar la investigación al alternar los tipos de dispositivos, el tipo de análisis estructural y los códigos de diseño utilizados; tal que se puedan comparar distintas metodologías para un mismo caso.

XV. BIBLIOGRAFÍA

- Alfaro, A. (2009). *Introducción a la ingeniería sísmológica*. Universidad de la Salle.
- American Concrete Institute. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
- Andrew C T, T., Andrew S, W., Gregory L, F. & Stephen A, M. (s.f.). PROPERTY MODIFICATION FACTORS FOR ELASTOMERIC SEISMIC ISOLATION BEARINGS. <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.460.2810&rep=rep1&type=pdf#:~:text=Effective%20stiffness%20%2C%20equivalent%20viscous%20damping,%20elastomeric%20seismic%20isolation%20bearings>
- Armali, M., Damerji, H., Hallal, J. & Fakih, M. (2019). Effectiveness of friction dampers on the seismic behavior of high rise building vs Shear Wall System. <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1002/eng2.12075>
- ATAM, ERCAN. (s.f.). (PDF) friction damper-based passive vibration control ... https://www.researchgate.net/publication/329662558_Friction_Damper-Based_Passive_Vibration_Control_Assessment_for_Seismically-Excited_Buildings_Through_Comparison_With_Active_Control_A_Case_Study
- Bishay-Girges, N. & Carr, A. (2014). Ring spring dampers. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 47, 173-180. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.47.3.173-180>
- Bonett, D. (s.f.). <https://www.tesisenred.net/bitstream/handle/10803/6230/06CAPITULO5.pdf?sequence=6&isAllowed=y>
- Braz-César, M. & de Barros, R. C. (2013). PASSIVE CONTROL OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES. *Polytechnic Institute of Bragança*, 1-12. <https://doi.org/4756>
- Casaú, J. P. (2018). *Estudio del daño en edificios derivado de las vibraciones mediante simulación numérica usando el método de redes* (Tesis doctoral).
- Cassano, A. M. (2009). ANALISIS DE ESTRUCTURAS BAJO ACCIONES DINÁMICAS. http://www.edutecne.utn.edu.ar/guias_de_estudio/estruc_dinam.pdf
- Castro, A. K. (2016). *Espectro de diseño y zonificación sísmica basada en periodos fundamentales de vibración de los suelos, en el área urbana de la ciudad de Mateare* (Tesis doctoral).
- Centro Sísmológico Nacional. (2016). TIPOS DE SISMOS. <https://www.csn.uchile.cl/tipos-de-sismos-chile/>
- Chopra, A. K. (2005). *Earthquake Dynamics of Structures* (2da.). Earthquake Engineering Research Institute.
- Co, T. (s.f.). Viscous fluid damper, *iscous fluid damper, jiangsu roaddamping Technology Co.*. <http://roadjz.com/en/show.asp?id=12>
- de la Cruz, O. (2018). OBTENCIÓN DE LA ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE LA DINÁMICA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA DINÁMICA LAGRANGIANA. *PAKBOL*, 20-27.
- Domínguez Caicedo, M. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193932724001>
- Ahumada, J. L. (2010). Sistemas de control en Estructuras. *Revista Inge-CUC*, 6(6). <https://doi.org/0122-6517>
- Evolution. (s.f.). Damping in a rolling bearing arrangement. <https://evolution.skf.com/damping-in-a-rolling-bearing-arrangement/>
- FEMA. (1997). GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. <https://www.conservationtech.com/FEMA-publications/FEMA.htm>
- FREYSSINET. (s.f.). Freyssinet elastomeric bearings. <https://freyssinet.co.uk/wp-content/uploads/2019/05/Freyssinet-Elastomeric-Bearings.pdf>
- Genatios, C. (2014). INTRODUCCIÓN AL USO DE AISLADORES Y DISIPADORES EN ESTRUCTURAS (C. Genatios, Ed.).
- Gómez, D., Marulandía, J. & Thomson, P. (2008). SISTEMAS DE CONTROL PARA LA PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS CIVILES SOMETIDAS A CARGAS DINÁMICAS. *Escuela de Ingeniería Civil y Geomática*. <https://doi.org/0012-7353>

- Hernández, E. & Zigurat. (2020). ¿Qué implica el uso de un espectro de diseño inelástico? <https://www.e-zigurat.com/blog/es/uso-espectro-diseno-inelastico/>
- Huamaní, H. (2021). Análisis Sísmico de edificios con disipadores.
- Hurtado, J. E. (2000). *Introducción a la Dinámica de Estructuras* (Tesis doctoral).
- José Stuardi, J. G., Julio Massa. (2008). EFICIENCIA DE DISIPADORES SÍSMICOS DE PARED BASADOS EN AMORTIGUADORES VISCOSOS - VISCOUS WALL DAMPER.
- Lanzas, W. A. (s.f.). Marcos Especiales Resistentes a Momentos de Concreto Prefabricados UL. [https://es.scribd.com/presentation/367696894/Marcos- Especiales- Resistentes- a- Momentos- de- Concreto- Prefabricados-UL](https://es.scribd.com/presentation/367696894/Marcos-Especiales-Resistentes-a-Momentos-de-Concreto-Prefabricados-UL)
- López, O. A. (2014). GUÍA PARA LA EVALUACIÓN DE EDIFICACIONES EXISTENTES CON FINES DE ADECUACIÓN SÍSMICA (C. Genatios, Ed.). <https://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/895/Guia20para20evaluacion2052031.3.16.pdf>
- López, R. R. M. (2020). Manual de análisis para sistemas de amortiguadores fluidos viscosos para riostras en estructuras metálicas.
- Marko, J. (2006). *Influence of Damping Systems On Building Structures Subject to Seismic Effects* (Tesis doctoral).
- Ministerio de Ciencia, Tecnología, Conocimiento e Innovación del Gobierno de Chile. (2020). ¿Sabías que existen tres tipos de terremotos? <https://www.explora.cl/blog/sabias-que-existen-tres-tipos-de-terremotos/>
- Ministerio de Comunicaciones. (2010). PROYECTO MINERO MARLIN I, SAN MARCOS.
- Miranda, J. C. (s.f.). Respuesta sísmica de componentes no estructurales en resonancia. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000100001
- Moeini, H. (2017). Earthquake-resistant with hysteretic dampers. *International Journal of Applied Research*, 3.
- Nava, A. (s.f.). http://bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen1/ciencia2/34/html/sec_11.html
- Palou Suerias, P. (s.f.). Sintonizando Rascacielos, Amortiguador de Masa Sintonizado Pendular. https://issuu.com/pat.palou.s/docs/tfg_a4
- Pardo, J. P. (s.f.). CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL USO DE DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL. <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2007/bmfci226c/doc/bmfci226c.pdf>
- Paz, E. K. (2012). *PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA ELABORACIÓN DE ESPECTROS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS* (Tesis doctoral).
- Sabah Aljawad, A., C. Alih, S. & Vafaeia, M. (s.f.). Mechanical behaviour of metallic yielding. <https://www.scielo.br/j/lajss/a/3ML3rHHT8JwLGf6k8Q3zzwj/?format=pdf>
- Samali, B. & Kwok, K. (1999). Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake-induced motion of building structures. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0141029695000345>
- Sauter, F. (1990). Sismología. *Introducción a la sismología* (1.ª ed., p. 272). Universidad de Costa Rica.
- Servicio Geológico Mexicano. (s.f.). SISMOS: Causas, características e impactos. <https://www.gob.mx/sgm/es/articulos/sismos-causas-caracteristicas-e-impactos?idiom=es>
- Shaik, S., Hejazi, F. & JosephAntony, V. (2019). Effect of Viscous Wall Dampers on Response of Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Excitation.
- System, D. I. (2020). GUIDELINES FOR MODELING.
- Tarback, E. J. & Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la Tierra* (8.ª ed.). Pearson Educación S. A.

XVI. Glosario

Aceleraciones de piso: Parámetro utilizado para estimar la cantidad de daños a la estructura y sus componentes internos.. XI

Amortiguadores de fricción: Son elementos capaces de disipar energía por medio de la fricción. XI

Amortiguamiento: Es la capacidad inherente de los materiales de reducir los desplazamientos en las edificaciones, llevándolos a su posición original . XI

Análisis modal espectral: Es un método de análisis estructural que consiste en la separación del sistema en simples modos de vibración. XI

Derivas de piso: Es el desplazamiento relativo entre niveles de una estructura, al generarse un movimiento. XI

Desplazamientos laterales: Es el espacio máximo que se genera entre pisos después de un evento sísmico o la aplicación de una fuerza lateral. XI

Periodos de vibración: Se refiere al tiempo que le toma a una estructura en regresar a su posición original, después de ser aplicada una fuerza externa. XI

Sistema de resistencia lateral: Es el conjunto de elementos estructurales que contra restan las cargas sísmicas. XI

TMD: Por sus siglas en Inglés "Tuned Mass Damper", es un tipo de amortiguador de masa sintonizada. XI

VWD: Por sus siglas en Inglés "Viscous Wall Dampers", son muros de amortiguamiento viscoso.. XI

XVII. ANEXOS

Integración de carga Sismica (ASCE 7-16)

1. Coeficientes de Aceleración de Sitio:

$$S_s := 1.43 \quad S_1 := 0.88$$

1.1 Clasificación del sitio: factores para periodo corto y largo

$$F_a := 1.0 \quad F_v := 1.70$$

1.2 Coeficientes de aceleración del sitio:

$$S_{MS} := F_a \cdot S_s = 1.43 \quad S_{M1} := F_v \cdot S_1 = 1.496$$

1.3 Parámetros de aceleración de diseño:

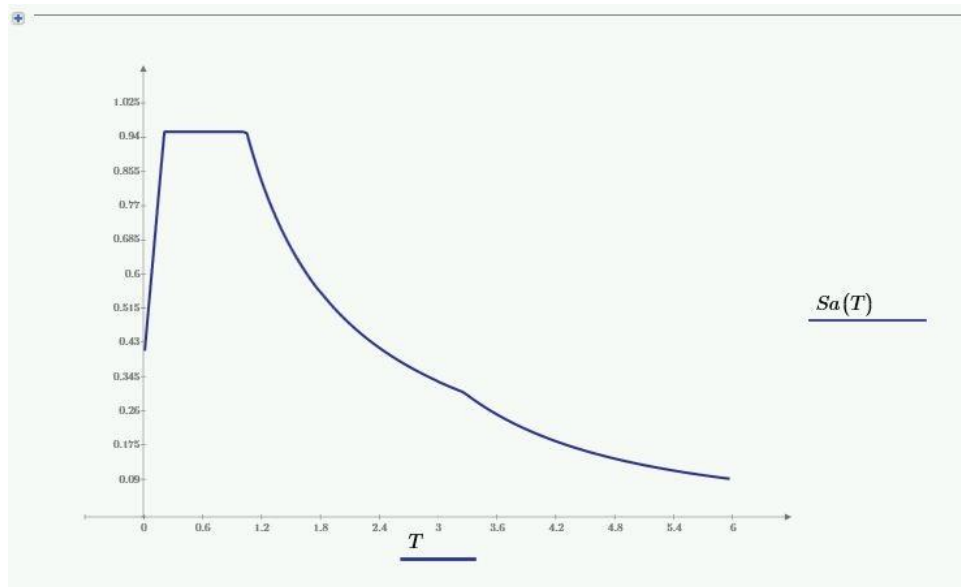
$$S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = 0.953 \quad S_{D1} := \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = 0.997$$

2. Espectro de Respuesta de Diseño

$$T_o := 0.2 \cdot \left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right) = 0.209 \quad \text{Inicio de la meseta de periodos cortos}$$

$$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 1.046 \quad \text{Punto de separación entre periodos cortos y largos}$$

$$T_L := 3.26 \quad \text{Periodo de transición a periodos largos (ver graf AGIES NSE 2.1)}$$



3. Clasificación por categoría de riesgo:

Categoría := 3

$I_e = 1.25$

3.1 Categoría de Diseño:

3.1.1 Para periodos cortos: $C := "D"$

3.1.2 Para periodos largos: $C := "D"$

4. Determinación de sistema de resistencia lateral:

$R := 8$

$\Omega := 3$

$C_d := 5.5$

4.1 Procedimiento por medio Fuerza Lateral Equivalente (ELF)

4.1.1 Factores para periodo aproximado

$C_t := 0.0466$

$x := 0.9$

$C_u = 1.4$

$h_n := 60 \frac{m}{m} = 60$ Altura de la estructura (ft)

$T_a := C_t \cdot (h_n)^x = 1.857$ Periodo fundamental aproximado

4.1.2 Periodo a utilizar:

$T_{max} := C_u \cdot T_a = 2.599$ Límite superior +

$T_{xmodal} := 2.756$ Dato de ETABS (Con respecto a desplazamiento en X)

$T_{ymodal} := 2.756$ Dato de ETABS (Con respecto a desplazamiento en Y)

$T_x := \min(T_{max}, T_{xmodal}) = 2.599$

$T_y := \min(T_{max}, T_{ymodal}) = 2.599$

* Nota: Si el periodo modal es menor al aproximado, utilizar T_a

4.1.3 Coeficiente Sísmico para Cortante:

$C_x = 0.069$

$C_y = 0.069$

5. Determinación del Cortante basal y factores de calibración:

$W_s := 33726.977 \text{ kip}$

Masa total de la estructura (tonf)

5.1 Cortante basal estático:

$$V_{sx} := C_x \cdot W_s = 2318.73 \text{ kip}$$

$$V_{sy} := C_y \cdot W_s = 2318.73 \text{ kip}$$

5.2 Cortante basal dinámico:

$$V_{dx} := 1873.857 \text{ kip} \quad \text{Dato ETABS con respecto de X}$$

$$V_{dy} := 1873.495 \text{ kip} \quad \text{Dato ETABS con respecto de Y}$$

5.3 Factores de calibración:

Considerando 100%

$$F_0 := \frac{g}{R} = 60.326 \frac{\text{in}}{\text{s}^2}$$

$$F_x := \left(\left(\frac{|V_{sx} - V_{dx}|}{V_{dx}} \right) + 1 \right) \cdot F_0 = 1.896 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_x = 74.648 \frac{\text{in}}{\text{s}^2}$$

$$F_y := \left(\frac{|V_{sy} - V_{dy}|}{V_{dy}} + 1 \right) \cdot F_0 = 1.896 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_y = 74.663 \frac{\text{in}}{\text{s}^2}$$

Considerando 30%

$$F_0 := \frac{g \cdot 0.3}{R} = 0.46 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_x := \left(\left(\frac{|V_{sx} - V_{dx}|}{V_{dx}} \right) + 1 \right) \cdot F_0 = 0.569 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_x = 22.395 \frac{\text{in}}{\text{s}^2}$$

$$F_y := \left(\frac{|V_{sy} - V_{dy}|}{V_{dy}} + 1 \right) \cdot F_0 = 0.569 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_y = 22.399 \frac{\text{in}}{\text{s}^2}$$

COLUMNAS ACI 318-14

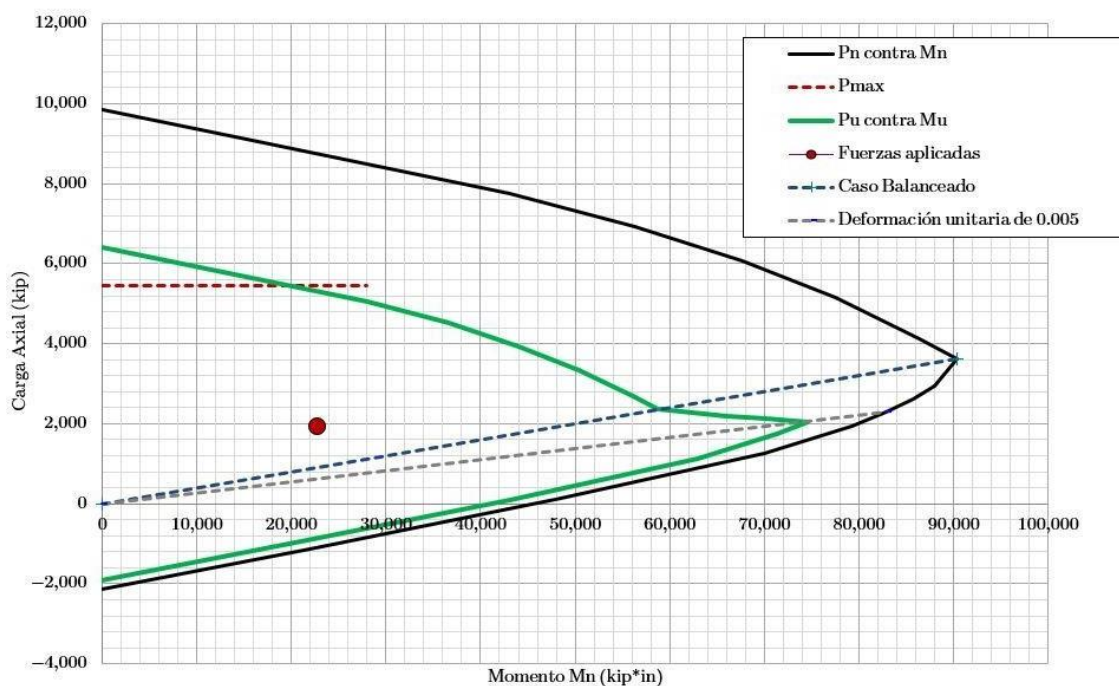
Columna		Nivel	Dimensiones		Pu	Mu	f'c	fy	As req	Selección de Armado			As t	As Long
Label	Loc		Base	Ancho						(kip)	(kip*ft)	(ksi)		
			(m)	(m)										
C1	5-A	1	1.20	1.20	-1938.96	-1893.54	4	60	32.2322	28	#	10	35.56	SI
C1	5-A	2	1.20	1.20	-1853.93	-1207.62	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	3	1.20	1.20	-1754.32	-813.76	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	4	1.20	1.20	-1646.04	-572.10	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	5	1.20	1.20	-1532.62	-424.20	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	6	1.20	1.20	-1416.22	-335.32	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	7	1.20	1.20	-1298.15	-268.95	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	8	1.00	1.00	-1179.19	-287.98	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	9	1.00	1.00	-1071.00	-196.31	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	10	1.00	1.00	-963.10	-166.09	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	11	1.00	1.00	-856.35	-132.73	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	12	1.00	1.00	-751.39	-115.32	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	13	1.00	1.00	-648.74	-97.98	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	14	1.00	1.00	-548.84	-82.63	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	15	1.00	1.00	-451.96	-61.25	4	60	15.5	20	#	8	15.70	SI
C1	5-A	16	0.85	0.85	-358.18	-62.11	4	60	11.988	16	#	8	12.56	SI
C1	5-A	17	0.85	0.85	-276.21	-22.54	4	60	11.988	16	#	8	12.56	SI
C1	5-A	18	0.85	0.85	-199.23	-8.13	4	60	11.988	16	#	8	12.56	SI
C1	5-A	19	0.85	0.85	-127.73	-12.54	4	60	11.988	16	#	8	12.56	SI
C1	5-A	20	0.85	0.85	-61.35	-25.83	4	60	11.988	16	#	8	12.56	SI

