



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES DE
BASE UBICADO EN LA ZONA HOTELERA DE PUERTO
VALLARTA, JALISCO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

M.I. KEVIN ADOLFO ROMERO GONZÁLEZ

DIRECTOR DE TESINA: **DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO**

MÉXICO, CDMX.

2024

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México por ser una gran casa de estudios, que me permitió cumplir este paso profesional en mi vida.

A mi Tutor y amigo, Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro, por sus conocimientos transmitidos a lo largo de esta etapa de mi vida, y el completo acompañamiento en la elaboración de este trabajo que se presenta como tesina. Por ser pieza importante en mi desarrollo profesional.

A mi madre, Bertha Alicia González Álvarez. Por enseñarme a soñar en esta vida; por apoyarme en cada una de mis aventuras, por más inesperada que fuera. Gracias por enseñarme con el ejemplo lo que es el amor de madre y enseñarme a ser un caballero.

A mi padre, Sergio Humberto Romero Rosales. Por ser el mejor papa que podría haber tenido. Por todo su apoyo; que, sin su soporte, esta etapa de mi vida sería muy preocupante para mí, y que con su ayuda ha sido una etapa de mucho crecimiento profesional. Gracias por ser ese gran ingeniero que me inspiró a seguir su camino y sembró mis bases para ser el profesionalista que ahora soy.

A mis hermanos Sergio y Donald. Por confiar en mí y hacerme creer que puedo lograr lo que me propongo.

A mis cuñadas Flor González y Pau Nájera. Por ser un gran apoyo para la familia y ser parte de mi gran equipo con el que quiero crecer y caminar toda la vida.

DEDICATORIAS

Por su gran apoyo a lo largo de este proceso tan importante en mi vida:

A mis padres, Bertha Alicia González y Sergio Romero,

A mis hermanos Sergio y Donald

A mis cuñadas Flor y Paulina

Y en especial al pequeño Andres, que lo quiero con todo mi corazón
y fue una gran fuente de energía e inspiración en la culminación de este proceso de mi vida.

INDICE DE CONTENIDO

1.	RESUMEN	1
2.	INTRODUCCIÓN	2
2.1.	Objetivo	3
2.2.	Alcance	3
3.	ESTADO DEL ARTE Y FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	4
3.1.	Marco estructural	4
3.2.	Articulaciones plásticas	4
3.3.	Mecanismos de falla	5
3.4.	Análisis estructural	6
3.5.	Tipos de Análisis Sísmicos.....	7
3.6.	Análisis lineal	8
3.7.	Análisis no lineal	8
3.8.	Análisis Push-over.....	9
3.9.	Equipos de protección sísmica	10
3.10.	Dispositivos disipadores de energía	10
3.11.	Aisladores de base	10
3.12.	Aisladores deslizantes.....	11
4.	PRELIMINARES DEL PROYECTO	16
4.1.	Ubicación.....	17
4.2.	Normatividad utilizada	18
4.3.	Plan de trabajo	18
4.4.	Metodología general de diseño.....	19
4.5.	Metodología de diseño de aisladores deslizantes (AD).....	21
4.6.	Sistema estructural.....	27

4.7.	Cuadro de datos de edificación.....	29
4.8.	Materiales	29
4.9.	Cargas Vivas.....	30
4.10.	Cargas muertas	31
4.11.	Carga de muros sobre losas	32
4.12.	Casos de carga	33
4.13.	Combinaciones de carga.....	35
5.	1° PROPUESTA: ESTRUCTURA SOBRE BASE FIJA	38
5.1.	Secciones y volúmenes de material	38
5.2.	Espectro de diseño sísmico.....	39
5.3.	Factores que caracterizan la respuesta estructural	43
5.4.	Consideraciones de modelado	47
5.5.	Propiedades dinámicas de la estructura	49
5.6.	Revisiones de la respuesta estructural	52
5.7.	Revisión de los estados límite	56
6.	2° PROPUESTA: ESTRUCTURA EQUIPADA CON AISLADORES DESLIZANTES (AD).....	60
6.1.	Consideraciones iniciales	60
6.2.	Diseño de sistema de aislamiento.....	68
6.3.	Consideraciones de modelado	85
6.4.	Propiedades dinámicas de la estructura	90
6.5.	Revisiones de la respuesta estructural	92
6.6.	Revisión de los estados límite	96

7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	100
7.1.	Secciones y volúmenes de concreto	101
7.2.	Propiedades dinámicas y Espectros de aceleraciones.....	102
7.3.	Desplazamientos de entrepiso	103
7.4.	Distorsiones de entrepiso.....	105
7.5.	Consideraciones especiales.....	106
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	107
9.	REFERENCIAS	108

INDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. a) Viga simplemente apoyada.	4
Imagen 2. Mecanismo de falla en Columnas y en vigas. (Smith 2020)	5
Imagen 3. Aislador tipo FIP series. (MAURER 2022, 3).....	12
Imagen 4. Aislador tipo FIP-D series. (MAURER 2022, 3)	12
Imagen 5. Aislador deslizante (SI) sin recentrado. (FIP-mec 2018, 12)	13
Imagen 6. Péndulo de Aislamiento deslizante (SIP) con recentrado. (FIP-mec 2018, 12) ..	13
Imagen 7. Péndulo de aislamiento deslizante doble (SIP-D) con recentrado. (FIP-mec 2018, 12).....	13
Imagen 8. Péndulo de aislamiento deslizante adaptativo (SIP-A) con recentrado. (FIP-mec 2018, 12).....	14
Imagen 9. Modelo lineal equivalente. (FIP-mec 2018, 5).....	14
Imagen 10. Ubicación del proyecto de edificio de 12 niveles (municipio de Puerto Vallarta en el estado de Jalisco, México) (Google, 2023).....	17
Imagen 11. Diagrama de flujo para metodología general de diseño.	20
Imagen 12. Ciclo histérico de disipación de energía (Fuerza vs. Desplazamiento) de aislador deslizante (AD).....	24
Imagen 13. Sistema de estructura aislada simplificado.....	25
Imagen 14. Diagrama de flujo para metodología de diseño de aisladores deslizantes (AD).....	26
Imagen 15. Modelo 3D en base rígida (Sin Aislamiento de base)	27
Imagen 16. Planta estructural	28
Imagen 17. Ubicación de edificación (Latitud: 20.631597°; Longitud 105.231981°). (Imagen obtenida del programa Google Earth)	40
Imagen 18. Venta de Peligro sísmico de programa PRODISIS.	40
Imagen 19. Espectro de respuesta en roca y zona sísmica del terreno.	41
Imagen 20. Clasificación estructural de acuerdo con el artículo 147 del RCPV.....	42
Imagen 21. Espectro de diseño transparente regional.	42
Imagen 22. Factor de comportamiento estructural (Q).....	43
Imagen 23. Factor reductor por sobrerresistencia (Ro).....	44
Imagen 24. Factor por redundancia (ρ).	44
Imagen 25. Factores de respuesta estructural en programa PRODISIS.	46

Imagen 26. Espectro Elástico, Espectro de Diseño modificado y Espectro de Servicio.....	46
Imagen 27. Modificación de inercias para columnas y vigas en programa ETABS.....	47
Imagen 28. Espectro de prevención de colapso y servicio (ETABS).....	48
Imagen 29. Gráfica de cortantes de entrepiso.....	53
Imagen 30. Gráfica de rigidez de entrepiso.....	54
Imagen 31. Gráfica de desplazamientos de entrepiso.....	55
Imagen 32. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de seguridad contra colapso.	57
Imagen 33. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite para seguridad contra colapso.	57
Imagen 34. Límite de distorsiones para Estado límite de servicio.	58
Imagen 35. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de servicio	58
Imagen 36. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite de servicio.	59
Imagen 37. Secciones y volúmenes de 2° Propuesta: Estructura equipada con aisladores deslizantes (AD).	61
Imagen 38. Periodo fundamental de la estructura con reducción de secciones en columnas y vigas principales, antes de implementar el sistema de aislamiento sísmico.....	61
Imagen 39. Sistemas de aislamiento sísmico (MDOC-CFE, 2015).	63
Imagen 40. Tipos de análisis para un sistema con aislamiento en la base (MDOC-CFE, 2015).	64
Imagen 41. Cargas máximas envolventes para diseño de aisladores deslizantes.....	69
Imagen 42. Análisis de cargas para losa nueva para sistema de aislamiento.	70
Imagen 43. Espectro de aceleraciones preliminar para amortiguamiento inicial de ($\zeta_{Inicial}=15\%$).	72
Imagen 44. . Espectro de desplazamientos preliminar para amortiguamiento inicial de ($\zeta_{Inicial}=15\%$).	73
Imagen 45. Gráfica de coeficiente de fricción dinámica y la relación de carga vertical N_{Sd}/N_{Ed}	75