Columna		Nivel	Dimensiones		Pu	Mu	f'c	fy	As req	Selección de Armado			As t	As Long
Label	Loc		Base	Ancho						(kip)	(kip*ft)	(ksi)		
			(m)	(m)										
C1	5-A	1	1.20	1.20	-1938.96	-1893.54	4	60	32.2322	28	#	10	35.56	SI
C1	5-A	2-7	1.20	1.20	-1853.93	-1207.62	4	60	22.32	20	#	10	25.40	SI
C1	5-A	7-15	1.20	1.20	-1298.15	-268.95	4	60	22.32	20	#	8	25.40	SI
C1	5-A	15-20	1.20	1.20	-451.96	-61.25	4	60	22.32	16	#	8	25.40	SI

Columna		Nivel	Dimensiones		As req1	As req2	Acero Transversal			As t1	As t2	As Long
Label	Loc		Base	Ancho			Estribos	Eslabón X	Eslabón Y			
			(m)	(m)	(in ²)	(in ²)	No	No	No			
C1	5-A	1-20	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.79	1.79	SI
C1	5-A	0	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	1.00	1.00	0.85	0.85	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	0	0.85	0.85	0.71	0.71	5	4	4	1.20	1.20	SI
C1	5-A	0	0.85	0.85	0.71	0.71	5	4	4	1.20	1.20	SI
C1	5-A	0	0.85	0.85	0.71	0.71	5	4	4	1.20	1.20	SI
C1	5-A	0	0.85	0.85	0.71	0.71	5	4	4	1.20	1.20	SI

Columna		Nivel	Dimensiones		As req1	As req2	Acero Transversal			As t1	As t2	As Long
Label	Loc		Base	Ancho			Estribos	Eslabón X	Eslabón Y			
			(m)	(m)	(in ²)	(in ²)	No	No	No			
C1	5-A	1-7	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.79	1.79	SI
C1	5-A	7-15	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI
C1	5-A	15-20	1.20	1.20	1.04	1.04	5	4	4	1.40	1.40	SI

Diagrama de Interacción de Columna C1
ACI 318-14



Diseño de Vigas Principales ACI 318-14

1. Datos Iniciales:

Resistencia de concreto: $f'_c := 4 \text{ ksi}$

Resistencia de acero: $f_y := 60 \text{ ksi}$ $E := 29000 \text{ ksi}$

$h_{viga} := 0.90 \text{ m}$ $b_{viga} := 0.45 \text{ m}$ $L := 6 \text{ m}$ $h_{losa} := 12 \text{ cm}$

Momento flector positivo y negativo Etabs

- $M_{max_H} := 545.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$

+ $M_{max_{HP}} := 302.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Corte crítico

$R1_H := 302.36 \text{ kN}$ $R2_H := 302.36 \text{ kN}$

Dimensiones

$b := 45 \text{ cm}$ $h := 90 \text{ cm}$ $rec := 2 \text{ in}$ $f_y := 60 \text{ ksi}$ $f'_c := 4 \text{ ksi}$ $\phi := 0.90$

Evaluación por flexión negativa

$$M_{max_H} = (4.832 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{in} \quad M_n := \frac{M_{max_H}}{\text{lb} \cdot \text{in}} = 4.832 \cdot 10^6 \quad \text{Momento de dise\~{n}o}$$

Asumiendo una deformaci3n unitaria mayor que 0.005, $\phi = 0.9$

$$f_y = 60000 \quad f_c = 4000 \quad d = \frac{h - rec}{2} = 37.438 \quad b = \frac{h}{17} = 17.777$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$A_s := M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve}, A_s} \begin{bmatrix} 2.9325997829439012462 \\ 30.632097346450359888 \end{bmatrix}$$

$$A_s = \begin{bmatrix} 2.933 \\ 30.632 \end{bmatrix}$$

$$A_s := 2.933 \text{ in}^2$$

Chequeo de acero m3nimo

$$A_{s1} := \frac{3 \cdot \sqrt{4000}}{60000} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.469 \text{ in}^2$$

$$A_{s2} := \frac{200 \text{ psi}}{f_y} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.548 \text{ in}^2$$

$$A_s > A_{s1} = 1$$

$$A_s > A_{s2} = 1$$

Chequeo de deformaciones Unitarias

$$\beta_1 := 0.85$$

$$d := (h - rec) = 0.749 \text{ m}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 3.287 \text{ in}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.867 \text{ in}$$

$$\epsilon_s := \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003 = 0.02$$

$$\epsilon_s > 0.005 = 1$$

Evaluaci3n por flexi3n positiva

$$M_{max_{HP}} = 302.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_n := \frac{M_{max_{HP}}}{\text{lb} \cdot \text{in}} = 2.679 \cdot 10^6 \quad \text{Momento de dise\~{n}o}$$

Asumiendo una deformaci3n unitaria mayor que 0.005, $\phi = 0.9$

$$f_y = 60000 \quad f_c = 4000 \quad d = \frac{h - rec}{2} = 37.438 \quad b = \frac{h}{17} = 17.777$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$A_s := M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve}, A_s} \begin{bmatrix} 1.8055510332685517419 \\ 24.516394943956743411 \end{bmatrix}$$

$$A_s = \begin{bmatrix} 1.806 \\ 24.516 \end{bmatrix}$$

$$A_s := 1.806 \text{ in}^2$$

Chequeo de acero mínimo

$$As1 := \frac{3 \cdot \sqrt{4000}}{60000} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.469 \text{ in}^2$$

$$As2 := \frac{200 \text{ psi}}{fy} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.548 \text{ in}^2$$

$$As > As1 = 1$$

$$As > As2 = 1$$

Chequeo de deformaciones

$$\beta_1 := 0.85$$

$$d := (h - rec) = 0.749 \text{ m}$$

$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = 2.024 \text{ in}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.381 \text{ in}$$

$$\epsilon_s := \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003 = 0.034$$

$$\epsilon_s > 0.005 = 1$$

Chequeo por Cortante

$$V_{max} := R1_H = 67.973 \text{ kip}$$

$$\phi := 0.75$$

$$A_v := 0.11 \text{ in}^2$$

Según el código ACI 318-14

Capacidad a cortante de concreto

$$V_c := (2 \cdot \sqrt{4000} \cdot b \cdot d) \cdot \frac{\text{lb}f}{\text{in}^2} = 58.756 \text{ kip}$$

$$V_u := \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = 22.033 \text{ kip}$$

$R := \text{if}(V_u \leq V_{max}, \text{"Se requieren estribos"}, \text{"No se requiere estribos"})$

$$R = \text{"Se requieren estribos"}$$

Capacidad a cortante del acero

$$V_s := \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} = -29.378 \text{ kip} \quad \text{Debido a obtener un resultado negativo, se realiza lo siguiente}$$

$$V_t := 4 \cdot \sqrt{4000} \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = (1.175 \cdot 10^5) \text{ kip} \quad \text{Limite cortante según código}$$

Separación según el acero mínimo y limite permitido por el código ACI 318-14

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot 60000}{\phi \cdot \sqrt{4000} \cdot b} = 17.671 \text{ in}$$

$$S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot 60000}{50 \cdot b} = 16.764 \text{ in}$$

$$S_3 := \frac{d}{2} = 14.748 \text{ in}$$

$$S_4 := 24 \text{ in}$$

$$S := \min(S_1, S_2, S_3, S_4) = 14.748 \text{ in}$$

Etabs		Parámetros de Cortante										Selección de acero											
Nivel	Viga	L	fy	fc	b	h	d	Corte Izq	Corte Der	VS1	VS2	Vsmax	Ve	Vc	Vu	Vs	Av/s	No	AV	S	Patas	Av/s	
		m	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	cm	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	cm ²	#	cm	cm	#	cm ²		
-3	B163	700	4900	350	35	70	64.92	22.64961	22.64961	17.63	16.01	17.63	40.27	22.33	40.27	44.39	16.36	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-3	B71	700	4900	350	35	70	64.92	23.36746	23.36746	17.63	13.34	17.63	43.50	22.33	43.50	49.97	13.33	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-3	B79	700	4900	350	35	70	64.92	26.35765	26.35765	17.63	16.01	17.63	44.02	22.33	44.02	50.84	13.64	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-2	B163	700	4900	350	35	70	64.92	20.51167	20.51167	17.63	16.01	17.63	38.44	22.33	38.44	41.54	13.34	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-2	B71	700	4900	350	35	70	64.92	23.99691	23.99691	17.63	13.34	17.63	43.33	22.33	43.33	50.02	13.34	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-2	B79	700	4900	350	35	70	64.92	26.35948	26.35948	17.63	16.01	17.63	44.22	22.33	44.22	51.17	13.77	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-1	B163	700	4900	350	35	70	64.92	21.51159	21.51159	17.63	16.01	17.63	39.45	22.33	39.45	43.22	13.65	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-1	B71	700	4900	350	35	70	64.92	23.90689	23.90689	17.63	13.34	17.63	43.33	22.33	43.33	50.02	13.33	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
-1	B79	700	4900	350	35	70	64.92	26.34732	26.34732	17.63	16.01	17.63	44.15	22.33	44.15	51.10	13.74	5	1.98	11.00	3	3400	TRUE
1	B163	300	4900	350	35	70	64.92	10.53388	10.53388	23.41	16.07	23.41	34.24	22.33	34.24	37.07	20.93	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
1	B71	300	4900	350	35	70	64.92	22.99646	22.99646	17.63	13.34	17.63	40.63	22.33	40.63	45.19	16.37	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
1	B79	300	4900	350	35	70	64.92	11.17999	11.17999	23.41	16.07	23.41	34.39	22.33	34.39	37.65	21.14	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
2	B163	300	4900	350	35	70	64.92	10.53388	10.53388	23.41	16.07	23.41	34.24	22.33	34.24	37.07	20.93	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
2	B71	300	4900	350	35	70	64.92	22.96943	22.96943	17.63	13.34	17.63	40.50	22.33	40.50	44.97	16.49	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
2	B79	300	4900	350	35	70	64.92	11.1773	11.1773	23.41	16.07	23.41	34.69	22.33	34.69	37.82	21.20	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
3	B163	300	4900	350	35	70	64.92	10.50404	10.50404	23.41	16.07	23.41	34.21	22.33	34.21	37.02	20.91	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
3	B71	300	4900	350	35	70	64.92	22.84546	22.84546	17.63	13.34	17.63	40.45	22.33	40.45	44.93	16.45	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
3	B79	300	4900	350	35	70	64.92	11.24965	11.24965	23.41	16.07	23.41	34.66	22.33	34.66	37.77	21.19	5	1.98	11.00	2	3600	TRUE
4	B163	300	4900	350	35	70	64.92	10.50463	10.50463	23.12	16.12	23.12	33.92	22.33	33.92	36.54	20.74	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
4	B71	300	4900	350	35	70	64.92	22.53125	22.53125	17.34	13.05	17.34	40.17	22.33	40.17	44.42	16.29	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
4	B79	300	4900	350	35	70	64.92	11.24639	11.24639	23.12	16.12	23.12	34.37	22.33	34.37	37.28	21.01	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
5	B163	300	4900	350	35	70	64.92	10.7459	10.7459	23.12	16.12	23.12	33.87	22.33	33.87	36.45	20.70	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
5	B71	300	4900	350	35	70	64.92	22.82323	22.82323	17.34	13.05	17.34	40.17	22.33	40.17	44.41	16.29	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
5	B79	300	4900	350	35	70	64.92	11.19778	11.19778	23.12	16.12	23.12	34.32	22.33	34.32	37.19	20.96	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
6	B163	300	4900	350	35	70	64.92	10.7459	10.7459	23.12	16.12	23.12	33.87	22.33	33.87	36.45	20.70	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
6	B71	300	4900	350	35	70	64.92	22.837	22.837	17.34	13.05	17.34	40.15	22.33	40.15	44.43	16.30	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE
6	B79	300	4900	350	35	70	64.92	11.13832	11.13832	23.12	16.12	23.12	34.26	22.33	34.26	37.10	20.94	5	1.98	9.00	1	2200	TRUE

Diseño de Vigas Secundarias ACI 318-14

1. Datos Iniciales:

Características del elemento

$\gamma_c := 150 \frac{lb}{ft^3}$	Peso específico	$L := 6 \text{ m}$	Luz entre apoyos
$e_c := 12 \text{ cm}$	Espesor losa	$B_{viga} := 25 \text{ cm}$	Base de la viga
$L_b := 2 \text{ m}$	Longitud lado corto	$H_{viga} := 60 \text{ cm}$	Altura de la viga
$At := L_b = 2 \text{ m}$	Ancho tributario	$A_{viga} := H_{viga} \cdot B_{viga} = 232.5 \text{ in}^2$	Área

$P_{losa} := At \cdot e_c \cdot \gamma_c = 0.388 \frac{kip}{ft}$ PESO DE LA LOSA

$P_{viga} := A_{viga} \cdot \gamma_c = 0.242 \frac{kip}{ft}$ PESO PROPIO DE LA VIGA

$SC_w := 60 \text{ psf}$ $SC_L := 40 \text{ psf}$

$DL := SC_w \cdot At + P_{losa} + P_{viga} = 1.023 \frac{kip}{ft}$ DL: COMBINACIÓN DE CARGAS MUERTAS EN NIVELES DE HABITACIONES

$LL := SC_L \cdot At = 0.262 \frac{kip}{ft}$ LL: COMBINACIÓN DE CARGAS VIVAS EN NIVELES DE HABITACIONES

Combinaciones de cargas gravitacionales según ACI 318-14

$Wu_1 := 1.4 (DL) = 1.433 \frac{kip}{ft}$ $Wu_2 := 1.2 (DL) + 1.6 (LL) = 1.648 \frac{kip}{ft}$

Determinación de cargas últimas

$$M_{max_H} := \frac{W_{u_H} \cdot L^2}{12} = 53.217 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{max_{HP}} := \frac{W_{u_H} \cdot L^2}{24} = 26.609 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$R1_H := \frac{W_{u_H} \cdot L}{2} = 16.221 \text{ kip} \quad R2_H := R1_H$$

Momento flector positivo y negativo

$$M_{max_H} = 72.153 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max_{HP}} = 36.076 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Corte critico

$$R1_H = 72.153 \text{ kN}$$

$$R2_H = 72.153 \text{ kN}$$

Dimensiones

$$b := 25 \text{ cm} \quad h := 60 \text{ cm} \quad rec := 2 \text{ in} \quad f_y := 60 \text{ ksi} \quad f'_c := 4 \text{ ksi} \quad \phi := 0.90$$

Evaluación por flexión negativa

$$M_{max_H} = 638.607 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad M_n := \frac{M_{max_H}}{bf \cdot in} = 6.386 \cdot 10^5 \quad \text{Momento de diseño}$$

Asumiendo una deformación unitaria mayor que 0.005, $\phi = 0.9$

$$f_y = 60000 \quad f'_c = 4000 \quad d = \frac{h - rec}{in} = 21.623 \quad h = \frac{h}{in} = 9.333$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$As := Mn = \phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve}, As} \begin{bmatrix} 0.57429304565506691372 \\ 11.485247740093171605 \end{bmatrix}$$

$$As = \begin{bmatrix} 0.574 \\ 11.485 \end{bmatrix}$$

$$As := 0.574 \text{ in}^2$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad rec = 2 \text{ in} \quad f_y = 60 \text{ ksi} \quad f'_c = 4 \text{ ksi}$$

Chequeo de acero mínimo

$$As1 := \frac{3 \cdot \sqrt{4000}}{60000} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.469 \text{ in}^2$$

$$As2 := \frac{200 \text{ psi}}{fy} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.548 \text{ in}^2$$

$$As > As1 = 0$$

$$As > As2 = 0$$

$$As := 1.548 \text{ in}^2$$

Chequeo de deformaciones Unitarias

$$\beta_1 := 0.85 \quad d := (h - rec) = 0.749 \text{ m}$$
$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.735 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.041 \text{ in} \quad \epsilon_s := \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003 = 0.04$$

$$\epsilon_s > 0.005 = 1$$

Evaluación por flexión positiva

$$M_{maxHP} = 36.076 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Mn := \frac{M_{maxHP}}{lbf \cdot in} = 3.193 \cdot 10^5 \quad \text{Momento de diseño}$$

Asumiendo una deformación unitaria mayor que 0.005, $\phi = 0.9$

$$fy = 60000 \quad f'c = 4000 \quad d = \frac{h - rec}{in} = 29.449 \quad a = \frac{a}{in} = 15.1749$$
$$Mu = \phi Mn$$

$$As := Mn = \phi \cdot As_p \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As_p \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve}, As_p} \begin{bmatrix} 0.20201887637107137479 \\ 26.119927100854223779 \end{bmatrix}$$

$$As = \begin{bmatrix} 0.202 \\ 26.12 \end{bmatrix}$$

$$As := 0.202 \text{ in}^2$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad As = 20 \text{ cm}^2 \quad rec = 2 \text{ in} \quad fy = 60 \text{ ksi} \quad f'c = 4 \text{ ksi} \quad \phi = 0.90$$

Chequeo de acero mínimo

$$As1 := \frac{3 \cdot \sqrt{4000}}{60000} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.469 \text{ in}^2 \quad As2 := \frac{200 \text{ psi}}{fy} \cdot b \cdot (h - rec) = 1.548 \text{ in}^2$$

$$As > As1 = 0$$

$$As > As2 = 0$$

$$As := 1.548 \text{ in}^2$$

Chequeo de deformaciones

$$\beta_1 := 0.85 \quad d := (h - rec) = 0.749 \text{ m}$$
$$a := \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.735 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.041 \text{ in} \quad \epsilon_s := \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003 = 0.04$$

$$\epsilon_s > 0.005 = 1$$

Chequeo por Cortante

$$V_{max} := R1_H = 16.221 \text{ kip} \quad \phi := 0.75 \quad Av := 0.11 \text{ in}^2 \quad \text{Según el código ACI318-14}$$

Capacidad a cortante de concreto

$$V_c := \left(2 \cdot \sqrt{4000} \cdot b \cdot d \right) \cdot \frac{lbf}{in^2} = 58.756 \text{ kip} \quad V_u := \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = 22.033 \text{ kip}$$

$$R := \text{if}(V_u \leq V_{max}, \text{"Se requieren estribos"}, \text{"No se requiere estribos"})$$

$$R = \text{"No se requiere estribos"}$$

Capacidad a cortante del acero

$$V_s := \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} = -29.378 \text{ kip} \quad \text{Debido a obtener un resultado negativo, se realiza lo siguiente}$$

$$V_t := 4 \cdot \sqrt{4000} \cdot b \cdot d \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = (1.175 \cdot 10^5) \text{ kip} \quad \text{Limite cortante según código}$$

Separación según el acero mínimo y limite permitido por el código ACI 318-14

$$S_1 := \frac{2 \cdot A_v \cdot 60000}{\phi \cdot \sqrt{4000} \cdot b} = 17.671 \text{ in} \quad S_2 := \frac{2 \cdot A_v \cdot 60000}{50 \cdot b} = 16.764 \text{ in} \quad S_3 := \frac{d}{2} = 14.748 \text{ in} \quad S_4 := 24 \text{ in}$$
$$S := \min(S_1, S_2, S_3, S_4) = 14.748 \text{ in}$$

Diseño de Losas ACI 318-14

Dimensiones y propiedades de la losa

$$b_{losa} := 1 \text{ ft} \quad \gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} \quad f'_c := 4 \text{ ksi} \quad f_y := 60 \text{ ksi}$$
$$h_{losa} := 0.12 \text{ m} \quad rec := \frac{3}{4} \text{ in} \quad \phi_s := 0.375 \text{ in}$$
$$PP_{losa} := h_{losa} \cdot b_{losa} \cdot \gamma_c = 0.862 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad SC_w := 60 \text{ psf} \quad SC_L := 40 \text{ psf}$$
$$L_{losa} := 6 \text{ m}$$

El diseño que se realizará es valido para losas en una dirección, por eso se tiene que hacer la comprobación $\frac{b_{losa}}{L_{losa}} \leq 0.5$, para que nuestro diseño sea valido

$$\frac{b_{losa}}{L_{losa}} \leq 0.5 = 1$$

Chequeo del espesor mínimo

$$Esp_{min1} := \frac{b_{losa}}{24} = 1.27 \text{ cm} \quad Esp_{min2} := \frac{b_{losa}}{28} = 1.089 \text{ cm}$$

Como el espesor de la losa es de 13.5cm y esto es mayor a los chequeos para evitar el calculo de deflexiones, estas no se calculan

Combinaciones de cargas gravitacionales según ACI 318-14

$$Wu1 := 1.4 \cdot (PP_{losa}) = 1.207 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$
$$Wu2 := 1.2 \cdot (PP_{losa} + (SC_w \cdot b_{losa})) + 1.6 \cdot (SC_L \cdot b_{losa}) = 3.019 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Evaluación por flexión positiva

$$Mmáx := \frac{Wu \cdot L_{losa}^2}{24} = 3.34 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad Mmáx = 40080.395 \text{ lbf} \cdot \text{in}$$

Área de acero

Suponiendo: $\epsilon_s > 0.005$. Entonces: $\phi = 0.90$

Debido a la incompatibilidad de `mathcad` respecto a las unidades en ecuaciones cuadráticas, se definen nuevamente los datos de la losa

$$\phi := 0.90 \quad \text{Adimensional}$$

$$b := 12 \quad \text{in}$$

$$f_y := 60000 \quad \text{psi}$$

$$d := 4.77 \quad \text{in}$$

$$f'_c := 4000 \quad \text{psi}$$

$$M_u := 40080.395 \quad \text{lbf} \cdot \text{in}$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = \phi \cdot A_{sp} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{sp} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve}, A_{sp}} \begin{bmatrix} 0.15952659140064734586 \\ 6.3276734085993526541 \end{bmatrix}$$

$$A_{sp} := 0.03790 \text{ in}^2$$

Área de acero requerida según momento flector

Chequeo de acero mínimo

$$\rho_{min} := 0.0033$$

$$d := h_{losa} - rec - \frac{\phi_3}{2} = 3.787 \text{ in}$$

$$A_{s_{min1}} := \rho_{min} \cdot b_{losa} \cdot d = 0.15 \text{ in}^2$$

$$A_{s_{min2}} := \frac{3 \cdot \sqrt{4000 \cdot \text{psi}}}{60000 \text{ psi}} \cdot b_{losa} \cdot h_{losa} = 0.179 \text{ in}^2$$

$$A_{s_{min3}} := \frac{200 \text{ psi}}{60000 \text{ psi}} \cdot b_{losa} \cdot h_{losa} = 0.189 \text{ in}^2$$

$$A_{s_{min}} := \min(A_{s_{min1}}, A_{s_{min2}}, A_{s_{min3}}) = 0.15 \text{ in}^2$$

if ($A_{sp} \geq A_{s_{min}}$, "Cumple", "Usar acero mínimo") = "Usar acero mínimo"

$$A_s := 0.20 \text{ in}^2$$

$$Sep := 15 \text{ in}$$

Varillas estándar #4 @ 15 in

$$A_s := 0.20 \text{ in}^2$$

$$Sep := 15 \text{ in} \quad \text{Varillas estándar \#4 @ 15 in}$$

Chequeo de deformaciones unitarias $\epsilon_t > 0.005$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{losa}} = 0.029 \text{ in}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.035 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \frac{0.003}{c} \cdot d - 0.003 = 0.325 > 0.005, \text{ por lo tanto cumple}$$

Chequeo de separación propuesta

$$Sep_1 := 18 \text{ in} \quad Sep_2 := 5 \cdot h_{losa} \quad \text{Según ACI 318-14}$$

$$Sep_{max} := \min(Sep_1, Sep_2) = 18 \text{ in}$$

Ya que la separación máxima obtenida es de 18 in y es mayor a la propuesta, se puede utilizar la separación propuesta de 15 in

Chequeo de separación propuesta

$$Sep_1 := 18 \text{ in} \quad Sep_2 := 5 \cdot h_{losa} \quad \text{Según ACI 318-14}$$

$$Sep_{max} := \min(Sep_1, Sep_2) = 18 \text{ in}$$

Ya que la separación máxima obtenida es de 18 in y es mayor a la propuesta, se puede utilizar la separación propuesta de 15 in

Evaluación por flexión negativa

$$M_{máx2} := \frac{W_u \cdot L_{losa}^2}{12} = 6.68 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad M_{máx2} = (8.016 \cdot 10^4) \text{ lbf} \cdot \text{in}$$

Área de acero

Suponiendo: $\epsilon_s > 0.005$. Entonces: $\phi = 0.90$

Debido a la incompatibilidad de `mathcad` respecto a las unidades en ecuaciones cuadráticas, se definen nuevamente los datos de la losa

$$\phi := 0.90 \quad \text{Adimensional}$$

$$b := 12 \text{ in}$$

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

$$d := 4.315 \text{ in}$$

$$f'_c := 4000 \text{ psi}$$

$$M_u := 80160 \text{ lbf} \cdot \text{in}$$

$$Mu = \phi M_N$$

$$Mu = \phi \cdot Asp2 \cdot fy \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{Asp2 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve}, Asp2} \begin{bmatrix} 0.36696701572382496869 \\ 5.5014329842761750313 \end{bmatrix}$$

$$Asp2 := 0.0832 \text{ in}^2$$

Area de acero requerida según momento flector

Chequeo de acero mínimo

$$\rho_{min} := 0.0033$$

$$d := h_{losa} - rec - \frac{\phi_3}{2} = 3.787 \text{ in}$$

$$As_{min1} := \rho_{min} \cdot b_{losa} \cdot d = 0.15 \text{ in}^2$$

$$As_{min2} := \frac{3 \cdot \sqrt{4000 \cdot psi}}{60000 \text{ psi}} \cdot b_{losa} \cdot h_{losa} = 0.179 \text{ in}^2$$

$$As_{min3} := \frac{200 \text{ psi}}{60000 \text{ psi}} \cdot b_{losa} \cdot h_{losa} = 0.189 \text{ in}^2$$

$$As_{min} := \min(As_{min1}, As_{min2}, As_{min3}) = 0.15 \text{ in}^2$$

if ($Asp \geq As_{min}$, "Cumple", "Usar acero mínimo") = "Usar acero mínimo"

$$Asp2 := 0.20 \text{ in}^2$$

$$Sep := 15 \text{ in}$$

Varillas estándar #4 @ 15 in

Chequeo de deformaciones unitarias $\epsilon_t > 0.005$

$$a := \frac{Asp2 \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{losa}} = 0.294 \text{ in}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.346 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \frac{0.003}{c} \cdot d - 0.003 = 0.03 > 0.005, \text{ por lo tanto cumple}$$

Chequeo de separación propuesta

$$Sep_1 := 18 \text{ in}$$

$$Sep_2 := 5 \cdot h_{losa}$$

Según ACI 318-14

$$Sep_{max} := \min(Sep_1, Sep_2) = 18 \text{ in}$$

Ya que la separación máxima obtenida es de 18in y es mayor a la propuesta, se puede utilizar la separación propuesta de 15in

Chequeo por Fraguado y Temperatura

$$As_{temp2} := 0.0014 \cdot b_{losa} \cdot 0.135 \text{ m} = 0.089 \text{ in}^2$$

$$As_{temp1} := \frac{0.0018 \cdot f'c}{fy} \cdot b_{losa} \cdot 0.135 \text{ m} = 0.008 \text{ in}^2$$

$$As_{temp} := \max(As_{temp1}, As_{temp2}) = 0.089 \text{ in}^2$$

Usar varillas #3 a 15cm

$$Sep_1 := 18 \text{ in}$$

$$Sep_2 := 5 \cdot h_{losa}$$

$$Sep_{max} := \min(Sep_1, Sep_2) = 18 \text{ in}$$

Ya que la separación máxima obtenida es de 18in y es mayor a la propuesta, se puede utilizar la separación propuesta de 15in

EDIFICIO SIN DISPOSITIVOS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	2.216	0	0.7426	0	0.000	0.743	0	0.266	0	0	0.266	0.000	0.000
Modal	2	2.216	0.7426	0	0	0.743	0.743	0	0	0.266	0	0.266	0.266	0.000
Modal	3	1.812	0	0	0	0.743	0.743	0	0	0	0.7398	0.266	0.266	0.740
Modal	4	0.746	0	0.1073	0	0.743	0.850	0	0.3971	0	0	0.663	0.266	0.740
Modal	5	0.746	0.1073	0	0	0.850	0.850	0	0	0.3972	0	0.663	0.663	0.740
Modal	6	0.628	0	0	0	0.850	0.850	0	0	0	0.1078	0.663	0.663	0.848
Modal	7	0.422	0	0.0432	0	0.850	0.893	0	0.0639	0	0	0.727	0.663	0.848
Modal	8	0.422	0.0432	0	0	0.893	0.893	0	0	0.0639	0	0.727	0.727	0.848
Modal	9	0.364	0	0	0	0.893	0.893	0	0	0	0.0452	0.727	0.727	0.893
Modal	10	0.278	0	0.0264	0	0.893	0.920	0	0.0712	0	0	0.798	0.727	0.893
Modal	11	0.278	0.0264	0	0	0.920	0.920	0	0	0.0712	0	0.798	0.798	0.893
Modal	12	0.239	0	0	0	0.920	0.920	0	0	0	0.0262	0.798	0.798	0.919
Modal	13	0.199	0	0.018	0	0.920	0.937	0	0.037	0	0	0.835	0.798	0.919
Modal	14	0.199	0.018	0	0	0.937	0.937	0	0	0.037	0	0.835	0.835	0.919
Modal	15	0.172	0	0	0	0.937	0.937	0	0	0	0.0178	0.835	0.835	0.937
Modal	16	0.151	0	0.0114	0	0.937	0.949	0	0.0317	0	0	0.867	0.835	0.937
Modal	17	0.151	0.0114	0	0	0.949	0.949	0	0	0.0317	0	0.867	0.867	0.937
Modal	18	0.131	0	0	0	0.949	0.949	0	0	0	0.0116	0.867	0.867	0.949
Modal	19	0.117	0	0.0095	0	0.949	0.958	0	0.0218	0	0	0.889	0.867	0.949
Modal	20	0.117	0.0095	0	0	0.958	0.958	0	0	0.0218	0	0.889	0.889	0.949
Modal	21	0.093	0	0.0078	0	0.958	0.966	0	0.0207	0	0	0.910	0.889	0.949
Modal	22	0.093	0.0078	0	0	0.966	0.966	0	0	0.0207	0	0.910	0.910	0.949
Modal	23	0.077	0	0.0063	0	0.966	0.972	0	0.0157	0	0	0.925	0.910	0.949
Modal	24	0.077	0.0063	0	0	0.972	0.972	0	0	0.0157	4.234E-06	0.925	0.925	0.949
Modal	25	0.075	5.674E-06	0	0	0.972	0.972	0	0	0.00001846	0.0082	0.925	0.925	0.957
Modal	26	0.063	0	0.0048	0	0.972	0.977	0	0.0128	0	0	0.938	0.925	0.957
Modal	27	0.063	0.0048	0	0	0.977	0.977	0	0	0.0128	6.763E-06	0.938	0.938	0.957
Modal	28	0.054	0	0.0035	0	0.977	0.981	0	0.0089	0	0	0.947	0.938	0.957
Modal	29	0.053	0.0038	0	0	0.981	0.981	0	0	0.0097	0.00004076	0.947	0.948	0.957
Modal	30	0.046	0	0.004	0	0.981	0.985	0	0.0108	0	0	0.958	0.948	0.957
Modal	31	0.045	0.0051	0	0	0.986	0.985	0	1.27E-06	0.0138	0.0001	0.958	0.962	0.957
Modal	32	0.041	4.811E-06	0.002	0	0.986	0.987	0	0.0054	0.00001295	0	0.963	0.962	0.957
Modal	33	0.037	0.0001	0.0029	0	0.986	0.989	0	0.0078	0.0003	1.883E-06	0.971	0.962	0.957
Modal	34	0.036	0.0049	0.0001	0	0.991	0.990	0	0.0002	0.0131	0.0001	0.971	0.975	0.957
Modal	35	0.031	0.00002767	0.0031	0	0.991	0.993	0	0.0085	0.0001	0	0.980	0.975	0.957
Modal	36	0.027	0.0053	0.0002	0	0.996	0.993	0	0.0005	0.0146	0.0001	0.980	0.990	0.957

TABLE: Story Accelerations

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
					m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
20	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.7823	0.5349	0.0734	0.063	0.207	0.001
19	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.5724	0.4719	0.0715	0.057	0.185	0.001
18	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.4395	0.4326	0.0675	0.055	0.181	0.002
17	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3523	0.4063	0.0636	0.053	0.178	0.0002326
16	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.2845	0.3858	0.0598	0.054	0.176	0.001
15	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.215	0.365	0.054	0.048	0.152	0.001
14	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.152	0.3464	0.0507	0.043	0.144	0.0002699
13	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1384	0.3417	0.0473	0.043	0.136	0.001
12	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1336	0.3406	0.0444	0.043	0.137	0.001
11	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1329	0.3405	0.0415	0.043	0.143	0.0001007
10	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1388	0.3419	0.0384	0.043	0.14	0.001
9	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1362	0.3415	0.0361	0.045	0.145	0.001
8	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1203	0.3366	0.0341	0.046	0.148	0.0002023
7	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0728	0.3223	0.0318	0.045	0.141	0.001
6	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0042	0.3025	0.0282	0.041	0.134	0.001
5	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.9445	0.2839	0.0269	0.04	0.14	0.001
4	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.8686	0.2598	0.0255	0.04	0.137	0.0003516
3	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.7494	0.2232	0.0247	0.04	0.137	0.001
2	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.5673	0.169	0.0251	0.042	0.145	0.001
1	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.3521	0.1018	0.0211	0.036	0.12	0.001
Base	Sismo X	LinRespSpec	Max		0	0	0	0	0	0