Imagen 46. Comportamiento histerético para aisladores deslizantes con superficie esférica (AD).....	77
Imagen 47. Modelo simplificado para interacción entre estructura y sistema de aislamiento.	79
Imagen 48. Iteraciones para la obtención del amortiguamiento efectivo del sistema conjunto estructura-aisladores.	82
Imagen 49. Espectro final de diseño para estructura aislada con amortiguamiento efectivo de $\zeta_{sis} = 7.87\%$	84
Imagen 50. Nivel de entrepiso para incorporar el sistema de aislamiento sísmico.	85
Imagen 51. Planta de desplante del edificio. Sirve para unificar el comportamiento de la estructura en el nivel del sistema de aislamiento de base.	85
Imagen 52. Espectros de aceleraciones para distintos niveles amortiguamientos.	86
Imagen 53. Caso de carga y combinación de carga para espectro de aceleraciones con un $\zeta_{sis} = 7.87\%$	87
Imagen 54. Propiedades de elemento link.	88
Imagen 55. Definición de la rigidez lateral del aislador de base (Link).	89
Imagen 56. Participación modal y periodos de la estructura con aislamiento sísmico.	90
Imagen 57. Gráfica de cortantes de entrepiso (Estructura Aislada).	93
Imagen 58. Gráfica de rigidez de entrepiso (Estructura aislada).	94
Imagen 59. Gráfica de desplazamientos de entrepiso (Estructura aislada).	95
Imagen 60. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de seguridad contra colapso para estructura aislada.	97
Imagen 61. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite para seguridad contra colapso para estructura aislada.	98
Imagen 62. Límite de distorsiones para Estado límite de servicio para estructura aislada. .	98
Imagen 63. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de servicio para estructura aislada.	99
Imagen 64. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite de servicio.	99
Imagen 65. Comparativa de espectros de aceleraciones.	102
Imagen 66. Desplazamientos absolutos del sistema estructural completo.	103

Imagen 67. Desplazamientos relativos del cuerpo de la estructura.....	104
Imagen 68. Gráfica de revisión de distorsiones de entrepiso en estructura con y sin aislamiento para estados límite de prevención de colapso y limitación de daños.....	105

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos generales de edificación.....	29
Tabla 2. Materiales de edificación.....	29
Tabla 3. Cargas Vivas.....	30
Tabla 4. Análisis de carga muerta (CM) de entrepiso	31
Tabla 5. Análisis de carga muerta (CM) de azotea.....	31
Tabla 6. Densidad de muros por tablero.....	32
Tabla 7. Análisis de cargas para muro de block hueco 15x20x40.	32
Tabla 8. Casos de carga	33
Tabla 9. Combinaciones de carga.....	36
Tabla 10. Combinaciones de carga.....	37
Tabla 11. Secciones y volúmenes de 1° Propuesta estructural (Base fija).....	38
Tabla 12. Factor correctivo por irregularidad (α).....	45
Tabla 13. Momentos de inercia efectivos para estructuras de concreto reforzado. Tabla 3.2.1 (NTC- Concreto de la Ciudad de México)	47
Tabla 14. Participación modal y periodos de la estructura sin aislamiento sísmico.	50
Tabla 15. Peso sísmico por nivel y acumulado.	51
Tabla 16. Valores de cortantes de entrepiso.....	52
Tabla 17. Valores de rigidez de entrepiso.	53
Tabla 18. Valores de desplazamientos de entrepiso.....	55
Tabla 19. Tabla de distorsiones de entrepiso para seguridad contra colapso. Donde se establece una distorsión máxima de entrepiso de $\gamma_{Max}=0.015$ para un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$	56
Tabla 20. Características de comportamiento de los sistemas de aislamiento más comunes	68
Tabla 21. Peso sísmico por nivel y acumulado (Estructura aislada).....	91
Tabla 22. Valores de cortante de entrepiso (Estructura aislada).....	92
Tabla 23. Rigidez de entrepiso (Estructura aislada).....	93
Tabla 24. Valores de desplazamientos de entrepiso (Estructura aislada).....	95
Tabla 25. Tabla de distorsiones de entrepiso para seguridad contra colapso. ($Q=2$). (Estructura aislada).....	96

Tabla 26. Comparación de secciones y volúmenes de concreto.....	101
Tabla 27. Comparativa de propiedades dinámicas.	102
Tabla 28. Tabla de análisis de desplazamientos absolutos y relativos.	103
Tabla 29. Tabla de revisión de distorsiones de entrepiso en estructura con y sin aislamiento para estados límite de prevención de colapso y limitación de daños.	106

1. RESUMEN

Se estudia el caso para el diseño de un edificio de doce niveles con uso de hotel, ubicado en la zona hotelera de Puerto Vallarta, en el estado de Jalisco, México, en el cual se realiza una comparativa de los beneficios y complicaciones implicadas en el diseño de la edificación con y sin equipos de protección sísmica. La solución estructural propuesta es una edificación vertical a base de marcos rígidos de concreto armado y muros no estructurales. En la comparativa se pretende analizar las dimensiones y el comportamiento estructural entre dicha edificación analizada con un sistema estructural convencional desplantado sobre una base fija y la estructura cuando se usan equipos de aislamiento de base; como lo es en este caso el uso de aisladores de base de tipo deslizantes.

Para el estudio de la edificación se realizaron dos distintos diseños de la estructura, que permitieron evaluar las diferencias entre dos principales enfoques: las dimensiones obtenidas entre ambos diseños y el comportamiento esperado de la estructura ante el evento sísmico de diseño. El primer diseño corresponde a la edificación con un sistema estructural convencional, como se mencionó anteriormente. Para el segundo diseño corresponde a la misma estructuración donde se implementa el uso de aisladores de base de tipo deslizantes. Se compara el comportamiento y las dimensiones obtenidas de ambos diseños para llevar a cabo un análisis costo/beneficio. Asociando el costo de los aisladores, las dimensiones y volúmenes de ambos diseños, al costo de construcción. Y el comportamiento de la estructura, asociado a los beneficios a corto y largo plazo.

Para ambos diseños se tuvo como principal regla, el cumplimiento de las de distorsiones y desplazamientos que permitan mantener a la estructura en un estado de seguridad y comportamiento límite, de acuerdo con el (Municipio de Puerto Vallarta 2020), el cual indica que para los procedimientos de revisión de la seguridad estructural deberá remitirse al (Comisión Federal de Electricidad 2015); tomando como recomendaciones de las (México 2023), algunos puntos que no se contemplan en el Manual de CFE.

2. INTRODUCCIÓN

En México y en otros países del mundo se tiene una gran problemática en el comportamiento de las edificaciones, producida por los efectos de los sismos en ellas. La gran incertidumbre que existe en la estimación de demandas sísmicas y, en algunos casos, diseños deficientes de la estructura han causado que se tenga un alto número de daños y colapsos de estructuras en México y el mundo.

Entender las causas de dichas afectaciones es el principal paso que se debe analizar para la elaboración de una propuesta de solución racional ante esta problemática; que en sus afectaciones principales se tiene la pérdida de vidas, las pérdidas económicas por el colapso de las edificaciones o en el mejor de los casos, la necesidad de reparación del inmueble después de haber ocurrido estos eventos sísmicos.

En el diseño estructural de edificios se tiene actualmente una tendencia hacia un enfoque no solo de resistencia ante el colapso; sino, además, de un adecuado desempeño estructural buscando la resiliencia de las estructuras ante sismos de alta intensidad. En ciudades ubicadas en zonas de peligro sísmico alto, se ha logrado observar, a nivel teórico y práctico, que la búsqueda de estos niveles de comportamiento estructural es prácticamente inviable sin el apoyo de sistemas de protección sísmica.

En la búsqueda del cumplir con estructuras con un mejor desempeño, en beneficio de una sociedad más resiliente, es que se propone como una práctica común, el uso de equipos que permitan controlar la respuesta de las estructuras de una manera óptima.

Esta tesina pretende mostrar los resultados obtenidos del análisis de una edificación vertical de doce niveles ubicada en una zona de sismicidad alta con el uso de equipos de protección sísmica; de manera más específica, con el uso de un sistema de aislamiento de base de tipo deslizantes. Esto con el fin de poder evaluar objetivamente las ventajas y desventajas que se tienen al optar por el uso de estos equipos. Al momento de evaluar el tipo de aislador que se deseaba colocar, se llegó a la conclusión de que los aisladores de hule no eran muy viables, por el nivel de desplazamientos presentados de la estructura; por lo cual se optó por elegir los aisladores de tipo deslizantes.

2.1. Objetivo

Elaborar el diseño estructural de una edificación vertical con aisladores de base, ubicada en la zona hotelera de Puerto Vallarta, Jalisco. Aplicando una metodología para la definición de acciones y diseño sísmico mediante un análisis dinámico modal espectral. Así como realizar una comparativa entre los beneficios e inconvenientes obtenidos, al apoyarse en el uso de sistemas de aislamiento de base.

2.2. Alcance

Realizar una comparativa entre dos distintos diseños para una edificación de tipo vertical, ubicada en una zona de alta sismicidad; que permita identificar las ventajas y desventajas al implementar en la estructura, el uso de aisladores de base de tipo deslizantes. La comparativa tendrá dos enfoques principales con los que se podrá evaluar de manera representativa entre el costo contra beneficio con el uso de este tipo de equipos de protección sísmica.

Para llevar a cabo dicha comparativa, se realiza un análisis dinámico modal espectral en dos propuestas distintas. En la primera propuesta se establece un modelo de marcos rígidos de concreto armado desplazado sobre una base fija, siendo esta propuesta un diseño convencional para una estructura de este tipo. En el segundo diseño se toma como base la propuesta del diseño inicial, y se implementa la metodología propuesta para la colocación de aisladores deslizantes.

Después de realizar ambas propuestas de diseño, se procedió al análisis de la información; en donde se evaluaron para ambas propuestas, los volúmenes y secciones resultantes de los elementos principales como losas, vigas, columnas y, en el caso de la estructura aislada, la cantidad y el tipo de aisladores con los que se puede asociar un costo entre ambas propuestas. Y, por otro lado, el análisis del comportamiento estructural obtenido, para las mismas demandas de aceleraciones sísmicas de ambas propuestas, que permiten evaluar el beneficio alcanzado con el uso de dispositivos de aislamiento de base.

Con base en lo anterior, se emiten conclusiones y recomendaciones a seguir para contemplar para la posible implementación de equipos de aislamiento sísmico.