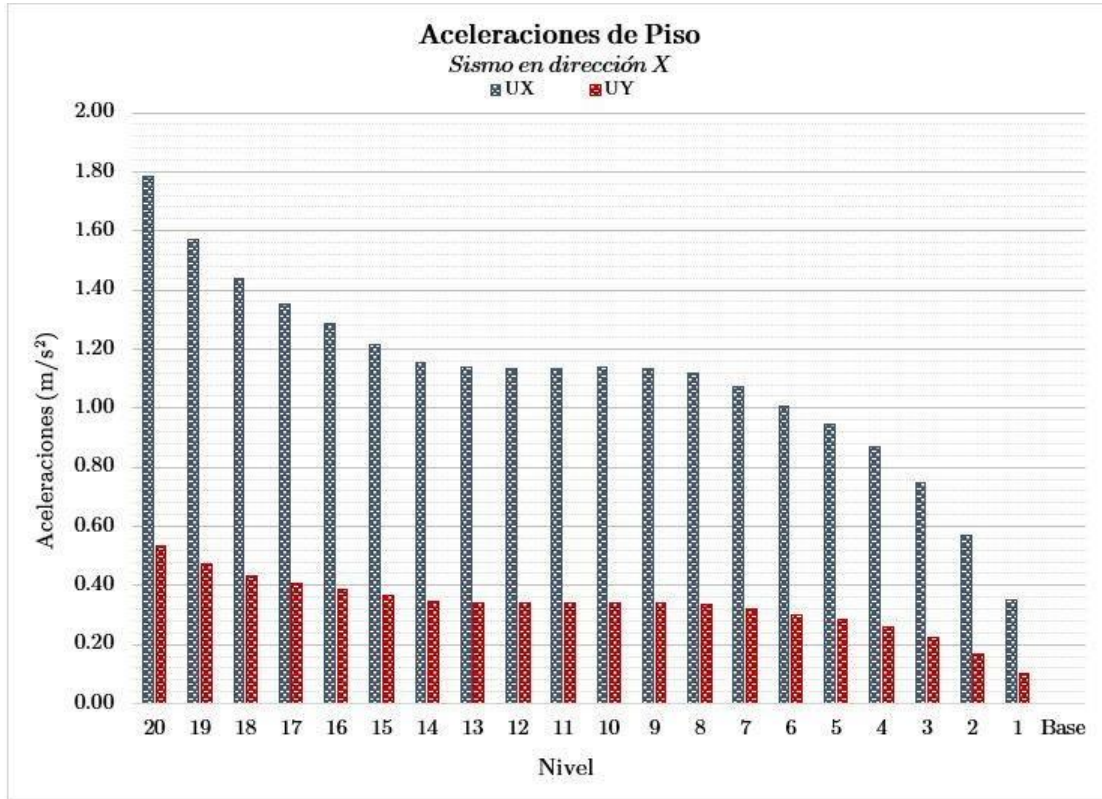


TABLE: Story Accelerations

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
					m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
20	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.5348	1.7823	0.1003	0.208	0.062	0.0004458
19	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.4718	1.5729	0.0983	0.187	0.056	0.0002212
18	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.432	1.4403	0.0904	0.182	0.054	0.0004962
17	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.4058	1.3543	0.0895	0.176	0.053	7.829E-05
16	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3854	1.2845	0.0968	0.178	0.053	0.0004553
15	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3646	1.2156	0.0876	0.159	0.046	0.0003642
14	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3457	1.1543	0.0824	0.143	0.043	8.561E-05
13	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3416	1.1376	0.0795	0.141	0.041	0.000391
12	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3402	1.1344	0.0783	0.14	0.041	0.0003339
11	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.34	1.1348	0.0782	0.142	0.043	3.955E-05
10	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3418	1.1379	0.0792	0.144	0.042	0.0003674
9	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.341	1.137	0.079	0.144	0.042	0.0003674
8	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3363	1.1213	0.0833	0.148	0.045	7.003E-05
7	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.322	1.0725	0.085	0.146	0.043	0.0002742
6	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.3015	1.0058	0.0776	0.134	0.041	0.0003555
5	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.2836	0.9454	0.077	0.132	0.042	0.000192
4	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.2609	0.8651	0.0764	0.131	0.042	0.0001086
3	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.2252	0.7421	0.0776	0.132	0.041	0.0003369
2	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.1704	0.561	0.0806	0.138	0.044	0.0003444
1	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0.1067	0.335	0.0693	0.118	0.036	0.0001577
Base	Sismo Y	LinRespSpec	Max		0	0	0	0	0	0

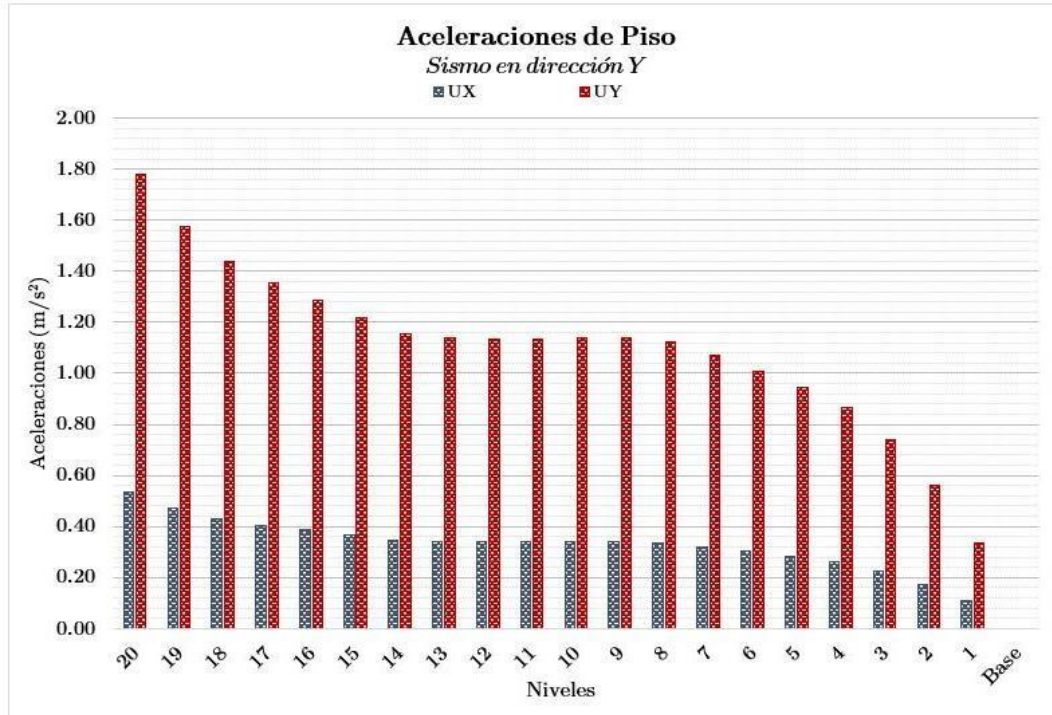
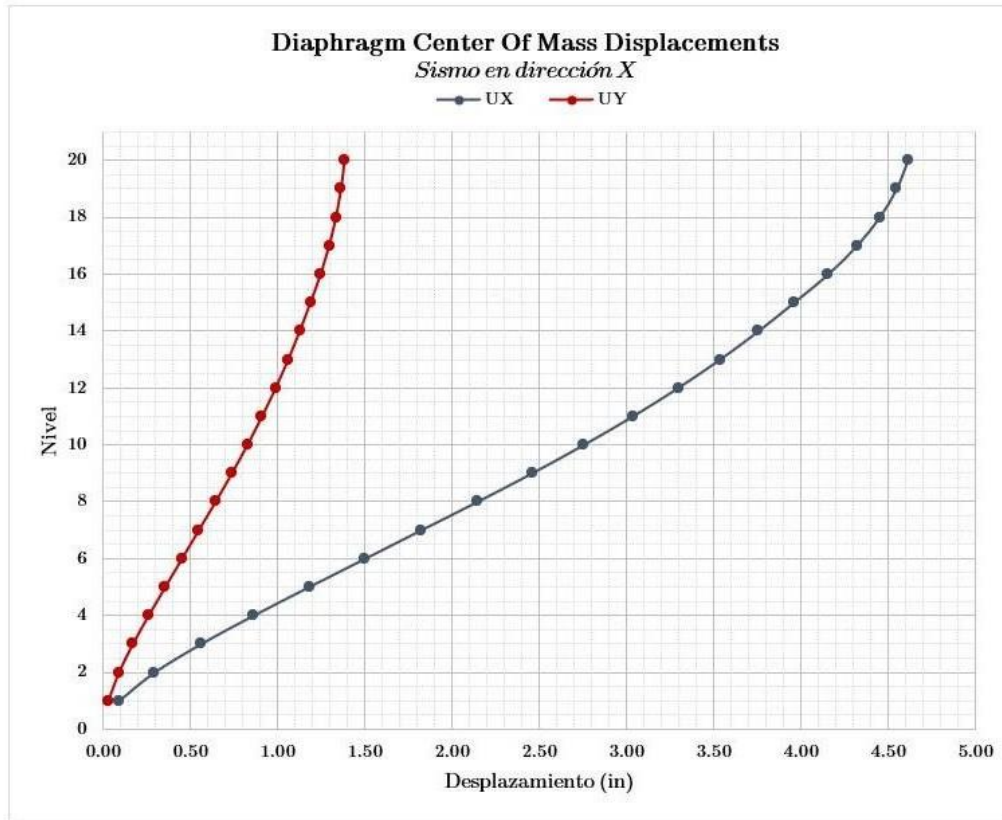


TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
						in	in	rad		in	in	in
20	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.611775	1.383811	0.000898	526	472.441	472.441	2362.205
19	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.547222	1.364439	0.000884	527	472.441	472.441	2244.094
18	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.451232	1.335635	0.000863	528	472.441	472.441	2125.984
17	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.320897	1.296525	0.000833	529	472.441	472.441	2007.874
16	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.157085	1.247369	0.000796	530	472.441	472.441	1889.764
15	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.960605	1.188411	0.000754	531	472.441	472.441	1771.654
14	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.75729	1.127401	0.000712	532	472.441	472.441	1653.543
13	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.536784	1.061234	0.000667	533	472.441	472.441	1535.433
12	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.296531	0.989141	0.000619	534	472.441	472.441	1417.323
11	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.036178	0.911017	0.000568	535	472.441	472.441	1299.213
10	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.75653	0.827104	0.000513	536	472.441	472.441	1181.102
9	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.459234	0.737896	0.000455	537	472.441	472.441	1062.992
8	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.146945	0.644189	0.000396	538	472.441	472.441	944.882
7	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.824045	0.5473	0.000335	539	472.441	472.441	826.772
6	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.502583	0.450842	0.000276	540	472.441	472.441	708.661
5	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.180438	0.35418	0.000218	541	472.441	472.441	590.551
4	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.863528	0.25909	0.00016	542	472.441	472.441	472.441
3	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.562629	0.168807	0.000105	543	472.441	472.441	354.331
2	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.295708	0.08872	0.000056	544	472.441	472.441	236.22
1	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.092137	0.027643	0.000018	545	472.441	472.441	118.11



Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX in	UY in	RZ rad	Point	X in	Y in	Z in
20	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.38355	4.6127	0.0009	526	472.441	472.441	2362.21
19	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.36418	4.54813	0.00088	527	472.441	472.441	2244.09
18	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.33538	4.45212	0.00086	528	472.441	472.441	2125.98
17	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.29628	4.32175	0.00083	529	472.441	472.441	2007.87
16	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.24714	4.1579	0.0008	530	472.441	472.441	1889.76
15	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.18819	3.96137	0.00075	531	472.441	472.441	1771.65
14	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.1272	3.758	0.00071	532	472.441	472.441	1653.54
13	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		1.06105	3.53745	0.00067	533	472.441	472.441	1535.43
12	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.98897	3.29714	0.00062	534	472.441	472.441	1417.32
11	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.91086	3.03672	0.00057	535	472.441	472.441	1299.21
10	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.82697	2.75701	0.00051	536	472.441	472.441	1181.1
9	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.73778	2.45965	0.00046	537	472.441	472.441	1062.99
8	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.64409	2.1473	0.0004	538	472.441	472.441	944.882
7	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.54722	1.82433	0.00034	539	472.441	472.441	826.772
6	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.45078	1.50281	0.00028	540	472.441	472.441	708.661
5	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.35413	1.1806	0.00022	541	472.441	472.441	590.551
4	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.25906	0.86363	0.00016	542	472.441	472.441	472.441
3	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.16879	0.56269	0.00011	543	472.441	472.441	354.331
2	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.08871	0.29573	5.6E-05	544	472.441	472.441	236.22
1	D1	Sismo Y inicial	LinRespSpec	Max		0.02764	0.09214	1.8E-05	545	472.441	472.441	118.11

Diaphragm Center Of Mass Displacements

Sismo en dirección Y

—●— UX —●— UY

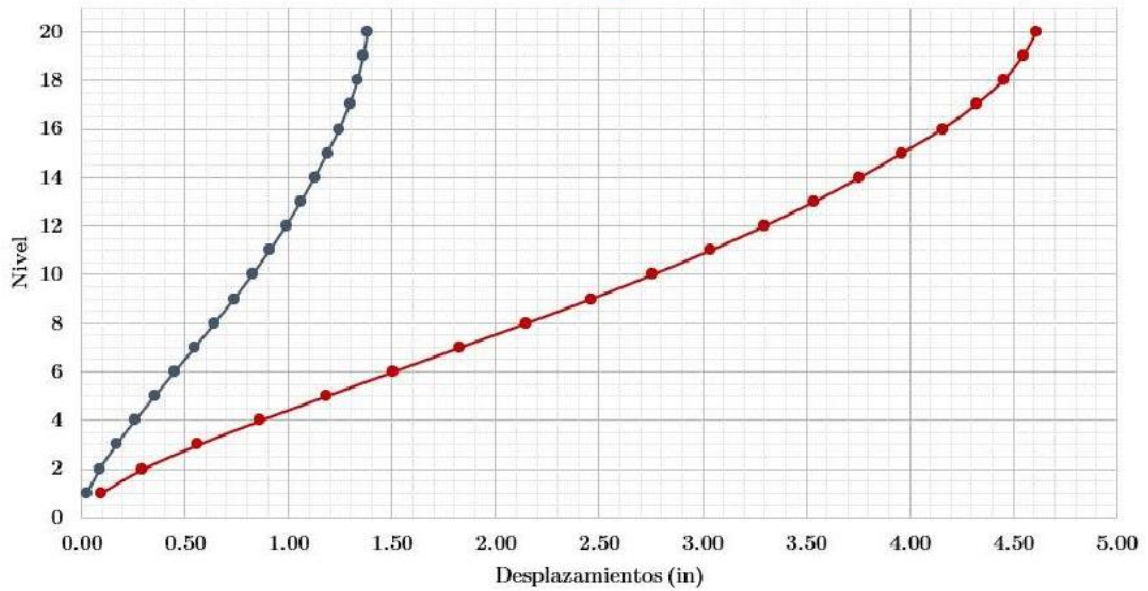
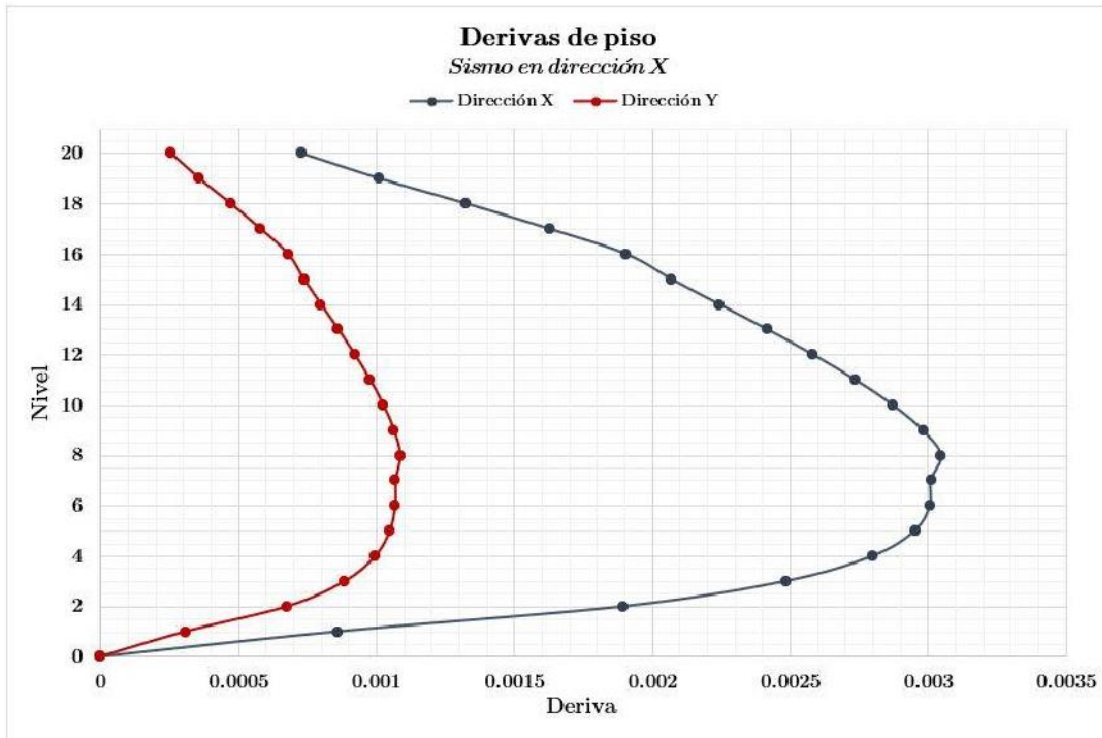


TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Nu	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
								in	in	in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.000728	5	944.88	944.88	2362.2
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00101	5	944.88	944.88	2244.1
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.001325	5	944.88	944.88	2126
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.001627	5	944.88	944.88	2007.9
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.001906	5	944.88	944.88	1889.8
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00207	5	944.88	944.88	1771.7
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002243	5	944.88	944.88	1653.5
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002418	5	944.88	944.88	1535.4
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002584	5	944.88	944.88	1417.3
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002737	5	944.88	944.88	1299.2
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002872	5	944.88	944.88	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002981	5	944.88	944.88	1063
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.003048	5	944.88	944.88	944.88
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.003011	5	944.88	944.88	826.77
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.003007	5	944.88	944.88	708.66
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002952	5	944.88	944.88	590.55
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.0028	5	944.88	944.88	472.44
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.002484	5	944.88	944.88	354.33
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.001897	5	944.88	944.88	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00086	5	944.88	944.88	118.11
0	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0	5	944.88	944.88	118.11

TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Nu Direction	Drift	Label	X	Y	Z
							in	in	in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000256	21	0	0	2362.2
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000358	21	0	0	2244.1
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000472	21	0	0	2126
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00058	21	0	0	2007.9
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00068	21	0	0	1889.8
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000737	21	0	0	1771.7
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000799	21	0	0	1653.5
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000862	21	0	0	1535.4
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000922	21	0	0	1417.3
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000977	21	0	0	1299.2
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.001025	1	0	944.88	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.001064	21	0	0	1063
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.001086	21	0	0	944.88
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00107	21	0	0	826.77
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.001068	21	0	0	708.66
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.001048	21	0	0	590.55
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000996	21	0	0	472.44
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000885	21	0	0	354.33
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000677	21	0	0	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000308	21	0	0	118.11
0	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0	21	0	0	0