3. ESTADO DEL ARTE Y FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

3.1. Marco estructural

Son sistemas estructurales que están formados por vigas, columnas y conexiones. Dentro de una de sus nomenclaturas se puede definir como dúctiles o rígidos. Esto dependerá de la capacidad del marco que tiene a oponerse a ser deformado ante una fuerza aplicada.

Otro tipo de característica que se le puede asignar a los marcos estructurales es en base a el material del que están constituidos; los principales tipos son los de acero, concreto, madera y sistemas mixtos.

3.2. Articulaciones plásticas

Se puede definir como articulación plástica a la zona de cedencia de un elemento estructural como pueden ser las vigas y las columnas dentro de un sistema estructural; esta cedencia debida que se excede el momento plástico de una sección determinada. Por lo tanto, la sección deja de comportarse como un elemento elástico, de comportamiento lineal en sus materiales, ya que, al exceder su momento de agotamiento, se pierde la proporcionalidad de momento curvatura del elemento o a que la sección rota con un comportamiento similar al de un miembro que se encuentra articulado.

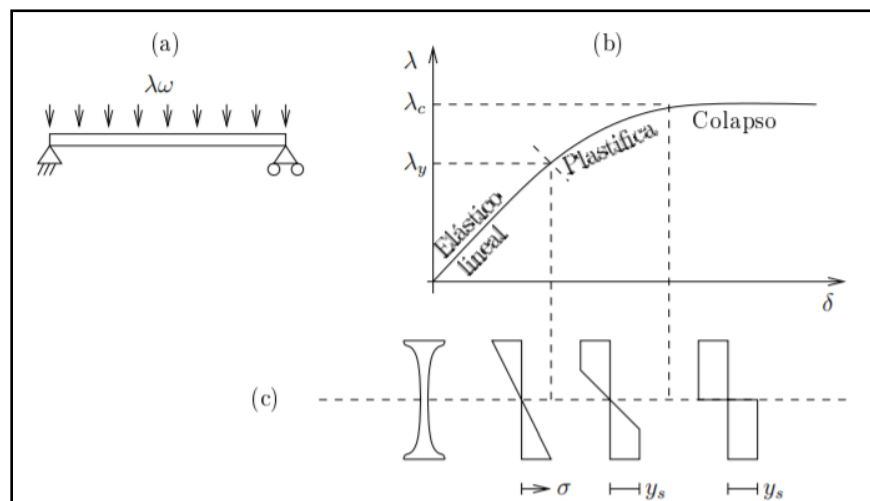


Imagen 1. a) Viga simplemente apoyada.

b) Curva de factor de carga- deformación. (Carlborg 2008)

En la fase elástico-lineal de acuerdo con la hipótesis de Bernoulli de sección plana, la tensión es linealmente proporcional a la elongación. En la fase de plastificación, como su nombre lo dice es la etapa en la que se generan las rótulas plásticas debido a que se pierde la linealidad en el comportamiento de los materiales. En la etapa de colapso es cuando se llega al punto máximo en el que todos los puntos de la sección llegan a su plastificación, provocando que la sección pierda su capacidad para resistir más carga, llevándola a su falla y el inicio de un posible mecanismo de falla en la estructura general.

3.3. Mecanismos de falla

Mecanismo de falla o también llamado mecanismo de colapso, se produce cuando se tienen el número suficiente de articulaciones y en la posición adecuada dentro de un sistema, ya sean articulaciones plásticas o reales; que permiten desarrollar la inestabilidad por falta de hiperestaticidad. Esta aparición de rótulas provoca un sistema inestable, donde en ninguna circunstancia es posible conservar el equilibrio de la estructura analizada; y a pesar de que las cargas externas a la estructura permanecen constantes, las deformaciones de los elementos pueden seguir aumentando.

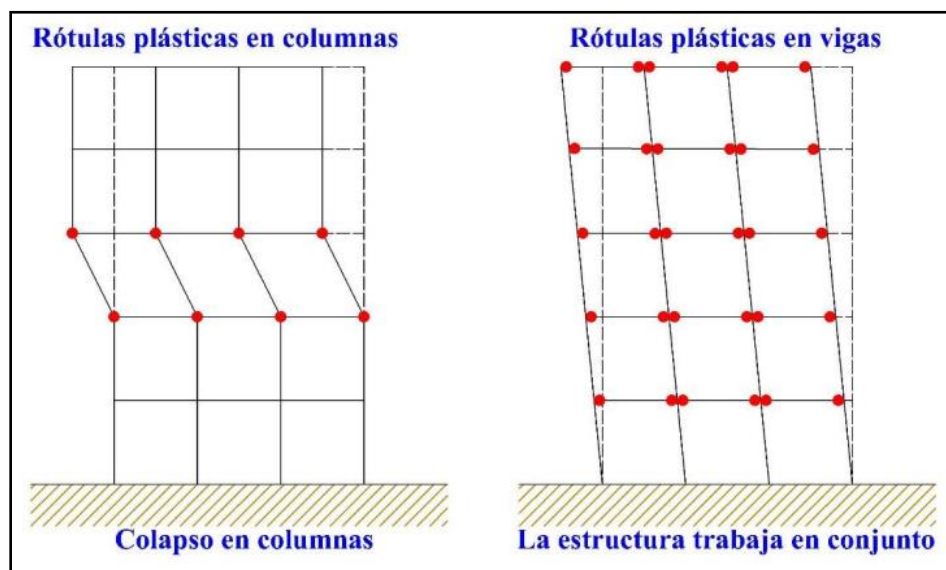


Imagen 2. Mecanismo de falla en Columnas y en vigas. (Smith 2020)

Para diseñar una estructura segura, siempre es deseable respetar la regla de columna fuerte y viga débil. Siempre se debe buscar que se genere el mecanismo de falla en vigas y al final en columnas, ya que las reparaciones en vigas son más viables y seguras que en columnas, donde se estaría buscando un colapso súbito.

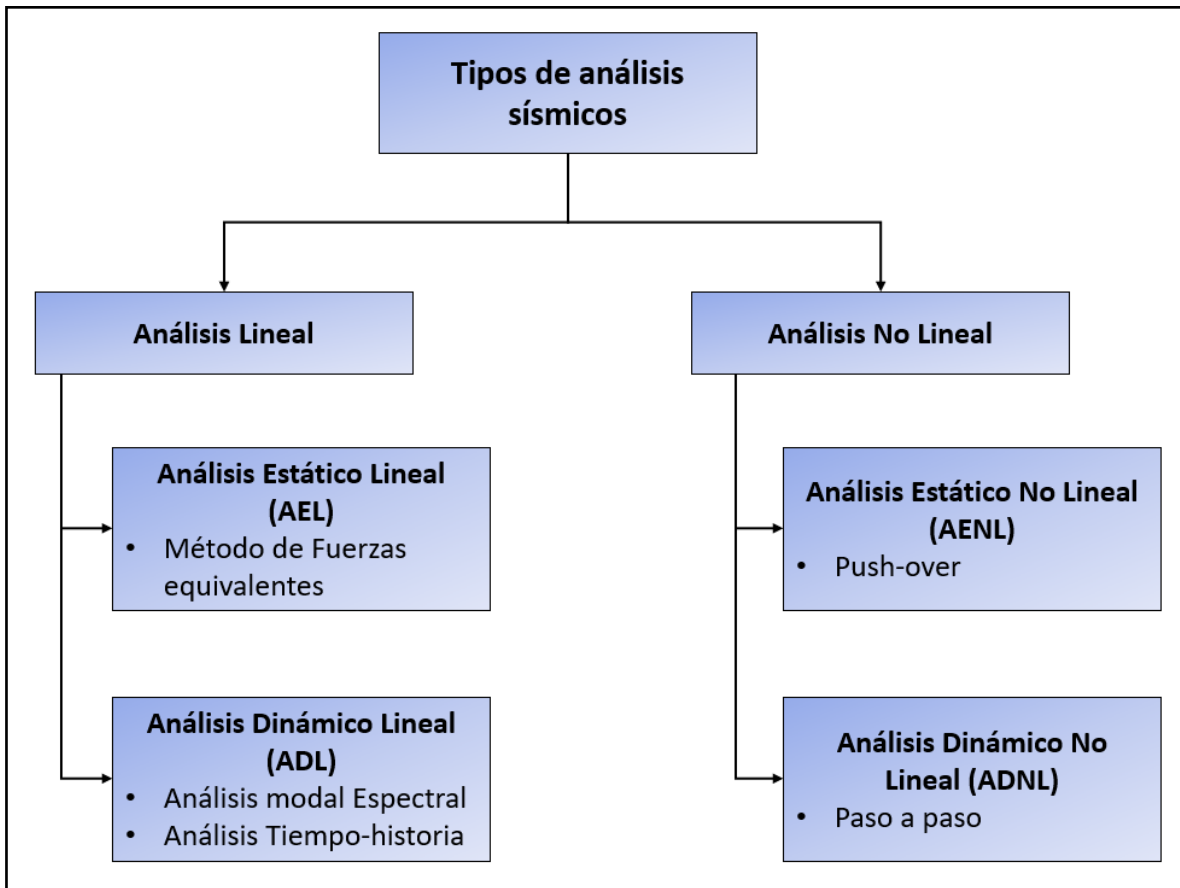
3.4. Análisis estructural

El análisis estructural es el proceso de cálculo que permite predecir de una manera aproximada el comportamiento de una estructura que será sometida a ciertas cargas o fenómenos externos como desplazamientos en los apoyos, cambios de temperatura drásticos, que afectan el comportamiento de los materiales. Este análisis es la herramienta que permite a los ingenieros diseñadores garantizar la seguridad de una estructura ante las sollicitaciones de cargas estimadas para las que fue diseñada.