Revisión de Derivas

NIVEL	Hnivel	Cd	Fac	Ic	h*Fac	Desplazamiento	Δ	δnivel	Δ ratio	
	ft				in	in	in	in		
20	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	5.05	0.07	0.32	0.18	OK
19	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.97	0.10	0.45	0.25	OK
18	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.87	0.13	0.59	0.33	OK
17	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.74	0.17	0.74	0.42	OK
16	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.57	0.20	0.89	0.50	OK
15	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.37	0.22	0.98	0.55	OK
14	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.15	0.24	1.08	0.61	OK
13	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.90	0.27	1.18	0.66	OK
12	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.63	0.29	1.27	0.72	OK
11	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.34	0.31	1.37	0.77	OK
10	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.03	0.33	1.45	0.82	OK
9	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.71	0.35	1.52	0.86	OK
8	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.36	0.36	1.57	0.88	OK
7	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.00	0.35	1.55	0.88	OK
6	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.65	0.35	1.56	0.88	OK
5	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.30	0.35	1.53	0.86	OK
4	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.95	0.33	1.45	0.82	OK
3	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.62	0.29	1.29	0.73	OK
2	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.33	0.22	0.99	0.56	OK
1	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.10	0.10	0.45	0.25	OK

DERIVAS							
X				Y			
LOC	MAX (in)	LOC	MIN (in)	LOC	MAX (in)	LOC	MIN (in)
1	5.05	11	4.63	1	5.05	3	4.63
1	4.97	11	4.56	1	4.97	3	4.56
1	4.87	11	4.47	1	4.87	3	4.47
1	4.74	11	4.34	1	4.74	3	4.34
1	4.57	11	4.19	1	4.57	3	4.19
1	4.37	11	4.01	1	4.37	3	4.01
1	4.15	11	3.81	1	4.15	3	3.81
1	3.90	11	3.58	1	3.90	3	3.58
1	3.63	11	3.34	1	3.63	3	3.34
1	3.34	11	3.07	1	3.34	3	3.07
1	3.03	11	2.79	1	3.03	3	2.79
1	2.71	11	2.49	1	2.71	3	2.49
1	2.36	11	2.17	1	2.36	3	2.17
1	2.00	11	1.84	1	2.00	3	1.84
1	1.65	11	1.52	1	1.65	3	1.52
1	1.30	11	1.19	1	1.30	3	1.19
1	0.95	11	0.87	1	0.95	3	0.87
1	0.62	11	0.57	1	0.62	3	0.57
1	0.33	11	0.30	1	0.33	3	0.30

DERIVAS			
X		Y	
MAX (in)	MIN (in)	MAX (in)	MIN (in)
5.05	4.63	5.05	4.63
4.97	4.56	4.97	4.56
4.87	4.47	4.87	4.47
4.74	4.34	4.74	4.34
4.57	4.19	4.57	4.19
4.37	4.01	4.37	4.01
4.15	3.81	4.15	3.81
3.90	3.58	3.90	3.58
3.63	3.34	3.63	3.34
3.34	3.07	3.34	3.07
3.03	2.79	3.03	2.79
2.71	2.49	2.71	2.49
2.36	2.17	2.36	2.17
2.00	1.84	2.00	1.84
1.65	1.52	1.65	1.52
1.30	1.19	1.30	1.19
0.95	0.87	0.95	0.87
0.62	0.57	0.62	0.57
0.33	0.30	0.33	0.30

Aislador PALL Fricción

Metodología Filiatrault y Cherry (1988)
CARGA OPTIMA DE DESLIZAMIENTO

1. Datos

$Nf := 20$ Número de pisos $n := 2$ Número de ejes con braces

$W := 15573.79 \text{ tonnef}$ Peso de participación $b := 1$ Número de braces por marco

$\gamma_i := \text{atan}\left(\frac{3 \text{ m}}{6 \text{ m}}\right) = 26.565^\circ$ Ángulo de inclinación de braces

$T_U := 2.216 \text{ s}$ Periodo sin braces

$T_b := 1.77 \text{ s}$ Periodo con braces

$T_g := 1.046 \text{ s}$ Periodo predominante de
excitación sísmica (Ts)

$ag = 0.381$ Aceleración pico PGA característico
(Zonificación de Guatemala)

$\frac{T_b}{T_U} = 0.799$ $\frac{T_g}{T_U} = 0.472$ $\frac{T_b}{T_u} = 0.40$ Idealización

$ag = 0.381$ Aceleración pico PGA característico
(Zonificación de Guatemala)

$\frac{T_b}{T_U} = 0.799$ $\frac{T_g}{T_U} = 0.472$ $\frac{T_b}{T_u} = 0.40$ Idealización

1.1. Calcular la rigidez del brace

Se propone el uso de un perfil I2x14, usualmente se utilizan miembros esbeltos, de modo que el dispositivo pueda funcionar fácilmente.

$$A := 0.0084 \text{ m}^2 \quad E := 29000000 \frac{\text{lbf}}{\text{in}^2} \quad L := \sqrt{(6 \text{ m})^2 + (3 \text{ m})^2} = 6.708 \text{ m}$$

$$S := \frac{A \cdot E}{0.8 \cdot L} = 31913.861 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

2. Calcular el valor de Q

$$Q := \text{if } \frac{T_g}{T_U} \leq 1 \left\| \frac{T_g}{T_U} \cdot \left((-1.24 \cdot Nf - 0.31) \cdot \frac{T_b}{T_U} + 1.04 \cdot Nf + 0.43 \right) \right. \\ \left. \text{else } \left\| \frac{T_b}{T_U} \cdot \left((0.01 \cdot Nf + 0.02) \cdot \frac{T_g}{T_U} - 1.25 \cdot Nf - 0.32 \right) + \frac{T_g}{T_U} \cdot (0.002 - 0.002 Nf) + 1.04 \cdot Nf + 0.42 \right. \right.$$

$$Q = 0.554$$

Factor Filiatrault and Cherry

3. Cálculo del cortante óptimo de activación

$$V_o := W \cdot ag \cdot Q = 3289.095 \text{ tonnef}$$

Fuerza óptima de activación global

$$\frac{V_o}{W} = 0.211$$

3.1 Fuerza de Activación por disipador

$$V_{si} := \frac{1}{n} \cdot \frac{V_o}{Nf} = 82.227 \text{ tonnef}$$

Cortante de activación

$$F_{ai} := \frac{V_{si}}{b \cdot \cos(\gamma_i)} = (2.027 \cdot 10^5) \text{ lbf}$$

Fuerza de deslizamiento óptima

4. Determinar el coeficiente de amortiguamiento

Sabiendo que: β coeficiente de Amortiguamiento

$$C_d = 2 \cdot \beta \cdot \sqrt{K \cdot M}$$

$$T = 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Periodo con disipadores

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Frecuencia angular

$$M \cdot \omega = \sqrt{K \cdot M}$$

Al sustituir:

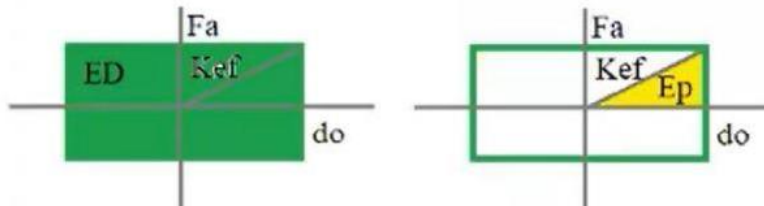
$$C_d = 2 \cdot \beta \cdot M \cdot \omega$$

Amortiguamiento equivalente

en donde:

$$\omega := 2 \frac{\pi}{T_b}$$

Se asume que el dispositivo se comportará como un elastoplástico perfecto, por lo que su curva histerético esta determinada por:



ED- ENERGÍA DISIPADA

do - Stroke (Catálogo)

$$ED = 4 Fa \cdot do \quad K_{eff} = \frac{Fa}{do}$$

$$\beta = \frac{ED}{2 \pi \cdot K_{eff} \cdot do^2}$$

El amortiguamiento de un dispositivo friccionante, sin

$$\beta = \frac{4 Fa \cdot do}{2 \pi \cdot \frac{Fa}{do} \cdot do^2} = \frac{2}{\pi}$$

importar su curva histerético, es igual al 64%

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_b} = 3.55 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad \text{Frecuencia angular}$$

$$\beta := \frac{2}{\pi} = 63.66\% \quad \text{Aproximadamente 64\%}$$

$$C_d := 2 \cdot \beta \cdot \frac{W}{g} \cdot \omega = (7.178 \cdot 10^3) \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}}{\text{m}} \quad \text{coeficiente de amortiguamiento equivalente general}$$

$$C_{di} := \frac{1}{b \cdot n \cdot \cos(\gamma_i)} \cdot \frac{C_d}{Nf} = 200.625 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}}{\text{m}} \quad \text{coeficiente de amortiguamiento equivalente por disipador}$$

$$d_o := \frac{F_{ai} \cdot 4 \cdot T_b}{2 \pi^2 \cdot C_{di}} = 164.358 \text{ mm}$$

PARÁMETROS PARA SELECCIÓN DE DISPOSITIVO

$$\text{Slip}_{LOAD} := F_{ai} = 91.933 \text{ tonnef}$$

$$\text{Stroke} := d_o = 164.358 \text{ mm}$$

$$w := \frac{175 \text{ lbf}}{g} = 17.845 \frac{\text{lbf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

EDIFICIO CON AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN

TABLE: Story Accelerations

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
					m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
20	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.5968	0.4206	0.1605	0.052	0.135	0.003
19	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.4412	0.368	0.1602	0.045	0.122	0.001
18	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3146	0.3382	0.1565	0.041	0.123	0.003
17	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.2176	0.3164	0.1495	0.04	0.121	0.002
16	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.1492	0.3012	0.1402	0.039	0.117	0.001
15	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0954	0.2883	0.1291	0.037	0.11	0.003
14	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0503	0.2766	0.1204	0.037	0.108	0.001
13	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0273	0.2745	0.1109	0.035	0.108	0.001
12	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0183	0.276	0.101	0.035	0.106	0.003
11	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0144	0.276	0.0908	0.037	0.109	0.001
10	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0124	0.2777	0.0805	0.038	0.111	0.001
9	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0051	0.28	0.0701	0.036	0.11	0.003
8	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.9834	0.2757	0.0597	0.037	0.113	0.001
7	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.9413	0.2634	0.0496	0.037	0.114	0.001
6	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.8879	0.2481	0.0427	0.033	0.107	0.002
5	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.8309	0.2327	0.0359	0.033	0.105	0.002
4	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.7494	0.2121	0.031	0.033	0.106	8.82E-05
3	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.6318	0.1833	0.0265	0.033	0.109	0.002
2	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.4694	0.1401	0.0232	0.034	0.114	0.002
1	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.2773	0.083	0.0184	0.03	0.098	0.001
Base	Sismo X	LinRespSpec	Max		0	0	0	0	0	0

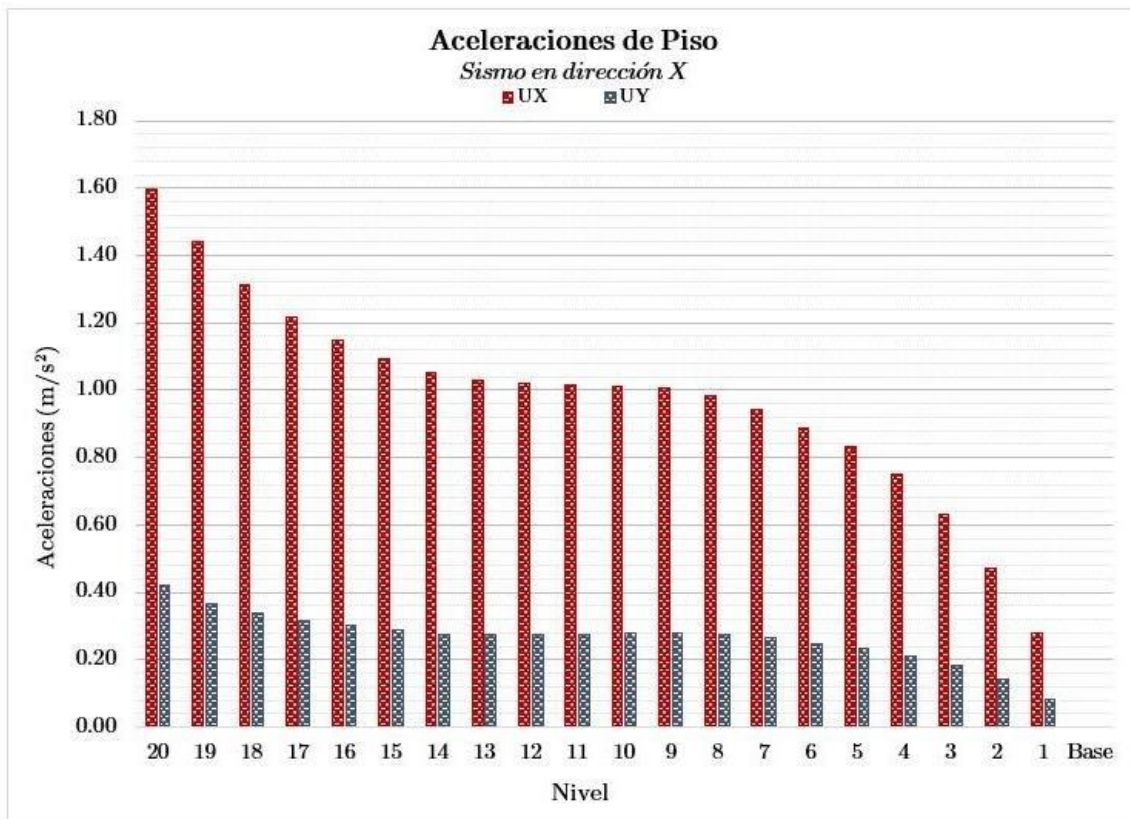


TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements												
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	p Num	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
						in	in	rad		in	in	in
20	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.775205	1.387878	0.000735	526	472.441	472.441	2362.205
19	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.677793	1.367688	0.000717	527	472.441	472.441	2244.094
18	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.560623	1.339941	0.000695	528	472.441	472.441	2125.984
17	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.424614	1.303262	0.000668	529	472.441	472.441	2007.874
16	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.270782	1.25745	0.000638	530	472.441	472.441	1889.764
15	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.099565	1.202564	0.000604	531	472.441	472.441	1771.654
14	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.917724	1.141691	0.000568	532	472.441	472.441	1653.543
13	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.723886	1.074751	0.00053	533	472.441	472.441	1535.433
12	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.518474	1.0015	0.000489	534	472.441	472.441	1417.323
11	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.302694	0.922082	0.000447	535	472.441	472.441	1299.213
10	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.07805	0.836854	0.000403	536	472.441	472.441	1181.102
9	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.846229	0.746358	0.000357	537	472.441	472.441	1062.992
8	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.609142	0.651408	0.000311	538	472.441	472.441	944.882
7	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.369147	0.553329	0.000264	539	472.441	472.441	826.772
6	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.132676	0.455751	0.000219	540	472.441	472.441	708.661
5	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.896757	0.358002	0.000174	541	472.441	472.441	590.551
4	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.664511	0.261868	0.00013	542	472.441	472.441	472.441
3	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.441736	0.170609	8.70E-05	543	472.441	472.441	354.331
2	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.239168	0.089665	4.70E-05	544	472.441	472.441	236.22
1	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.077717	0.027937	1.60E-05	545	472.441	472.441	118.11