El análisis estructural se enfoca en 3 características principales:

1. En los dos tipos de esfuerzos a los que puede ser sometido un cuerpo:
 - 1.1. Esfuerzos normales: Es el esfuerzo obtenido al aplicar las fuerzas axiales sobre la sección transversal de un cuerpo.
 - 1.2. Esfuerzos tangenciales: Es el esfuerzo interno provocado por las fuerzas (tensiones) paralelas a la sección transversal de un cuerpo.
2. Deflexiones: Se refiere al cambio de forma que sufren los elementos al someterse a un estado de fuerzas. En la resistencia de materiales se estudia la relación geométrica y las fuerzas aplicadas, obteniendo un análisis de fuerza-deformación. (Ferdinand y Andrew , Resistencia de Materiales 1982)
3. Reacciones en los apoyos: Se refiere a las fuerzas de apoyo, que al sumarse a las cargas externas ejercidas sobre un cuerpo dando como resultado cero; permiten que el cuerpo se encuentre en equilibrio. (McCormac 1983)

3.5. Tipos de Análisis Sísmicos



3.6. Análisis lineal

Con análisis lineal en una estructura se hace referencia a un estado en el que la estructura se mantiene en el rango elástico de comportamiento, donde los desplazamientos son directamente proporcionales a las fuerzas aplicadas; este tipo de comportamiento obedece a la ley de Hooke, en la que existe una relación lineal entre fuerzas-deformaciones y al retirar la carga la estructura vuelve a su estado inicial.

3.7. Análisis no lineal

La no linealidad es un sistema en el que la suma de sus componentes fragmentados no es la misma que la de sus componentes unificados, entendiéndose que no existe una relación lineal directa entre dichos componentes, estableciendo de tal manera que no aplica en este sistema el principio de la superposición.

El análisis no lineal en el ámbito de la ingeniería estructural se sabe que existen dos tipos, la no linealidad en el comportamiento de los materiales y la geométrica.

Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento esfuerzo-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando éstas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras ..., su interacción y su proceso constructivo (Maldonado Tapia 2012)

Complementando lo anterior, el análisis no-lineal estudia la respuesta más allá del comportamiento elástico de los materiales; llevándolo a su rango plástico para tratar de acercarse más, al comportamiento real de los elementos principales que componen las estructuras al sobrepasar su comportamiento elástico.

3.8. Análisis Push-over

El método consiste en aplicar una distribución vertical de carga lateral a la estructura, la cual debe de incrementarse monótonamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento, mediante la gráfica del cortante basal y el desplazamiento en la parte superior de la estructura.

(Ramírez Cortés 2015) propone 3 pasos para la realización de un análisis Push-over, que se muestran a continuación:

1. Se modela el edificio incorporando la respuesta inelástica de los materiales en los nudos de los miembros.
2. Se aplica monótonamente (en intervalos y con una misma magnitud de fuerzas o desplazamientos) un incremento de fuerzas laterales o desplazamientos a un modelo matemático no lineal de un edificio, hasta que el desplazamiento del nodo de control (en azotea), exceda un desplazamiento determinado (...) o el colapso del edificio.
3. Se utiliza la gráfica de la curva de fuerza contra deformación para evaluar el desempeño de los miembros individuales una vez que se confirmó que el desplazamiento de la estructura total existe dentro del rango del punto de desempeño.

3.9. Equipos de protección sísmica

Las estrategias más comunes con las que se recomienda implementar los equipos de protección sísmica, son principalmente dos: la primera es apoyarse del uso de equipos que permitan aislar la edificación del movimiento del suelo, flexibilizando el sistema global de la estructura y buscando salir de los periodos con altas demandas de aceleraciones del suelo; la segunda consiste en dispositivos que permitan modificar el amortiguamiento del sistema, rigidizando la estructura y concentrando la disipación de energía en estos dispositivos, que se han diseñado para esa función.

3.9.1. Dispositivos disipadores de energía

Tienen como objetivo el control de la respuesta sísmica que permiten disipar energía a través de un comportamiento de ciclos histeréticos. Existen distintos tipos de dispositivos disipadores de energía, los dependientes del desplazamiento y los dependientes de la velocidad.

3.9.2. Aisladores de base

Estos aisladores son dispositivos que se colocan entre la subestructura y la superestructura de edificios, puentes, etc. Buscando mejorar la respuesta sísmica aumentando los periodos de vibrar de la estructura y proporcionando un amortiguamiento y disipación de energía adicional, reduciendo sus deformaciones según sea el caso.

Los aisladores de base buscan desacoplar la estructura del terreno colocándose estratégicamente en zonas, las cuales en un evento sísmico proveen a la estructura de suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando que produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso.

Los sistemas de aislamiento de base se encuentran en constante desarrollo e innovación, actualmente existe una gran variedad desarrollada por diferentes países.

Sin embargo, de los distintos sistemas de aislamiento de base que se encuentran en el mundo estos se pueden clasificar por su funcionamiento y material base en las siguientes categorías:

- Apoyo laminado de hule (ALH)
- Apoyo laminado con núcleo de plomo (ALNP)
- Apoyos deslizantes (AD)

3.9.3. Aisladores deslizantes

Para el sistema de aislamiento se requirió el uso de las fichas técnicas de empresas dedicadas al diseño, venta y distribución de estos sistemas (MAURER 2022) y (FIP-mec 2018), de las cuales se obtuvieron algunos parámetros para el diseño de los aisladores.

Los aisladores de base permiten desacoplar la excitación sísmica del suelo y las aceleraciones que afectan a nuestra estructura. De manera específica, los aisladores deslizantes (AD) o también llamados de deslizadores de superficie curva o aisladores de péndulo de fricción. Dichos aisladores consisten en dos superficies de contacto, la placa superior y la placa inferior con un elemento intermedio que genera la fricción debido a la carga de la estructura y el radio de la placa sobre la cual se apoya.

Para obtener el periodo de oscilación de los aisladores se usa la ecuación:

$$T_{Aislador} = 2\pi \times \sqrt{\frac{R}{g}} \quad \text{Ec. (1)}$$

$T_{Aislador}$ = Periodo de vibrar para aisladores de superficie cóncava.

R = Radio de curvatura equivalente del aislador

g = Aceleración de la gravedad

Donde se puede observar que el periodo de oscilación del aislador es dependiente del radio de curvatura de la superficie deslizante curva, de manera que es independiente de la masa de la estructura.

Algunos otros factores que también se deben considerar en el diseño de los aisladores son su durabilidad, magnitud de carga axial aplicada, temperatura ambiente y velocidad de la aplicación de la carga.

En el mercado existen diferentes tipos de aisladores deslizantes; sin embargo, (FIP-mec 2018) establece dos tipos principales que son: una o dos superficies deslizantes esféricas primarias que se adaptan a un desplazamiento horizontal.

- FIP: Deslizante con una superficie esférica primaria. Se compone por tres por tres elementos, el deslizador cóncavo con el radio de curvatura que impone el periodo de oscilación del sistema de aislamiento y se adapta al desplazamiento horizontal, el elemento base secundario que permite la rotación y el elemento intermedio formado para acoplarse a los anteriores dos elementos.



Imagen 3. Aislador tipo FIP series. (MAURER 2022, 3)

- FP-D: Deslizante con dos superficies esféricas primarias. Al ser un dispositivo que cuenta con dos superficies de deslizamiento cóncavas primarias con el mismo radio de curvatura, permite que ambas superficies puedan tomar la mitad del deslizamiento total, obteniendo un beneficio en el espacio que ocupan en planta.

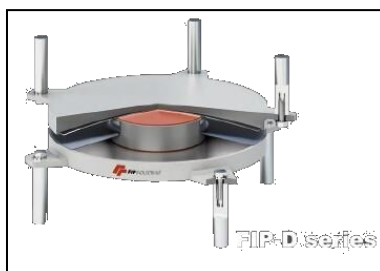


Imagen 4. Aislador tipo FIP-D series. (MAURER 2022, 3)

Por otro lado, (MAURER 2022) maneja 4 distintos tipos de aisladores deslizantes, que de acuerdo con su ficha técnica son:

- Aislador deslizante sin recentrado (SI): Este dispositivo cuenta con una placa superior deslizante plana que se adapta a los desplazamientos horizontales y se disipa la energía por fricción entre el material deslizante y la lámina de acero.

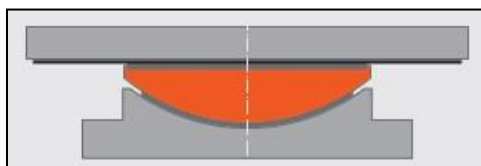


Imagen 5. Aislador deslizante (SI) sin recentrado. (FIP-mec 2018, 12)

- Péndulo de aislamiento deslizante (SIP) con recentrado: Estos dispositivos tienen una placa deslizante cóncava, por lo que funcionan de manera similar a un péndulo, y disipan energía por fricción en la superficie deslizante. La curvatura de la placa cóncava proporciona el periodo y la rigidez de recentrado que es inversamente proporcional al radio de curvatura.

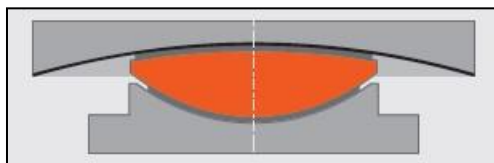


Imagen 6. Péndulo de Aislamiento deslizante (SIP) con recentrado. (FIP-mec 2018, 12)

- Péndulo de aislamiento deslizante doble (SIP-D) con recentrado: utiliza el mismo principio mencionado en los aisladores con doble superficie principal cóncava, que permite obtener el beneficio de reducir la sección del equipo en planta.

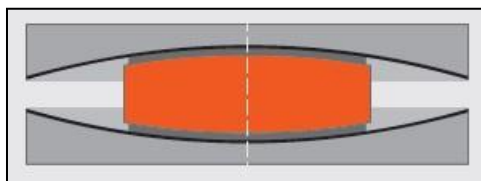


Imagen 7. Péndulo de aislamiento deslizante doble (SIP-D) con recentrado. (FIP-mec 2018, 12)

- Péndulo de aislamiento deslizante adaptativo (SIP-A) con recentrado: Este aislador genera un aislamiento óptimo independiente de la aceleración máxima del suelo debido al sismo, reduce el cortante de la base y la capacidad de desplazamiento gracias a su alta eficiencia y asegura alta capacidad de rotación.

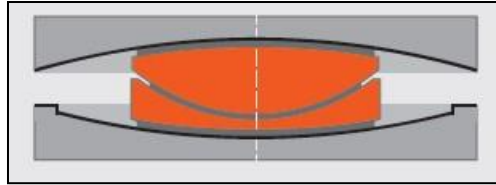


Imagen 8. Péndulo de aislamiento deslizante adaptativo (SIP-A) con recentrado. (FIP-mec 2018, 12)

La composición base para el ciclo de histéresis de este tipo de aisladores tiene la forma que se muestra en la siguiente figura.

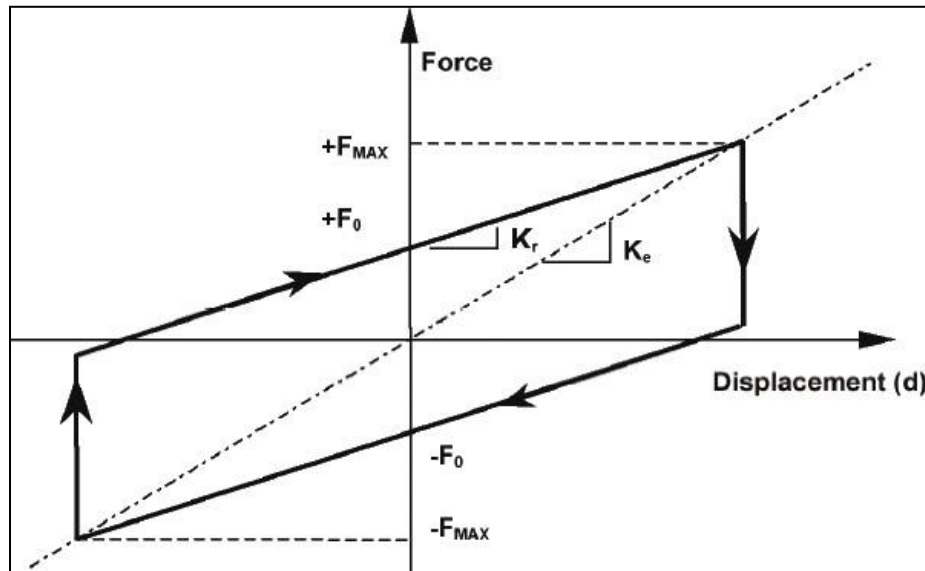


Imagen 9. Modelo lineal equivalente. (FIP-mec 2018, 5)

Utilizando la variable K_e que permite proporcional una rigidez lineal equivalente, representativa al comportamiento esperado del sistema de aislamiento.

Una aproximación del periodo fundamental efectivo, es decir el periodo asociado a la rigidez efectiva, de la estructura con aisladores deslizantes con superficie curva es:

$$T_e = 2\pi \times \sqrt{\frac{1}{g \times \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right)}} \quad \text{Ec. (2)}$$

La fuerza de fricción desarrollada por el aislador es:

$$F_0 = \mu \times N_{sd} \quad \text{Ec. (3)}$$

La rigidez restauradora es:

$$K_r = \frac{N_{sd}}{R} \quad \text{Ec. (4)}$$

La fuerza horizontal máxima está dada por:

$$F_{Max} = F_0 + K_r \times d = \mu \times N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} \times d \quad \text{Ec. (5)}$$

El amortiguamiento viscoso efectivo del sistema de aislamiento es:

$$\xi_b = \frac{2}{\pi} \times \frac{1}{\frac{d}{\mu \times R} + 1} \quad \text{Ec. (6)}$$

Y la rigidez efectiva del aislador es:

$$k_e = N_{sd} \times \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right) \quad \text{Ec. (7)}$$

4. PRELIMINARES DEL PROYECTO

Para la elaboración de este proyecto se solicitó la colaboración del despacho de arquitectura DAA (Daniel Alcalá Architects), que facilitó los planos arquitectónicos de una torre con las características deseadas a evaluar.

La edificación estudiada consiste en un edificio de 12 niveles con uso de hotel, ubicado en la zona hotelera de Puerto Vallarta, Jalisco. Para el diseño estructural de la edificación se tomó como punto de partida el cumplimiento del Reglamento de Construcción para el Municipio de Puerto Vallarta, Jalisco. Los procedimientos de revisión para aspectos de carácter más especializado como es el sismo, de acuerdo con (Municipio de Puerto Vallarta 2020) y su artículo 146, perteneciente al Capítulo I (Disposiciones generales de diseño estructural) del Título X (Seguridad estructural de las construcciones) se apoya del (Comisión Federal de Electricidad 2015) y las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo de Puerto Vallarta (Vallarta 2020).

Para el diseño estructural de las edificaciones, se generaron dos propuestas de diseño que permitieron evaluar el uso de equipos de protección sísmica en una zona de alta sismicidad, me referiré a ellas como:

1^a Propuesta. Estructura sobre base fija.

2^a Propuesta. Estructura equipada con aisladores deslizantes (AD).

En la evaluación de las propuestas se utilizó el análisis dinámico modal (ADM); que permite, de manera aproximada, entender el comportamiento estructural ante un evento sísmico esperado.

4.1.Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en la zona hotelera del municipio de Puerto Vallarta, en el estado de Jalisco, México (Lat.: 20.631597, Long.: -105.231981). Para la elección de la ubicación, se propuso un estado con riesgo sísmico alto en una zona de alta demanda de uso.

En la Imagen 10; se muestra la ubicación de la edificación analizada, con el apoyo de la herramienta Google Earth.

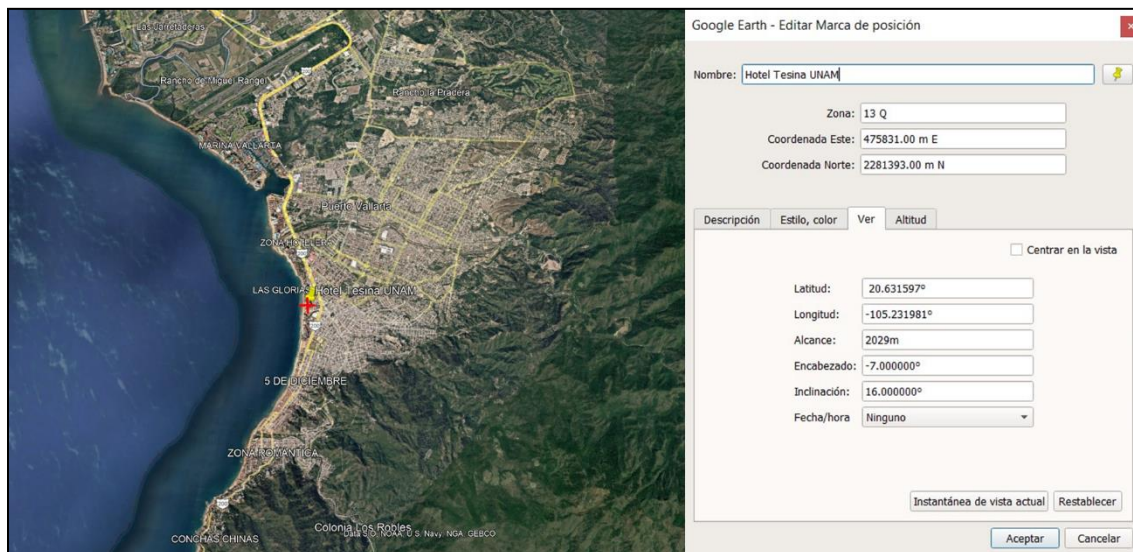


Imagen 10. Ubicación del proyecto de edificio de 12 niveles (municipio de Puerto Vallarta en el estado de Jalisco, México) (Google, 2023).

4.2. Normatividad utilizada

Para la realización de este trabajo se tomó como norma la del Municipio de Puerto Vallarta 2020; las cuales, de acuerdo con el artículo 146 del reglamento de Puerto Vallarta se apoya en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE.

Para la revisión de la seguridad estructural y el diseño de estructuras con aislamiento de base se tomó como referencia el Manual de Obras de CFE y debido a una vigencia más actualizada, se tomó como recomendación en algunos puntos, el uso de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo de la Ciudad de México en su edición 2023 (NTC-Sismo CDMX, 2023).

4.3. Plan de trabajo

Se establecen dos etapas principales de ejecución que se muestra a continuación:

- Recopilación de la información. Se define la metodología de análisis, se llevó a cabo la recolección de datos e información acerca del tema a desarrollar.
- Trabajo de gabinete. La primera parte del trabajo de gabinete consistió en profundizar y adecuar la metodología a seguir para la creación de modelos representativos del problema en estudio. La segunda parte del trabajo de gabinete consistió en la definición de modelos matemáticos para la obtención de datos y la organización de estos. La tercera parte fue el análisis de los datos obtenidos para emitir conclusiones de los resultados.

4.4. Metodología general de diseño

Se estableció una metodología general de diseño para edificaciones en las que se desea comparar el costo-beneficio de dicha estructura, construida con procesos convencionales y la estructura con el uso de equipos de protección sísmica. La metodología general abarca el uso de cualquier dispositivo que permita controlar la respuesta sísmica de la estructura, tomando como principales sistemas el aislamiento de base y los dispositivos disipadores de energía.