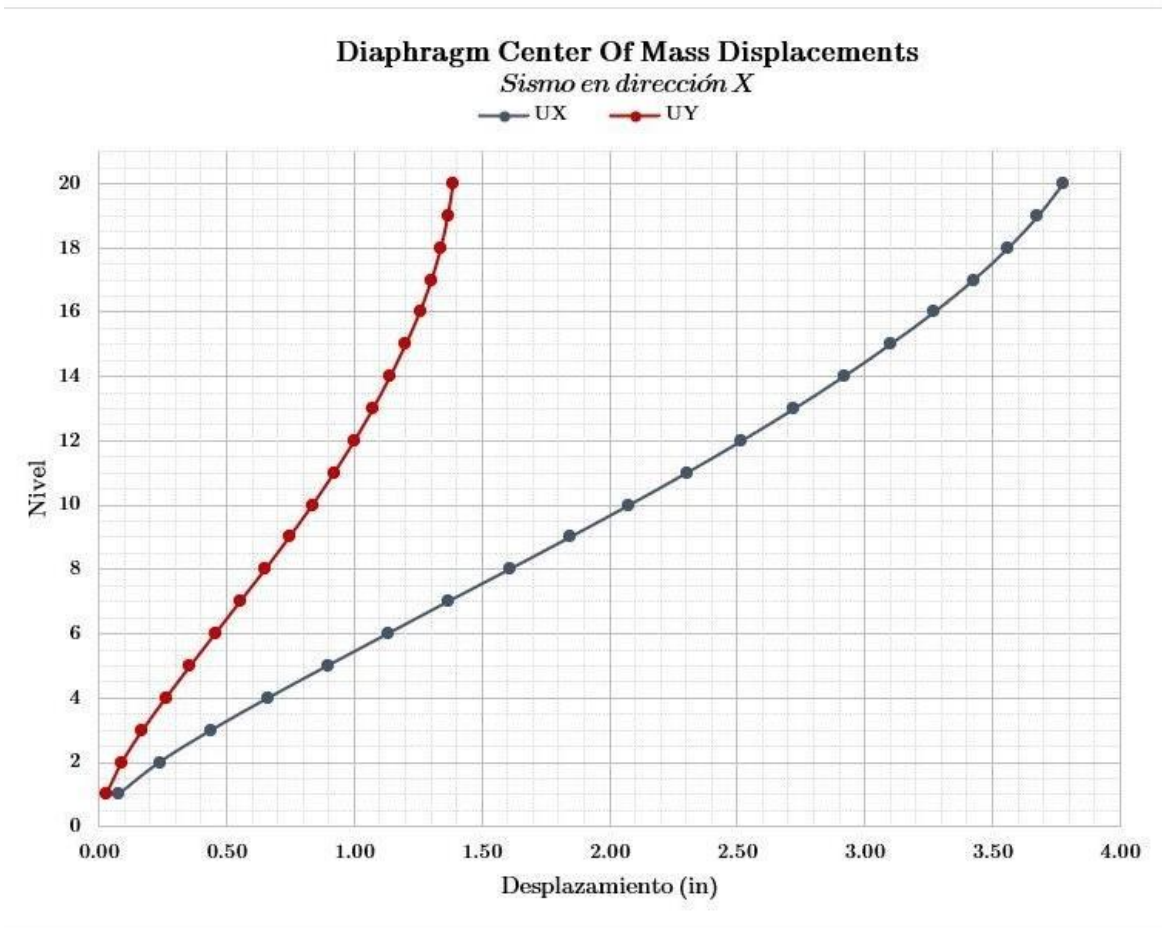
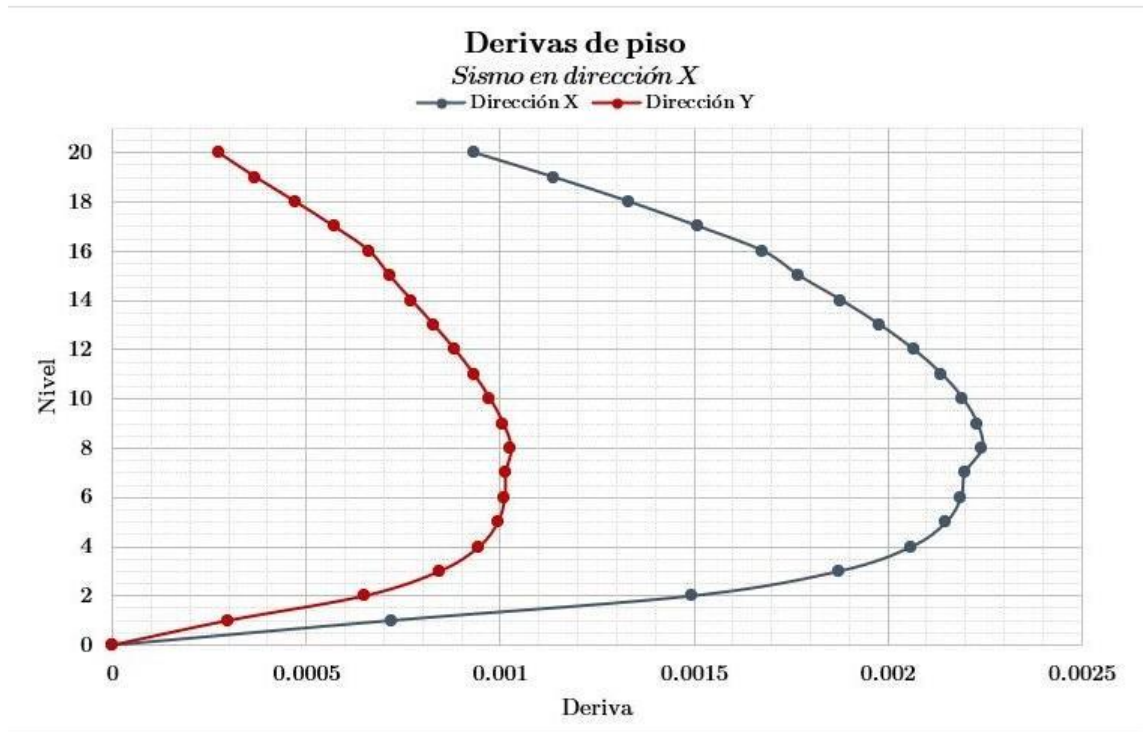


TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
								in	in	in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00093	5	944.882	944.882	2362.21
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00114	5	944.882	944.882	2244.09
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00133	5	944.882	944.882	2125.98
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00151	5	944.882	944.882	2007.87
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00168	5	944.882	944.882	1889.76
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00177	5	944.882	944.882	1771.65
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00188	5	944.882	944.882	1653.54
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00198	5	944.882	944.882	1535.43
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00207	5	944.882	944.882	1417.32
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00214	5	944.882	944.882	1299.21
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00219	5	944.882	944.882	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00223	5	944.882	944.882	1062.99
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00224	5	944.882	944.882	944.882
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.0022	5	944.882	944.882	826.772
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00219	5	944.882	944.882	708.661
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00215	5	944.882	944.882	590.551
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00206	5	944.882	944.882	472.441
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00187	5	944.882	944.882	354.331
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00149	5	944.882	944.882	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		X	0.00072	5	944.882	944.882	118.11

TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
								in	in	in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00027	21	0	0	2362.21
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00037	21	0	0	2244.09
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00047	21	0	0	2125.98
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00057	21	0	0	2007.87
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00066	21	0	0	1889.76
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00071	21	0	0	1771.65
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00077	21	0	0	1653.54
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00083	21	0	0	1535.43
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00088	1	0	944.882	1417.32
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00093	21	0	0	1299.21
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00097	21	0	0	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00101	21	0	0	1062.99
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00103	21	0	0	944.882
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00101	1	0	944.882	826.772
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00101	21	0	0	708.661
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00099	21	0	0	590.551
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00095	1	0	944.882	472.441
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00084	21	0	0	354.331
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00065	21	0	0	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.0003	21	0	0	118.11



Revisión de Derivas

NIVEL	Hnivel	Cd	Fac	Ie	h*Fac	splazamic	Δ	δnivel	Δratio	
	ft				in	in	in	in		
20	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.12	0.11	0.47	0.26	OK
19	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.02	0.13	0.56	0.32	OK
18	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.89	0.15	0.65	0.37	OK
17	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.74	0.17	0.74	0.42	OK
16	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.57	0.19	0.82	0.47	OK
15	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.38	0.20	0.87	0.49	OK
14	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.19	0.21	0.93	0.53	OK
13	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.97	0.22	0.99	0.56	OK
12	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.75	0.24	1.04	0.59	OK
11	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.51	0.25	1.08	0.61	OK
10	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.27	0.25	1.11	0.63	OK
9	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.01	0.26	1.14	0.64	OK
8	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.76	0.26	1.15	0.65	OK
7	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.49	0.26	1.13	0.64	OK
6	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.24	0.26	1.13	0.64	OK
5	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.98	0.25	1.11	0.63	OK
4	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.73	0.24	1.07	0.60	OK
3	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.48	0.22	0.97	0.55	OK
2	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.26	0.18	0.78	0.44	OK
1	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.09	0.09	0.37	0.21	OK

Disipador VWD (Muros de Amortiguamiento Viscoso)

Metodología FEMA 274
Coeficiente de Amortiguamiento

1. Datos

1.1. Parámetros Sísmicos

$T := 2.216$ Período fundamental de la estructura

$I_e := 1.25$ Factor de Importancia

$T_s := 1.046$ Punto de separación entre periodos cortos y largos

$T_L := 3.26$ Período de transición a periodos largos (ver graf AGIES NSE 2.1)

$R := 8$

$C_d := 5.5$

$H := 60 \text{ m}$

1.2. Determinación de Período Fundamental

$$\omega := \frac{2 \pi}{T \cdot s} = 2.835 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad \text{Frecuencia angular}$$

1.3. Período del primer modo de vibración de la estructura convencional

$S_a(T) = 0.45$ Aceleración con respecto al período de la estructura

$$S_d := \frac{S_a(T)}{\omega^2} \cdot g = 54.881 \text{ cm} \quad \Delta_{max} := \frac{S_d}{H} = 0.009 \quad \text{Deriva actual sin reforzar}$$

2. Distorsión objetivo (HAZUS)

$$\Delta_{obj} := 0.0058$$

HAZUS 1999

Estado de daño	Distorsión
Leve	0.0033
Moderado	0.0058
Extenso	0.0156
Completo	0.0400

3. Amortiguamiento efectivo objetivo

3.1. Factor de reducción por amortiguamiento

$$B := \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{obj}} = 1.577$$

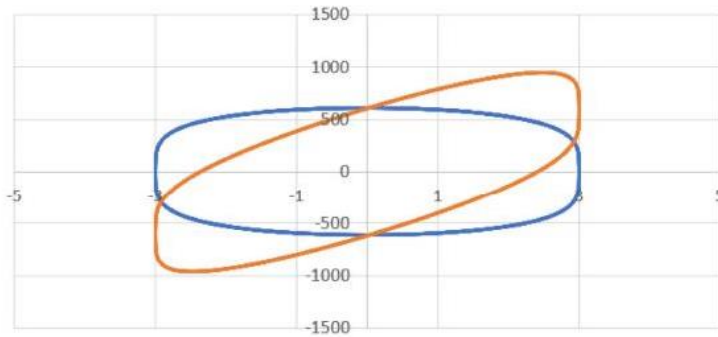
$$\beta_{eff} := \frac{e^{\left(\frac{2.31}{0.41} - \frac{(2.31 - 0.41 \cdot \ln(5))}{0.41 \cdot B}\right)}}{100} = 21.804\%$$

$$B_{1D} := \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff} \cdot 100)} = 1.577$$

$$\beta_i := 3\%$$

$$B_{visco} := \beta_{eff} - \beta_i = 0.188$$

4. Amortiguadores de Fluido Viscosos



Se usa un alfa de 0.5, ya que se toma el concepto del comportamiento del dispositivo, bajo una serie de ciclos de carga.. Es el punto intermedio entre dispositivos lineales y no lineales.

$$\alpha := 0.5 \quad \lambda := 3.50$$

$$\theta := \begin{bmatrix} 0^\circ \\ 0^\circ \\ 0^\circ \\ 0^\circ \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \cos(\theta) = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

5. Matriz de masas

$$M = \begin{bmatrix} 85.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 85.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 85.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 85.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 85.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 85.38 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 81.34 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & & & & & & & \ddots \end{bmatrix} \quad \text{tonnef} \cdot \frac{s^2}{m}$$

5. Matriz de Rigidez

$$K = \begin{bmatrix} 5.041 \cdot 10^5 & -1.566 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.566 \cdot 10^5 & 2.744 \cdot 10^5 & -1.179 \cdot 10^5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.179 \cdot 10^5 & 2.201 \cdot 10^5 & -1.023 \cdot 10^5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.023 \cdot 10^5 & 1.965 \cdot 10^5 & -9.421 \cdot 10^4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -9.421 \cdot 10^4 & 1.835 \cdot 10^5 & -8.926 \cdot 10^4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -8.926 \cdot 10^4 & 1.748 \cdot 10^5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -8.557 \cdot 10^4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & & & & & & & \ddots \end{bmatrix} \quad \frac{\text{tonnef}}{m}$$

5. Valores propios

Para el periodo fundamental

$$\lambda := \text{eigenvals}(M^{-1} \cdot K) = \begin{bmatrix} 6.938 \cdot 10^3 \\ 4.331 \cdot 10^3 \\ \vdots \end{bmatrix} \frac{1}{s^2}$$

$$\Phi := \text{eigenvec}(M^{-1} \cdot K, \lambda_1) = \begin{bmatrix} 0.277 \\ 0.237 \\ -0.56 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \phi_1 := \frac{\Phi}{\Phi_{19}} = \begin{bmatrix} 6.409 \cdot 10^4 \\ 5.496 \cdot 10^4 \\ -1.296 \cdot 10^5 \\ 1.263 \cdot 10^5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$\phi_r := \begin{bmatrix} \phi_{1_0} \\ \phi_{1_1} + \phi_{1_0} \\ -\phi_{1_2} - \phi_{1_1} \\ \phi_{1_3} - \phi_{1_2} \\ \phi_{1_4} + \phi_{1_3} \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.409 \cdot 10^4 \\ 1.191 \cdot 10^5 \\ 7.463 \cdot 10^4 \\ 2.559 \cdot 10^5 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \phi_{roof} := \phi_{1_{19}} = 1 \quad I := \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_1 := \frac{\phi_1^T \cdot M \cdot I}{\phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1} = 1.125 \cdot 10^{-6}$$

5. Desplazamientos en ultimo nivel

$$D_{roof} := \left(\frac{T \cdot s^2}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \frac{Sa(T) \cdot g \cdot \phi_{roof}}{B_{1D}} \cdot \Gamma_1 = (1.767 \cdot 10^{-5}) \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} := \frac{D_{roof}}{H} = 2.945 \cdot 10^{-9}$$

5. Coeficiente de amortiguamiento por piso

$$C := \frac{B_{visco} \cdot 2 \cdot \pi \cdot D_{roof}^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\phi_1^T \cdot M \cdot \phi_1)}{\lambda_1 \cdot \phi_r^{1+\alpha} \cdot \cos(\theta)^{1+\alpha}} = 369.72 \text{ tonnef} \cdot \left(\frac{s^{0.5}}{m^{0.5}} \right)$$

$$Cd := \frac{C}{4} = 906.431 \text{ kN} \cdot \left(\frac{s^{0.5}}{m^{0.5}} \right)$$

EDIFICIO CON VWD

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	2.238	0	0.7724	0.000	0.772	0	0.000
Modal	2	2.04	0.7694	0	0.769	0.772	1.56E-05	0.000
Modal	3	0.739	0.0004	0	0.770	0.772	0.7809	0.781
Modal	4	0.363	0.0571	0	0.827	0.772	0.0092	0.790
Modal	5	0.225	0.0147	0	0.842	0.772	0.0245	0.815
Modal	6	0.149	0.014	0	0.856	0.772	0.0081	0.823
Modal	7	0.106	0.0084	0	0.864	0.772	0.0096	0.832
Modal	8	0.077	0.0064	0	0.871	0.772	0.0042	0.837
Modal	9	0.058	0.0039	0	0.874	0.772	0.0044	0.841
Modal	10	0.044	0.004	0	0.878	0.772	0.0036	0.845
Modal	11	0.035	0.003	0	0.881	0.772	0.0029	0.847
Modal	12	0.028	0.0021	0	0.884	0.772	0.0022	0.850
Modal	13	0.022	0.0014	0	0.885	0.772	0.0016	0.851
Modal	14	0.019	0.0014	0	0.886	0.772	0.0013	0.853
Modal	15	0.016	0.0011	0	0.887	0.772	0.0013	0.854
Modal	16	0.014	0.0007	0	0.888	0.772	0.0007	0.855
Modal	17	0.012	0.0008	0	0.889	0.772	0.0007	0.855
Modal	18	0.01	0.0005	0	0.889	0.772	0.0006	0.856
Modal	19	0.01	0	0.0001	0.889	0.773	0	0.856
Modal	20	0.009	0.0005	0	0.890	0.773	0.0005	0.856
Modal	21	0.008	0.0004	0	0.890	0.773	0.0005	0.857
Modal	22	0.007	0	0	0.890	0.773	0	0.857
Modal	23	0.007	0	1.04E-06	0.890	0.773	0	0.857

TABLE: Story Accelerations

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
					m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
20	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	1.3977	0.5793	0.2598	0.175	0.23	0.043
19	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	1.312	0.5324	0.2436	0.157	0.221	0.038
18	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	1.2478	0.4973	0.2495	0.168	0.231	0.035
17	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	1.1822	0.4602	0.2484	0.167	0.231	0.032
16	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	1.1109	0.419	0.25	0.171	0.234	0.028
15	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	1.0323	0.3733	0.241	0.166	0.23	0.024
14	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9599	0.332	0.2397	0.166	0.232	0.02
13	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9175	0.3122	0.2483	0.175	0.243	0.018
12	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9094	0.3181	0.2459	0.175	0.242	0.02
11	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9266	0.3423	0.2408	0.173	0.239	0.024
10	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9477	0.3692	0.2428	0.176	0.243	0.027
9	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.961	0.3912	0.2466	0.182	0.249	0.03
8	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9575	0.4039	0.2428	0.181	0.247	0.032
7	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.9176	0.3972	0.2522	0.188	0.265	0.031
6	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.85	0.3758	0.2503	0.186	0.266	0.03
5	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.7705	0.348	0.2745	0.204	0.295	0.028
4	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.6616	0.3045	0.2805	0.209	0.302	0.025
3	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.5178	0.2427	0.2789	0.208	0.299	0.02
2	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.3426	0.1637	0.2299	0.173	0.246	0.014
1	D1	Sismo X	.inRespSpe	Max	0.1107	0.053	0.2392	0.178	0.259	0.004

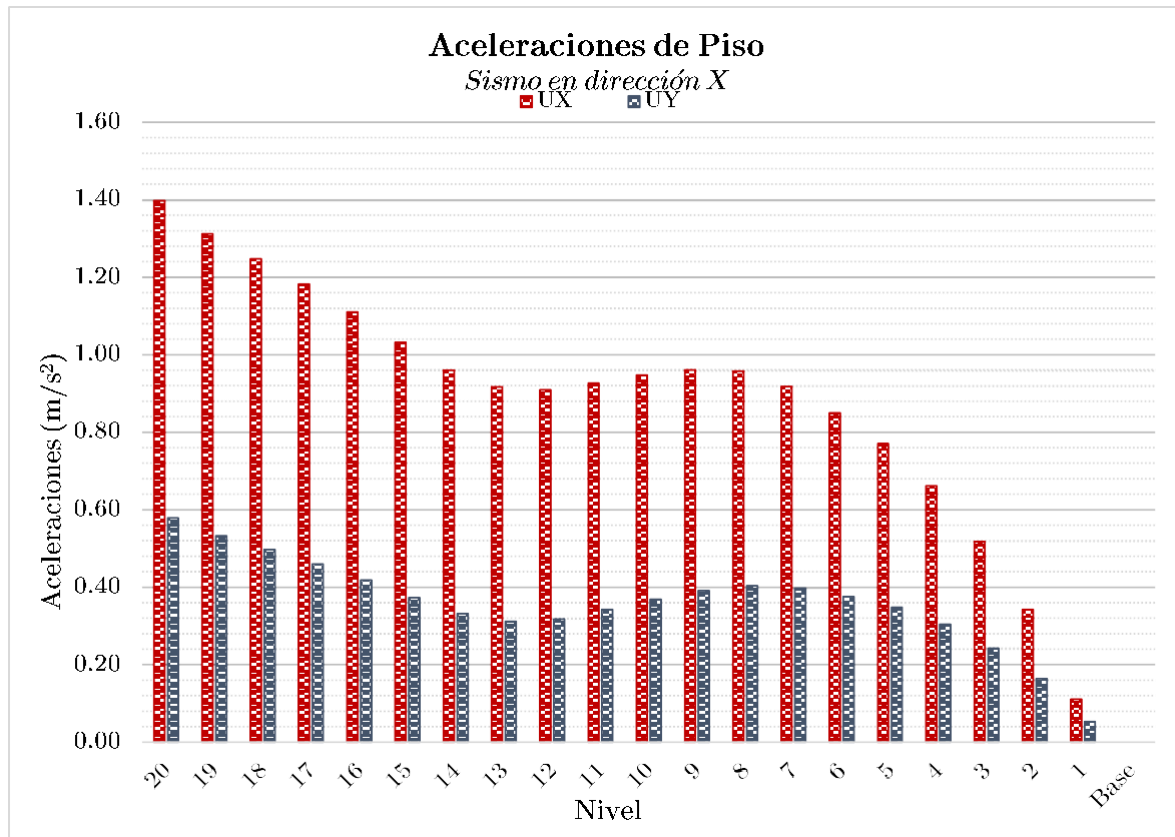


TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	p Num	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
						in	in	rad		in	in	in
20	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.113061	1.349931	0.000866	526	472.441	472.441	2362.205
19	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		4.056761	1.33448	0.000861	527	472.441	472.441	2244.094
18	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.981958	1.313283	0.000845	528	472.441	472.441	2125.984
17	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.88525	1.284963	0.000818	529	472.441	472.441	2007.874
16	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.765442	1.248898	0.000782	530	472.441	472.441	1889.764
15	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.621479	1.204564	0.000738	531	472.441	472.441	1771.654
14	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.460157	1.154057	0.000697	532	472.441	472.441	1653.543
13	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.280209	1.097105	0.000662	533	472.441	472.441	1535.433
12	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.08032	1.033119	0.000637	534	472.441	472.441	1417.323
11	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.860325	0.961869	0.000615	535	472.441	472.441	1299.213
10	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.620663	0.88333	0.000589	536	472.441	472.441	1181.102
9	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.362239	0.797649	0.000555	537	472.441	472.441	1062.992
8	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.086552	0.7052	0.000511	538	472.441	472.441	944.882
7	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.796116	0.606771	0.000456	539	472.441	472.441	826.772
6	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.501374	0.506098	0.000393	540	472.441	472.441	708.661
5	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.199841	0.402948	0.000323	541	472.441	472.441	590.551
4	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.895523	0.298973	0.000246	542	472.441	472.441	472.441
3	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.597535	0.197704	0.000166	543	472.441	472.441	354.331
2	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.323192	0.105517	9.00E-05	544	472.441	472.441	236.22
1	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.104418	0.033399	2.80E-05	545	472.441	472.441	118.11