La metodología partió de un modelo matemático inicial, que cumple con los requerimientos para un funcionamiento correcto ante un análisis para cargas gravitacionales. Posteriormente, se analizó por sismo empleando los análisis siguientes:

AEL = Análisis Estático Lineal

ADL= Análisis Dinámico Lineal

AENL= Análisis Estático No Lineal

ADNL= Análisis Dinámico No Lineal

Posteriormente, se revisó el cumplimiento de las distorsiones límite establecidas para cada uno de los estados límite correspondientes; se debe realizar un proceso iterativo hasta que se cumpla con los requerimientos normativos.

Cuando se cumple con las distorsiones, se obtiene la primera propuesta de solución a la edificación. De esta propuesta, se registra la información necesaria para la comparativa deseada; en este caso, las secciones y volúmenes de los elementos principales como columnas y vigas; así como, el nivel de comportamiento asociado a la relación entre las distorsiones permitidas y las actuantes estimadas.

Para plantear una segunda propuesta estructural; se comienza con una propuesta del tipo de dispositivo a utilizar para el control de la respuesta en la estructura. En este caso; el uso de aisladores de base de tipo deslizantes. Para el diseño de la segunda propuesta se utilizó la metodología particular propuesta en el diseño de aisladores deslizantes que se presenta más adelante. Después de cumplir con dicha metodología, se regresó a la metodología general de diseño en donde se procede a el registro de la información que se desea comparar con la

propuesta inicial. Al tener la información de ambas propuestas, se puede analizar la información y evaluar la mejor solución.

De manera esquemática, se presenta un diagrama de flujo del procedimiento.

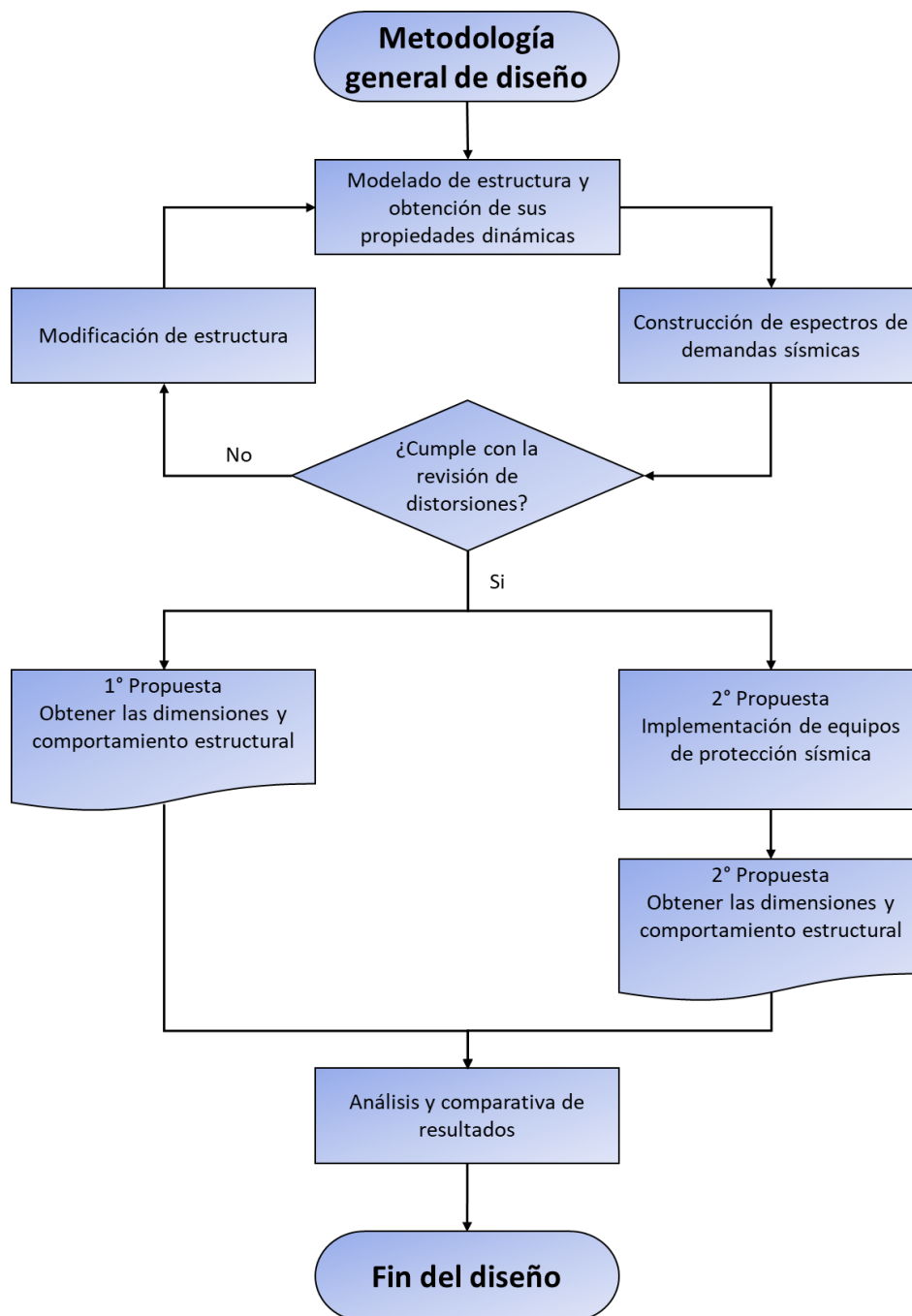


Imagen 11. Diagrama de flujo para metodología general de diseño.

4.5. Metodología de diseño de aisladores deslizantes (AD)

Para la revisión y diseño del sistema de aisladores deslizantes, se tomó como referencia la sección 3.12 “Estructuras Tipo 10 (Aislamiento sísmico y disipación de energía) del Manual de Obras Civiles de CFE 2015; así como algunas recomendaciones que se consideraron eran importantes de las Normas Técnicas Complementarias para Sismo de la Ciudad de México (NTC-Sismo 2023) y de fichas técnicas de las empresas MAURER y FIPMEC.

Antes de proceder con el diseño de aisladores se debe entender la teoría general en cuanto a su funcionamiento y consideraciones importantes a tomar en cuenta. El propósito principal que tienen los sistemas de aislamiento sísmico es el de reducir la demanda de aceleraciones mediante el incremento del periodo de vibrar de la estructura, permitiendo que se aleje de la zona en la que se tienen mayores ordenadas espectrales de aceleración sísmica. Cabe mencionar, que, así como se logra tener una reducción considerable en las aceleraciones que afectan a la estructura; también, que existe un incremento significativo en los desplazamientos laterales en el nivel de aislamiento. Esta situación es de mucha importancia, ya que puede ocasionar problemas significativos al no ser considerada en el planteamiento inicial de la propuesta. Algunos de los puntos que se deben contemplar ante esta situación son: la separación que se requiere de la edificación con sus colindancias, las dimensiones de los equipos de aislamiento, el diseño de juntas constructivas que permitan tales desplazamientos.

- 1) **Cumplimiento de estructura sin aislamiento sísmico.** Para comenzar el diseño de aisladores de tipo deslizantes se parte del prediseño estructural, el cual cumple la normatividad aplicable en cuanto a la revisión de las distorsiones asociadas a los distintos estados límite que se exigen.
- 2) **Obtener las demandas iniciales de trabajo para los aisladores.** De la estructura propuesta se obtienen las cargas verticales máximas para la combinación de gravedad, donde se involucra la carga viva máxima y las cargas muertas; así como la carga máxima obtenida de la envolvente de combinaciones que involucran el análisis sísmico.

- 3) Adaptación de la estructura para implementación de aislamiento sísmico.** Ya que se tiene este dato registrado, se procede con las modificaciones a la estructura. Empezando por agregar un nuevo nivel de entrepiso, inmediatamente superior a la ubicación donde se colocará el sistema de aislamiento; para este caso a nivel de la cimentación, dejando por debajo la altura necesaria para el acceso de un equipo de personal especializado, que pueda ejecutar acciones de monitoreo, mantenimiento y en su caso remplazo del sistema de aislamiento.
- 4) Establecer periodo objetivo de la estructura aislada.** Posteriormente se establece el periodo objetivo (T_{obj}) al que se pretende llegar con el sistema de aislamiento sísmico, en el que se valoró entre la recomendación del MDOC-2015 para estructuras aisladas para realizar un Análisis estático lineal (AEL) de tener un periodo objetivo dos veces mayor que el periodo de la estructura (T_e) sobre base fija ($T_{obj} > 2T_e$) y tomar como recomendación el requerimiento que establecen las NTC-Sismo CDMX (2023) para estructuras que pertenecen al grupo B ($T_{bA}/T_{sA} \geq 3$); donde (T_{bA}) corresponde al periodo efectivo del sistema de aislamiento y (T_{sA}) es el periodo de la superestructura sobre base rígida.
- 5) Cálculo de parámetros iniciales de diseño de aisladores.** Parámetros iniciales para el diseño de los (AD), que se pueden establecer de dos maneras: 1) Con el apoyo de una ficha técnica de este tipo de dispositivos y 2) En caso de no tener fichas técnicas los parámetros iniciales necesarios; como puede ser el desplazamiento esperado de la estructura aislada; se debe calcular por cuenta propia. Los parámetros iniciales que se deben de tomar en cuenta son:
- (N_{Ed}) Carga vertical máxima resistente de diseño del aislador
 - (N_{Sd}) Carga vertical actuante sobre el aislador
 - (R) Radio de curvatura equivalente del aislador

- 6) **Obtención de desplazamiento esperado de estructura aislada.** Se obtiene el desplazamiento esperado asociado al periodo objetivo (T_{obj}) por medio del espectro de desplazamientos elásticos derivado del espectro de aceleraciones mediante la ecuación dada en la sección 3.1 (Espectros de diseño sísmico para el territorio mexicano) del MDOC-2015:

$$Sd\langle T_c \rangle = \frac{T e^2}{4\pi^2} Sa \langle T e, \beta \rangle \quad Ec. (8)$$

Para la construcción del espectro de aceleraciones, se parte de un amortiguamiento efectivo inicial del 15% que posteriormente se modificara con las iteraciones del proceso de calibración para estructuras con aisladores deslizantes, dicho amortiguamiento efectivo solo se considera únicamente para los modos afectados por el comportamiento inelástico del aislador. Por lo que se obtiene un espectro con una especia de truncado al 80% del periodo objetivo, en el cual de ahí a periodos inferiores se toma el amortiguamiento del 5% de acuerdo con lo establecido en el MDOC-2015.

- 7) **Inicio de proceso iterativo de calibración.** Comparación entre el desplazamiento inicial obtenido para el amortiguamiento efectivo calculado y el desplazamiento recalculado. Este proceso es necesario debido a que se plantea un desplazamiento esperado suponiendo un amortiguamiento inicial del $\xi=15\%$, asociado a la rigidez del sistema de aislamiento para el desplazamiento del periodo objetivo. Debido a que lo anterior no se cumple al 100%, se tiene un amortiguamiento modal efectivo distinto al supuesto inicial, que debe recalcularse mediante un proceso iterativo que se presenta en los siguientes pasos.

NOTA: La primera iteración que se realiza, es entre el desplazamiento para un amortiguamiento inicial del 15% y el recalculado con las propiedades del aislador asociadas a ese desplazamiento. Repetir este proceso hasta converger en los desplazamientos entre las últimas dos iteraciones.

8) **Obtención de nuevos parámetros para el diseño del sistema de aislamiento (Proceso iterativo).** Para el desplazamiento obtenido de la estructura, se debe calcular las propiedades del (AD) que permiten recalibrar el comportamiento de los aisladores y acercarse al amortiguamiento efectivo, rigidez lateral, desplazamientos y periodos reales. Las propiedades de los aisladores deslizantes son:

- (μ) Coeficiente de fricción dinámica
- (F_0) Fuerza de fricción desarrollada por el aislador
- (F_{\max}) Fuerza horizontal máxima
- (k_r) Rigidez restauradora
- (ξ_e) Amortiguamiento viscoso efectivo del sistema de aislamiento
- (k_e) Rigidez efectiva del aislador
- (T_b) Periodo asociado a la rigidez k_e para el sistema de aislamiento
- (T_{obj}) Periodo fundamental efectivo aproximado de estructura aislada

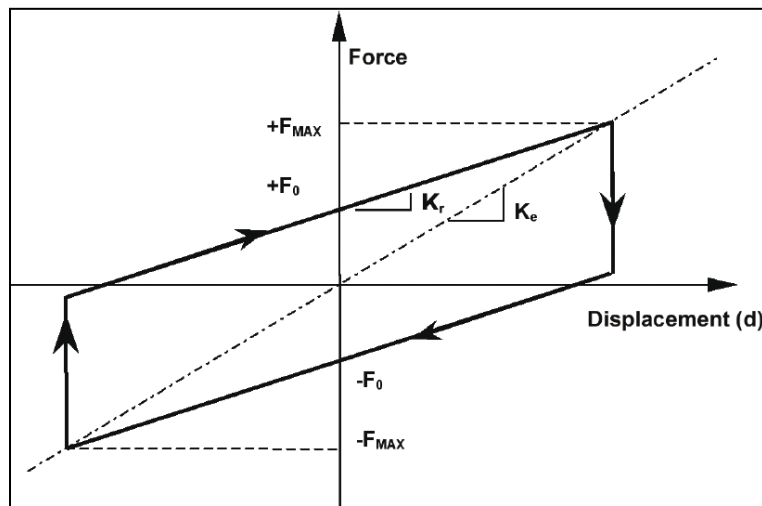


Imagen 12. Ciclo histérico de disipación de energía (Fuerza vs. Desplazamiento) de aislador deslizante (AD).

9) Calcular las nuevas propiedades dinámicas del sistema de estructura aislada.

- $\{M\}$ Matriz de masas del sistema
- $\{K\}$ Matriz de rigidez del sistema
- $\{C\}$ Matriz de amortiguamiento del sistema
- (ω_n) Frecuencia angular del sistema
- (T_n) Periodos del sistema
- (ζ_{modal}) Amortiguamiento modal del sistema

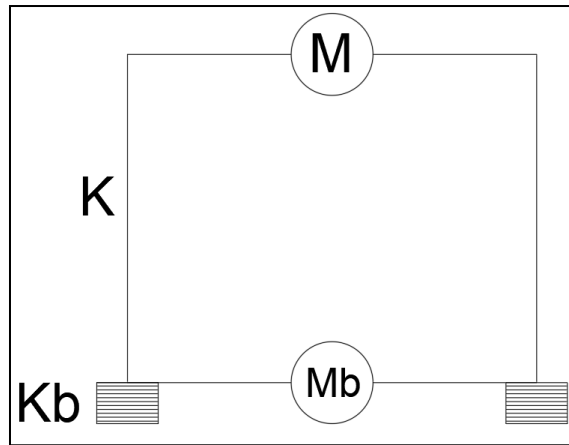


Imagen 13. Sistema de estructura aislada simplificado.

10) Convergencia del desplazamiento elástico asociado a la rigidez efectiva. Con el amortiguamiento modal efectivo obtenido del paso anterior, se aplica a las demandas sísmicas de la estructura y se obtiene un nuevo desplazamiento en el nivel de aislamiento, el cual se compara con el anterior hasta converger en los resultados.

11) Fin del proceso en el diseño del sistema de aislamiento. Continuar con el proceso de la metodología general del diseño.

De manera más esquemática, se presenta a continuación un diagrama de flujo que permite ver de manera más simplificada este procedimiento.

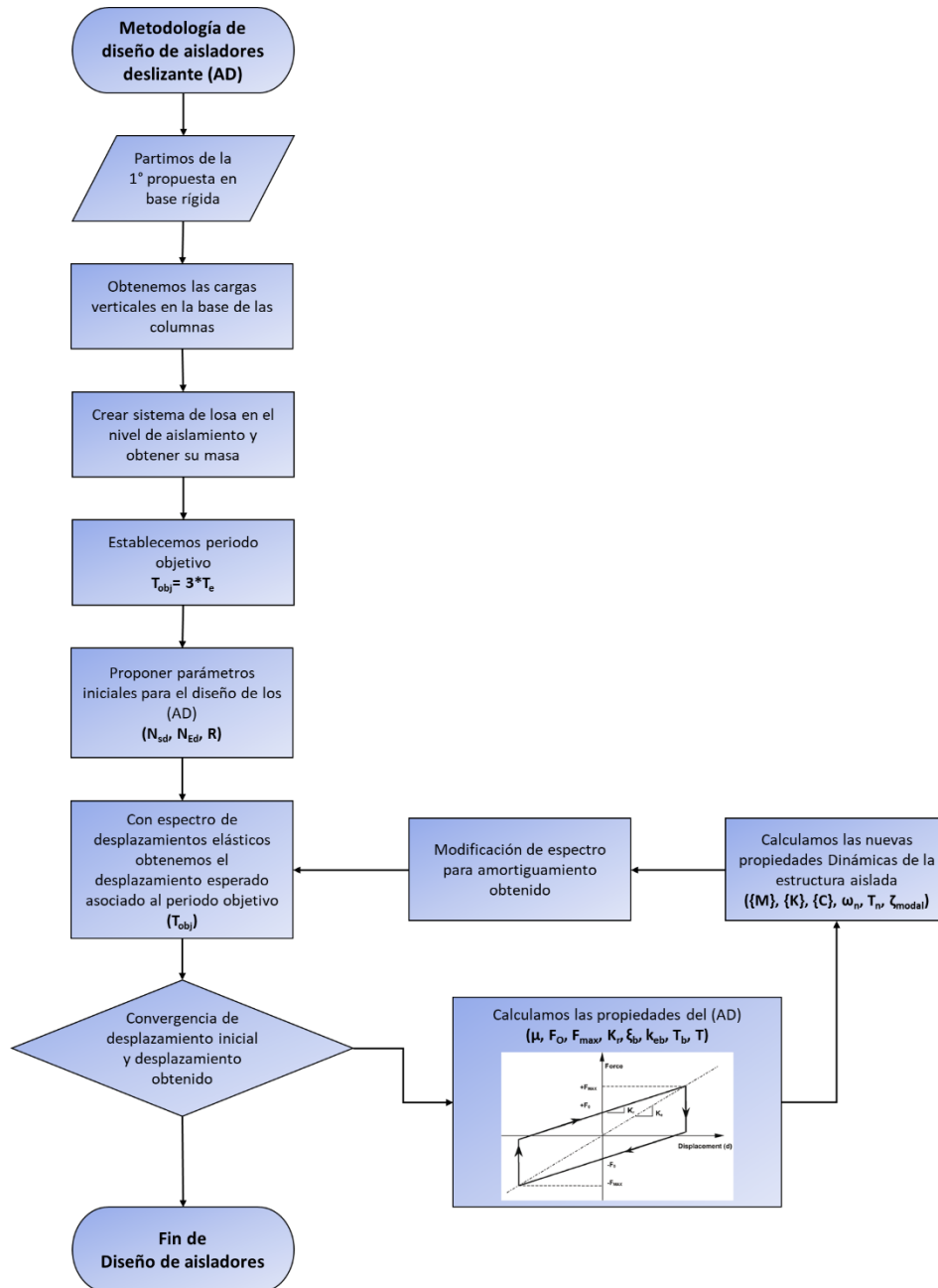


Imagen 14. Diagrama de flujo para metodología de diseño de aisladores deslizantes (AD)

4.6. Sistema estructural

Como se mencionó anteriormente, el edificio consta de 12 niveles, ver (Imagen 15). La edificación es una estructura regular en planta y en elevación; se espera que tenga un buen comportamiento ante eventos sísmicos. La estructura de la edificación será a base de marcos estructurales de concreto para el sistema de trabes y columnas, el sistema de losa será de tipo losa maciza de 10cm de espesor armado con un armado base de varilla corrugada en el lecho inferior y reforzado con bastones en lecho superior para la resistencia de los momentos negativos, que a su vez son recibida por las trabes principales; las cuales se apoyan sobre las columnas de los marcos, bajando las cargas hasta la cimentación o el sistema de aislamiento sísmico a nivel de la cimentación, según sea la propuesta de diseño.