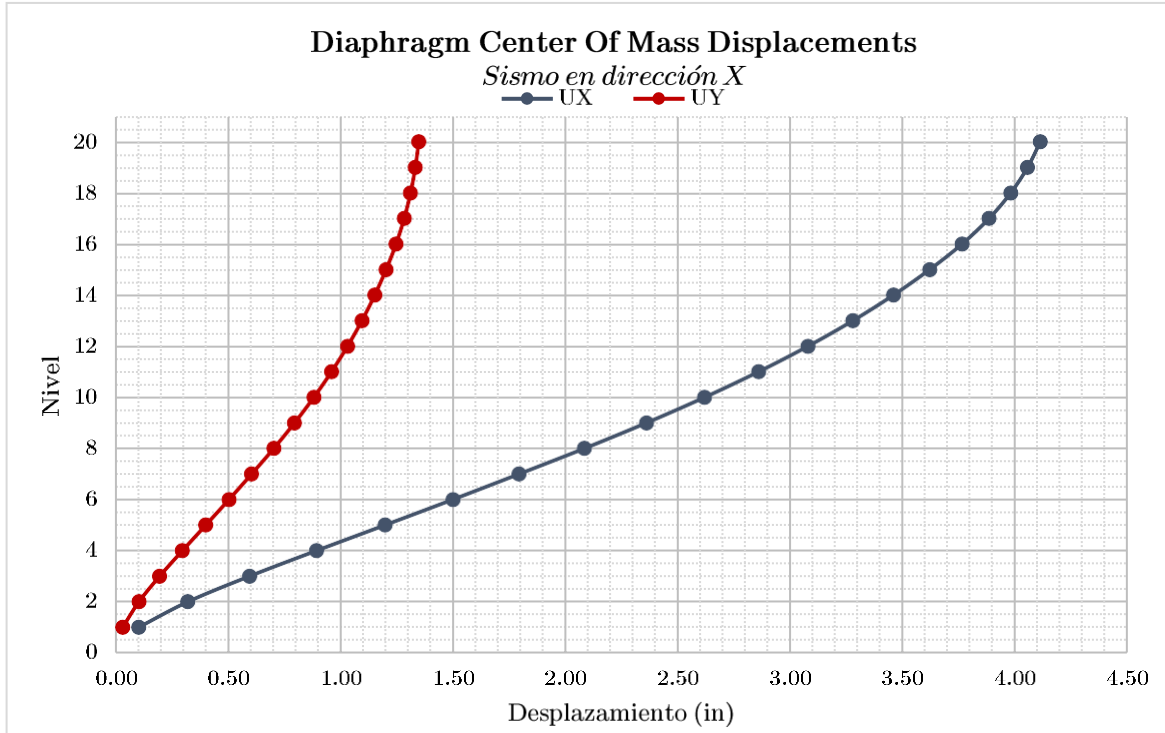
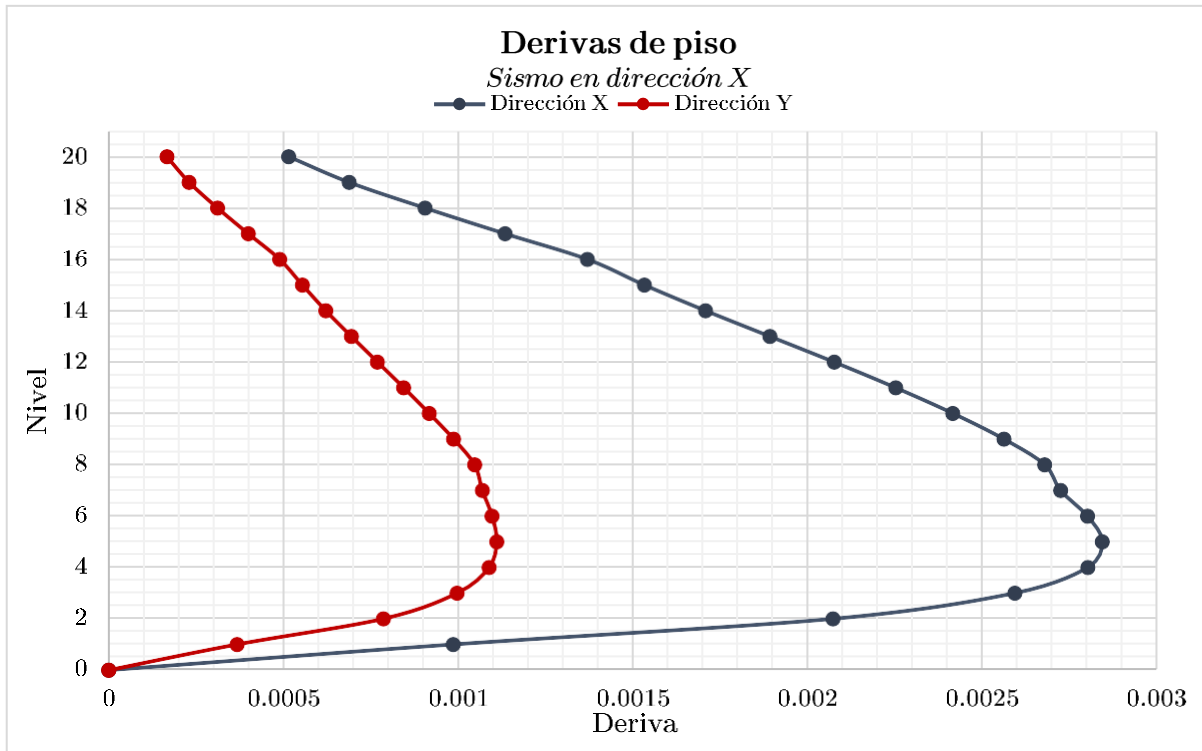


TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Nu Direction	Drift	Label	X in	Y in	Z in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.000515	5	944.88	944.88	2362.2
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.000688	25	944.88	0	2244.1
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.000905	25	944.88	0	2126
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001134	25	944.88	0	2007.9
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.00137	25	944.88	0	1889.8
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001533	25	944.88	0	1771.7
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001708	25	944.88	0	1653.5
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001892	25	944.88	0	1535.4
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002076	25	944.88	0	1417.3
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002252	25	944.88	0	1299.2
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002416	25	944.88	0	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002562	25	944.88	0	1063
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002679	25	944.88	0	944.88
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002724	5	944.88	944.88	826.77
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002801	5	944.88	944.88	708.66
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002844	5	944.88	944.88	590.55
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002802	5	944.88	944.88	472.44
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002593	5	944.88	944.88	354.33
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002073	5	944.88	944.88	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.000986	5	944.88	944.88	118.11

TABLE: Story Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Nu	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
								in	in	in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000166	21	0	0	2362.2
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00023	21	0	0	2244.1
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000311	21	0	0	2126
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000399	21	0	0	2007.9
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000489	21	0	0	1889.8
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000554	21	0	0	1771.7
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000621	21	0	0	1653.5
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000694	21	0	0	1535.4
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000769	6	0	708.66	1417.3
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000844	21	0	0	1299.2
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000917	1	0	944.88	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000987	21	0	0	1063
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.001047	21	0	0	944.88
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.001069	21	0	0	826.77
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.001097	21	0	0	708.66
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.00111	21	0	0	590.55
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.001088	21	0	0	472.44
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000997	21	0	0	354.33
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000786	1	0	944.88	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		Y	0.000367	21	0	0	118.11



Revisión de Derivas

NIVEL	Hnivel	Cd	Fac	Ie	h*Fac	Desplazamiento	Δ	δnivel	Δ ratio	
	ft				in	in	in	in		
20	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.48	0.06	0.26	0.15	OK
19	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.42	0.08	0.36	0.20	OK
18	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.34	0.11	0.47	0.26	OK
17	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.23	0.13	0.58	0.33	OK
16	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	4.10	0.16	0.70	0.40	OK
15	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.94	0.17	0.76	0.43	OK
14	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.77	0.19	0.83	0.47	OK
13	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.58	0.21	0.93	0.52	OK
12	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.36	0.23	1.03	0.58	OK
11	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.13	0.26	1.12	0.63	OK
10	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.88	0.28	1.22	0.69	OK
9	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.60	0.30	1.31	0.74	OK
8	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.30	0.32	1.39	0.78	OK
7	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.99	0.32	1.42	0.80	OK
6	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.67	0.33	1.46	0.82	OK
5	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.33	0.34	1.48	0.83	OK
4	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.00	0.33	1.46	0.82	OK
3	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.67	0.31	1.35	0.76	OK
2	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.36	0.24	1.08	0.61	OK
1	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.12	0.12	0.51	0.29	OK

DERIVAS							
X				Y			
LOC	MAX	LOC	MIN	LOC	MAX	LOC	MIN
	(in)		(in)		(in)		(in)
21	4.48	11	4.11	1	4.82	3	4.50
21	4.42	11	4.06	1	4.77	3	4.45
21	4.34	11	3.98	1	4.69	3	4.38
21	4.23	11	3.89	1	4.59	3	4.28
21	4.10	11	3.77	1	4.46	3	4.16
21	3.94	11	3.62	1	4.30	3	4.02
1	3.77	11	3.46	1	4.12	3	3.85
1	3.58	11	3.28	1	3.92	3	3.66
1	3.36	11	3.08	1	3.69	3	3.44
1	3.13	11	2.86	1	3.44	3	3.21
1	2.88	11	2.62	1	3.16	3	2.94
1	2.60	11	2.36	1	2.85	3	2.66
1	2.30	11	2.09	1	2.52	3	2.35
1	1.99	11	1.80	1	2.17	3	2.02
1	1.67	11	1.50	1	1.81	3	1.69
1	1.33	11	1.20	1	1.44	3	1.34
1	1.00	11	0.90	1	1.07	3	1.00
1	0.67	11	0.60	1	0.71	3	0.66
1	0.36	11	0.32	1	0.38	3	0.35
1	0.12	11	0.10	1	0.12	3	0.11

DERIVAS			
DYN X		DYN Y	
MAX	MIN	MAX	MIN
(in)	(in)	(in)	(in)
4.48	4.11	4.82	4.50
4.42	4.06	4.77	4.45
4.34	3.98	4.69	4.38
4.23	3.89	4.59	4.28
4.10	3.77	4.46	4.16
3.94	3.62	4.30	4.02
3.77	3.46	4.12	3.85
3.58	3.28	3.92	3.66
3.36	3.08	3.69	3.44
3.13	2.86	3.44	3.21
2.88	2.62	3.16	2.94
2.60	2.36	2.85	2.66
2.30	2.09	2.52	2.35
1.99	1.80	2.17	2.02
1.67	1.50	1.81	1.69
1.33	1.20	1.44	1.34
1.00	0.90	1.07	1.00
0.67	0.60	0.71	0.66
0.36	0.32	0.38	0.35
0.12	0.10	0.12	0.11

Sintonizador de Masa TMD

Metodología FEMA 274

Determinación de Parámetros principales del TMD

1. Datos

1.1. Propiedades de la estructura principal

$$W_P := 15034.7703 \text{ tonnef}$$

Peso de la estructura

$$M_P := \frac{W_P}{g} = (1.533 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Masa de la estructura

$$T_P := 2.216 \text{ s}$$

Periodo estructural principal

$$\omega_P := \frac{2 \pi}{T_P} = 2.835 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Frecuencia angular principal

$$K_P := \omega_P^2 \cdot M_P = (1.233 \cdot 10^4) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Rigidez Principal

$$\zeta_i := 0.05$$

Amortiguamiento inherente

$$H := 60 \text{ m}$$

Altura de la estructura

1.2. Parámetros Sísmicos

$$I_e := 1.25$$

$$R := 8$$

$$C_d := 5.5$$

$$S_{a_p} := S_a \left(\frac{T_P}{s} \right) = 0.45$$

Pseudo Aceleración para el periodo principal

$$S_d := \frac{S_{a_p}}{\omega_P^2} \cdot g = 54.881 \text{ cm}$$

1.2.1. Desplazamientos y derivas

$$D_{roof} := S_d \cdot C_d = 301.848 \text{ cm}$$

Desplazamientos en el techo

$$\delta := \frac{D_{roof}}{H} = 0.05$$

Derivas en el techo

$$C_P := 2 \cdot \zeta_i \cdot \omega_P \cdot M_P = 434.697 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}}$$

Coficiente de amortiguamiento principal

2. Propiedades del TMD: Valores de aproximación

$$\mu := 0.01$$

Relación de masas

$$m_d := \mu \cdot M_P = 15.331 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Masa del TMD

$$f_{opt} := \frac{1}{1 + \mu} = 0.99$$

Relación de frecuencias optimo

$$T_{d_opt} := \frac{T_P}{f_{opt}} = 2.238 \text{ s}$$

Periodo del dispositivo optimo

$$\omega_{d_opt} := \frac{2 \pi}{T_{d_opt}} = 2.807 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Frecuencia angular optima

$$\zeta_{d_opt} := \sqrt{\frac{3 \mu}{8 \cdot (1 + \mu)^3}} = 0.06$$

Amortiguamiento del dispositivo optimo

2.1. Constante del amortiguamiento del sistema

$$c_{d_opt} := 2 \cdot \zeta_{d_opt} \cdot \omega_{d_opt} \cdot m_d = 5.193 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}}$$

2.2. Rigidez optima del dispositivo

$$k_{d_opt} := \omega_{d_opt}^2 \cdot m_d = 120.824 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

3. Cálculo Matricial

$$M := \begin{bmatrix} M_P & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix}$$

Matriz de masa

$$K := \begin{bmatrix} K_P + k_{d_opt} & -k_{d_opt} \\ -k_{d_opt} & k_{d_opt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.245 \cdot 10^4 & -120.824 \\ -120.824 & 120.824 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Matriz de rigidez del sistema

Utilizando la metodología de Raileigh, se dice que el amortiguamiento esta en función a la masa y rigidez

$$C := \begin{bmatrix} C_P + c_{d_opt} & -c_{d_opt} \\ -c_{d_opt} & c_{d_opt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 439.89 & -5.193 \\ -5.193 & 5.193 \end{bmatrix} \text{tonnef} \cdot \frac{\text{s}}{\text{m}}$$

Matriz de amortiguamiento

3.1 Valores propios (vector propio)

$$\lambda := \text{eigenvals}(M^{-1} \cdot K) = \begin{bmatrix} 8.797 \\ 7.203 \end{bmatrix} \frac{1}{\text{s}^2}$$

$$\lambda_0 = 8.797 \frac{1}{\text{s}^2}$$

Modo de vibración 1

$$\lambda_1 = 7.203 \frac{1}{\text{s}^2}$$

Modo de vibración 2

3.2. Cálculo de periodos con amortiguadores

$$\omega_1 := \sqrt{\lambda_0} = 2.966 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad T_1 := \frac{2\pi}{\omega_1} = 2.118 \text{ s} \quad \text{Periodo 1}$$

$$\omega_2 := \sqrt{\lambda_1} = 2.684 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \quad T_2 := \frac{2\pi}{\omega_2} = 2.341 \text{ s} \quad \text{Periodo 2}$$

3.3. Razón de Sintonización

$$\frac{T_1}{T_P} = 0.956 \quad \frac{T_2}{T_P} = 1.056$$

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
sec									
Modal	1	2.423	0	0.4261	0	0	0.4261	0	0
Modal	2	2.423	0.4256	0	0	0.4256	0.4261	0	0
Modal	3	2.08	0	0.3229	0	0.4256	0.749	0	0
Modal	4	2.08	0.3233	0	0	0.749	0.749	0	0
Modal	5	1.838	0	0	0	0.749	0.749	0.7438	0.7438
Modal	6	0.74	0	0.1065	0	0.749	0.8554	0	0.7438
Modal	7	0.739	0.1065	0	0	0.8554	0.8554	0	0.7438
Modal	8	0.621	0	0	0	0.8554	0.8554	0.109	0.8529
Modal	9	0.413	0	0.0421	0	0.8554	0.8976	0	0.8529
Modal	10	0.412	0.0421	0	0	0.8976	0.8976	0	0.8529
Modal	40	0.017	0	0.0012	0	1	1	1.151E-06	0.9526

TABLE: Story Accelerations

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
					m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
20	Sismo X	LinRespSpec	Max		2.0857	0.6266	0.0978	0.088	0.284	0.003
19	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.7529	0.5263	0.0959	0.075	0.244	0.001
18	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.5537	0.4681	0.0909	0.07	0.234	0.003
17	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.438	0.4317	0.0866	0.069	0.226	0.001
16	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3674	0.4105	0.0807	0.067	0.215	0.002
15	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.2986	0.3917	0.0755	0.064	0.211	0.003
14	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.2638	0.3797	0.0711	0.062	0.203	0.001
13	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.2902	0.3874	0.0662	0.061	0.195	0.002
12	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3309	0.4012	0.0617	0.061	0.2	0.003
11	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3806	0.4146	0.0579	0.062	0.202	0.001
10	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.4289	0.4294	0.0537	0.062	0.204	0.002
9	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.4676	0.4418	0.0499	0.063	0.209	0.003
8	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.4847	0.4453	0.0472	0.064	0.209	0.001
7	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.4445	0.4336	0.0443	0.063	0.199	0.001
6	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3707	0.4134	0.0392	0.057	0.193	0.002
5	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.3119	0.3941	0.0375	0.057	0.198	0.002
4	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.2228	0.3655	0.0357	0.056	0.193	0.0004935
3	Sismo X	LinRespSpec	Max		1.0663	0.3183	0.0348	0.057	0.194	0.002
2	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.8142	0.2439	0.0353	0.059	0.205	0.002
1	Sismo X	LinRespSpec	Max		0.5007	0.1456	0.0304	0.052	0.172	0.001

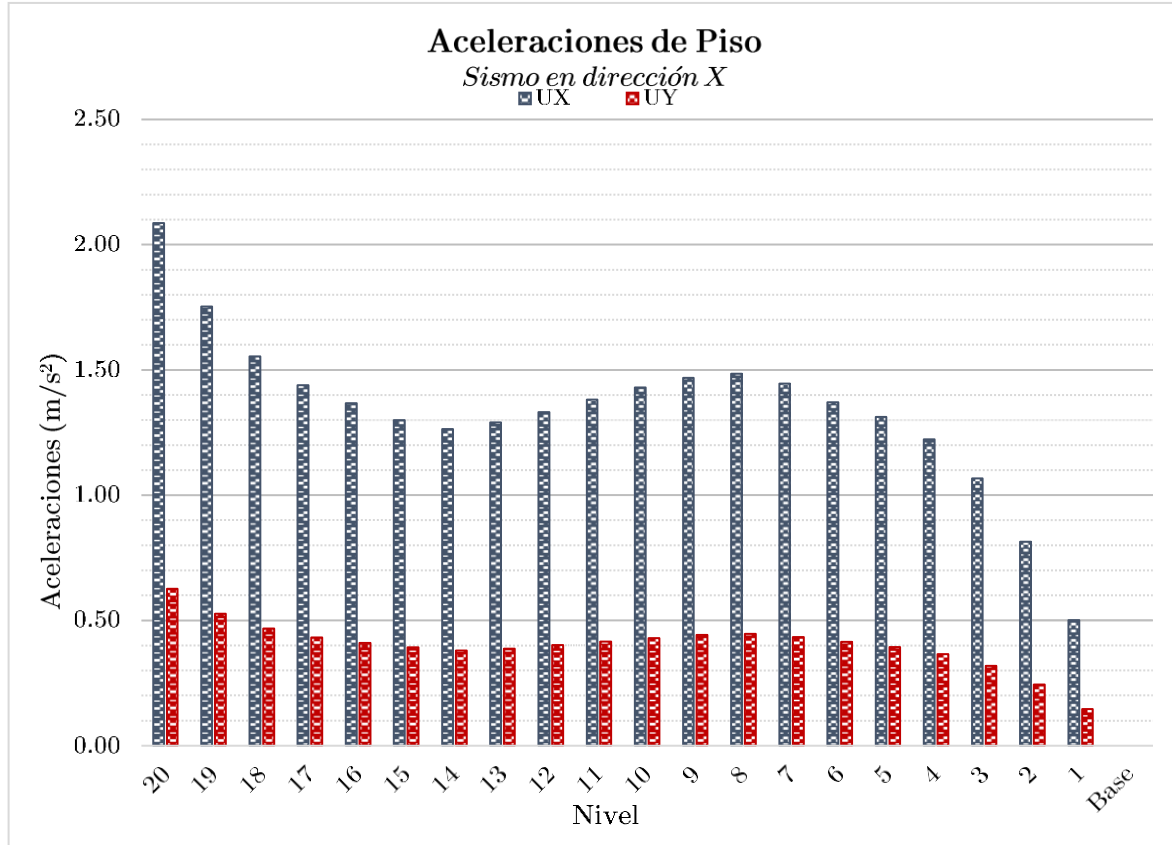


TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	p Num1	UX	UY	RZ	Point	X	Y	Z
						in	in	rad		in	in	in
20	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.599785	1.080244	0.000482	526	472.441	472.441	2362.205
19	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.543329	1.063296	0.000477	527	472.441	472.441	2244.094
18	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.467284	1.04047	0.000468	528	472.441	472.441	2125.984
17	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.368521	1.010828	0.000455	529	472.441	472.441	2007.874
16	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.247015	0.974361	0.000438	530	472.441	472.441	1889.764
15	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		3.103337	0.931241	0.000417	531	472.441	472.441	1771.654
14	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.945648	0.883918	0.000395	532	472.441	472.441	1653.543
13	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.773649	0.8323	0.000371	533	472.441	472.441	1535.433
12	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.586619	0.776174	0.000345	534	472.441	472.441	1417.323
11	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.384669	0.71557	0.000317	535	472.441	472.441	1299.213
10	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		2.168306	0.650642	0.000288	536	472.441	472.441	1181.102
9	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.938397	0.58165	0.000257	537	472.441	472.441	1062.992
8	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.696398	0.50903	0.000224	538	472.441	472.441	944.882
7	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.44496	0.433579	0.000191	539	472.441	472.441	826.772
6	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		1.19322	0.358037	0.000159	540	472.441	472.441	708.661
5	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.939817	0.281998	0.000126	541	472.441	472.441	590.551
4	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.689269	0.206816	9.30E-05	542	472.441	472.441	472.441
3	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.450173	0.135073	6.20E-05	543	472.441	472.441	354.331
2	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.237108	0.071142	3.30E-05	544	472.441	472.441	236.22
1	D1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max		0.074011	0.022206	1.00E-05	545	472.441	472.441	118.11

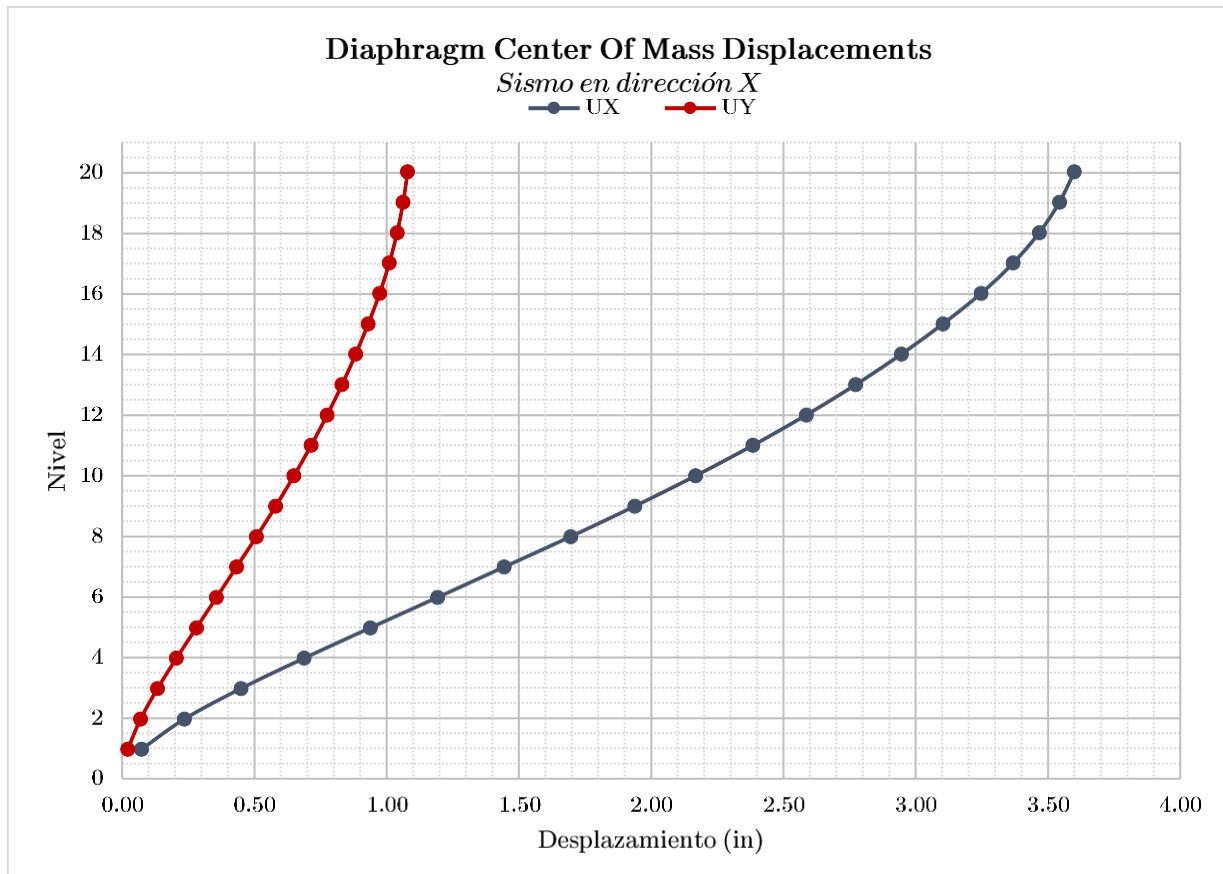
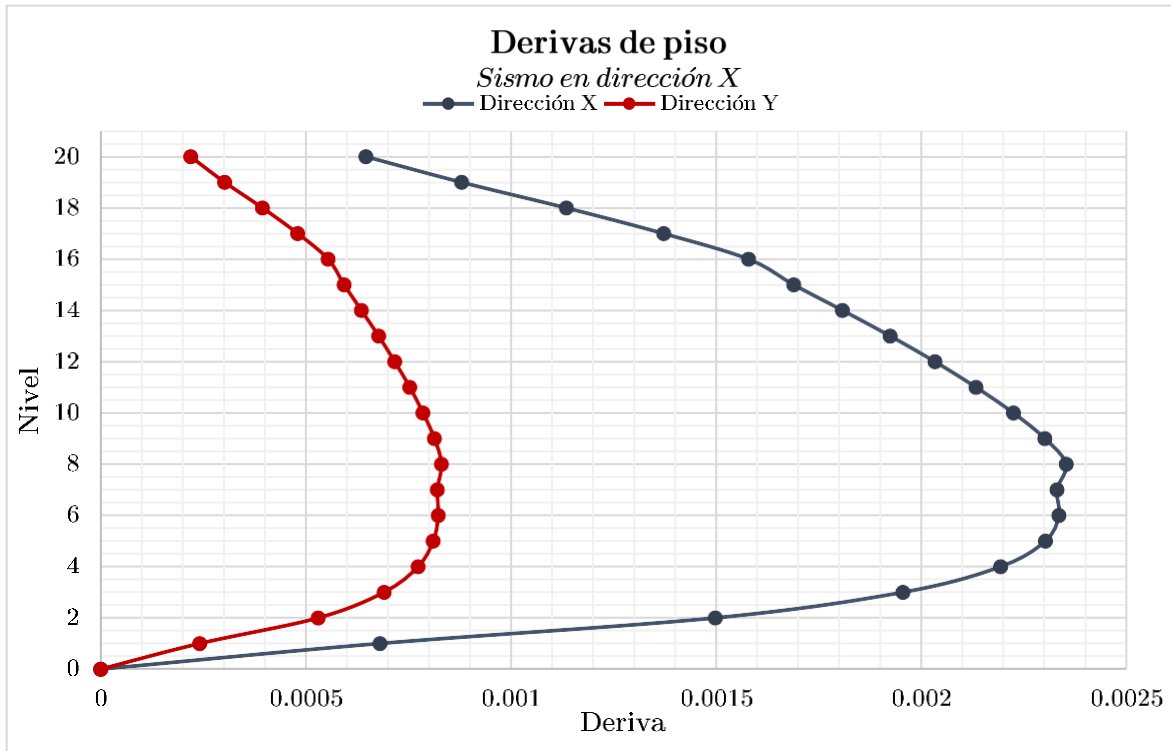


TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	NuDirection	Drift	Label	X in	Y in	Z in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.000646	5	944.88	944.88	2362.2
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.000879	5	944.88	944.88	2244.1
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001134	5	944.88	944.88	2126
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001371	5	944.88	944.88	2007.9
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001578	5	944.88	944.88	1889.8
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001688	5	944.88	944.88	1771.7
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001807	5	944.88	944.88	1653.5
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001923	5	944.88	944.88	1535.4
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002032	5	944.88	944.88	1417.3
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002132	5	944.88	944.88	1299.2
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002223	5	944.88	944.88	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.0023	5	944.88	944.88	1063
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002352	5	944.88	944.88	944.88
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002329	5	944.88	944.88	826.77
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002334	5	944.88	944.88	708.66
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002301	5	944.88	944.88	590.55
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.002192	5	944.88	944.88	472.44
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001954	5	944.88	944.88	354.33
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.001497	5	944.88	944.88	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	X	0.00068	5	944.88	944.88	118.11

TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Nu.Direction	Drift	Label	X	Y	Z
							in	in	in
20	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000219	21	0	0	2362.2
19	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000302	21	0	0	2244.1
18	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000394	21	0	0	2126
17	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00048	21	0	0	2007.9
16	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000554	21	0	0	1889.8
15	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000593	21	0	0	1771.7
14	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000635	21	0	0	1653.5
13	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000677	1	0	944.88	1535.4
12	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000716	21	0	0	1417.3
11	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000753	21	0	0	1299.2
10	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000785	21	0	0	1181.1
9	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000813	21	0	0	1063
8	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00083	21	0	0	944.88
7	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00082	1	0	944.88	826.77
6	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000822	21	0	0	708.66
5	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00081	21	0	0	590.55
4	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000773	20	0	236.22	472.44
3	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00069	21	0	0	354.33
2	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.00053	21	0	0	236.22
1	Sismo X inicial	LinRespSpec	Max	Y	0.000241	21	0	0	118.11



Revisión de Derivas

NIVEL	Hnivel	Cd	Fac	Ie	h*Fac	Desplazamiento	Δ	δnivel	Δ ratio	
	ft				in			in		
20	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.33	0.06	0.26	0.14	OK
19	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.27	0.08	0.33	0.19	OK
18	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.20	0.10	0.42	0.24	OK
17	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	3.10	0.12	0.51	0.29	OK
16	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.98	0.14	0.60	0.34	OK
15	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.85	0.15	0.65	0.36	OK
14	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.70	0.16	0.70	0.39	OK
13	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.54	0.17	0.75	0.43	OK
12	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.37	0.18	0.81	0.46	OK
11	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	2.19	0.20	0.87	0.49	OK
10	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.99	0.21	0.92	0.52	OK
9	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.78	0.22	0.97	0.55	OK
8	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.56	0.23	1.01	0.57	OK
7	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.33	0.23	1.01	0.57	OK
6	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	1.10	0.23	1.02	0.58	OK
5	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.87	0.23	1.02	0.57	OK
4	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.64	0.22	0.97	0.55	OK
3	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.42	0.20	0.87	0.49	OK
2	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.22	0.15	0.67	0.38	OK
1	9.84	5.50	0.015	1.25	1.77	0.07	0.07	0.30	0.17	OK

DERIVAS AUTOMÁTICAS								DERIVAS A CHEQUEAR			
PUNTO	X			Y				MAX (in)	MIN (in)	MAX (in)	MIN (in)
	MAX (in)	PUNTO	MIN (in)	PUNTO	MAX (in)	PUNTO	MIN (in)				
1	3.33	11	3.10	1	3.33	3	3.10	3.33	3.10	3.33	3.10
1	3.27	11	3.05	1	3.27	3	3.05	3.27	3.05	3.27	3.05
1	3.20	11	2.98	1	3.20	3	2.98	3.20	2.98	3.20	2.98
1	3.10	11	2.89	1	3.10	3	2.89	3.10	2.89	3.10	2.89
1	2.98	11	2.78	1	2.98	3	2.78	2.98	2.78	2.98	2.78
1	2.85	11	2.65	1	2.85	3	2.65	2.85	2.65	2.85	2.65
1	2.70	11	2.52	1	2.70	3	2.52	2.70	2.52	2.70	2.52
1	2.54	11	2.37	1	2.54	3	2.37	2.54	2.37	2.54	2.37
1	2.37	11	2.21	1	2.37	3	2.21	2.37	2.21	2.37	2.21
1	2.19	11	2.04	1	2.19	3	2.04	2.19	2.04	2.19	2.04
1	1.99	11	1.86	1	1.99	3	1.86	1.99	1.86	1.99	1.86
1	1.78	11	1.66	1	1.78	3	1.66	1.78	1.66	1.78	1.66
1	1.56	11	1.46	1	1.56	3	1.46	1.56	1.46	1.56	1.46
1	1.33	11	1.24	1	1.33	3	1.24	1.33	1.24	1.33	1.24
1	1.10	11	1.03	1	1.10	3	1.03	1.10	1.03	1.10	1.03
1	0.87	11	0.81	1	0.87	3	0.81	0.87	0.81	0.87	0.81
1	0.64	11	0.60	1	0.64	3	0.60	0.64	0.60	0.64	0.60
1	0.42	11	0.39	1	0.42	3	0.39	0.42	0.39	0.42	0.39
1	0.22	11	0.21	1	0.22	3	0.21	0.22	0.21	0.22	0.21
1	0.07	11	0.06	1	0.07	3	0.06	0.07	0.06	0.07	0.06