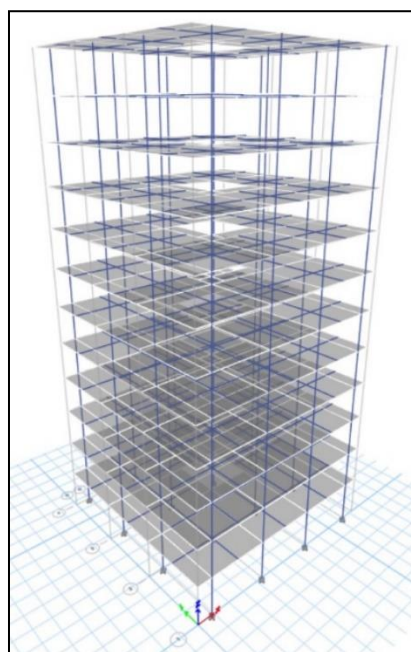


Imagen 15. Modelo 3D en base rígida (Sin Aislamiento de base)

La geometría en planta de nuestra estructura tiene 21.4 m de largo en la dirección “X” y por 20.4 m de ancho en dirección “Y”. Existen cuatro ejes principales en cada dirección (x, y), generando tres vanos entre ellos con una separación de 6.1m en dirección “X” y de 6.9 en dirección “Y”, como se muestra en la Imagen 16.

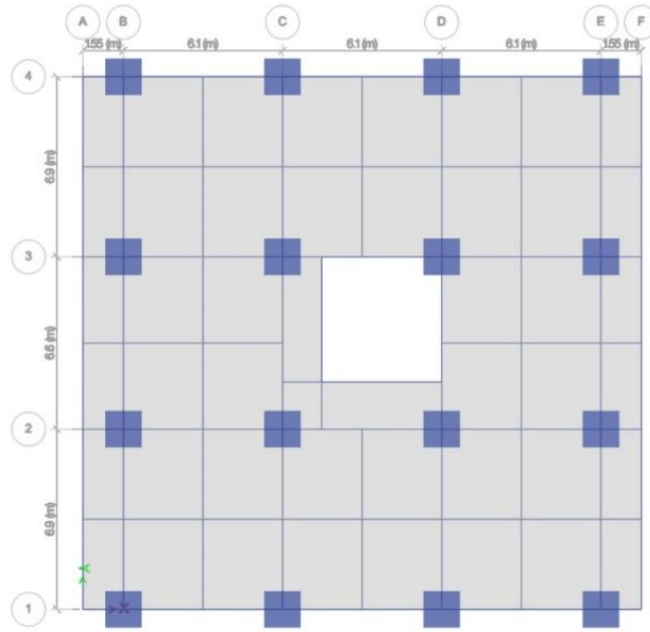


Imagen 16. Planta estructural

Los muros de las plantas de entepiso fueron de block hueco 15x20x40cm confinados con castillos de concreto reforzado con armex y no se trabajaron como muros estructurales, por lo que el diseño de las conexiones permitió aislarlos de las columnas y evitando una conexión entre las losas que permitió transmitir las cargas entre dichos sistemas que son el sistema estructural principal.

El sistema de aislamiento se colocó de nivel de planta baja hacia abajo, colocando los aisladores correspondientes a cada columna. El sistema de aislamiento sísmico presupuesto fue de tipo aisladores deslizantes (AD) de acuerdo con el Manual de Obras Civiles (CFE, 2015). Los cuales estuvieron desplantados sobre las columnas que hacen la descarga vertical a la cimentación.

4.7. Cuadro de datos de la edificación

Características de la edificación						
Sim. A=	Si			Simetría en el lado largo de la estructura (A)		
Sim. B=	Si			Simetría en el lado corto de la estructura (B)		
A=	21.40	m		Largo de la base del edificio		
B=	20.40	m		Ancho de la base del edificio		
H=	45.25	m		Altura del edificio		
A _{Max.} Planta=	436.56	m ²		Area de planta mas grande		
A _{Total} =	5,238.72	m ²		Area total de edificación		
Max. EoS en A=	0.00	m		Maxima entrante o saliente en la dimensión A		
Max. EoS en B=	0.00	m		Maxima entrante o saliente en la dimensión B		
Rel. H/B=	2.22			Relacion de Altura/Ancho de la base		
Rel. A/B=	1.05			Relacion de dimensiones Largo/Ancho en la base		
Rel. EoS en A=	0%			Relacion de entrantes y salientes en el lado largo del edificio (A)		
Rel. EoS en B=	0%			Relacion de entrantes y salientes en el lado corto del edificio (B)		

Tabla 1. Datos generales de edificación.

4.8. Materiales

MATERIAL	RESISTENCIA MÓDULO DE ELASTICIDAD
Concreto para elementos tipo columnas, trabes, zapatas	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ $E=221,360 \text{ kg/cm}^2$
Concreto para cimentación	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ $E=221,360 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (varillas #3)	$f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,039,000 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (varillas #2)	$f_y=2,300 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 2. Materiales de edificación.

4.9.Cargas Vivas

De acuerdo con el Reglamento de Construcción para el Municipio de Puerto Vallarta, Jalisco se tienen cargas vivas de entrepiso y de azotea marcadas en color amarillo, que se muestran en la Tabla 3. Tabla 3. Cargas Vivas

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m^2			
Destino de piso o cubierta	CVm	CVa	Observaciones
a) Habitación (casa/habitación, departamento, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares.	190	90	(1)
b) Oficinas, despachos y laboratorios	250	180	(2)
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	350	200	(3) (4)
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales incluyendo salones de baile y gimnasios	480	350	(5)
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, restaurantes, áreas de lectura en bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	350	250	(5)
f) Comercio, fabricas, talleres, bodegas y áreas de almacenaje	CVm	0.9 CVm	(6)
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	100	70	(4) (7)
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	40	20	(4) (7) (8)
i) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	300	200	
j) Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	250	150	(9)

Tabla 3. Cargas Vivas

Como se muestra en la tabla anterior, se resaltan las cargas vivas consideradas para los niveles de entrepiso para uso de cuartos de hotel, que son de carga viva máxima (CVm=190 kg/m^2) y de carga viva accidental de (CVa= 90 kg/m^2); así como las cargas vivas máximas de azotea de (CVm=100 kg/m^2), y cargas vivas accidentales de (CVa=70 kg/m^2).

4.10. Cargas muertas

Para aplicar las cargas muertas de entrepiso y azotea se analizaron las cargas que se presentan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** respectivamente.

PESO LOSA MACIZA (10 cm) ENTREPISO 10 cm ESPESOR						
MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	CANTIDAD	UNIDAD	PESO TOTAL	UNIDAD	
PISO CERAMICA	2,000	0.04	m ³	80.00	kg/m ²	
RENIVELACIÓN DE LOSA	1,800	0.03	m ³	45.00	kg/m ²	
SISTEMA DE LOSA (10cm)	2,400	0.10	m ³	240.00	kg/m ²	
INSTALACIONES			m ²	10.00	kg/m ²	
PLAFON			m ²	40.00	kg/m ²	
SOBRECARGA REGLAMENTARIA			m ²	20.00	kg/m ²	
				CM=	435	kg/m²

Tabla 4. Análisis de carga muerta (CM) de entrepiso

PESO LOSA MACIZA (10 cm) AZOTEA 10 cm ESPESOR						
MATERIAL	PESO VOLUMÉTRICO	CANTIDAD	UNIDAD	PESO TOTAL	UNIDAD	
ENLADRILLADO CON CUÑA DE BARRO Y ENTORTADO	1,500	0.03	m ³	45.00	kg/m ²	
TEPETATE PARA DAR PENDIENTE DEL 2%, PARA TRAMOS MAXIMOS DE 12m.	1,300	0.12	m ³	156.00	kg/m ²	
SISTEMA DE LOSA (10cm)	2,400	0.10	m ³	240.00	kg/m ²	
INSTALACIONES			m ²	10.00	kg/m ²	
PLAFON			m ²	40.00	kg/m ²	
SOBRECARGA REGLAMENTARIA			m ²	20.00	kg/m ²	
				CM=	511	kg/m²

Tabla 5. Análisis de carga muerta (CM) de azotea.

4.11. Carga de muros sobre losas

Como se mencionó en el apartado de la descripción del sistema estructural, los muros que se colocarán en cada planta no tendrán una función estructural; su función es únicamente la de ser muros divisorios que permitan aislar los espacios de la intemperie, ej. el viento, la temperatura, el ruido, etc. Sin embargo, se debe considerar la carga que ejercen esos muros sobre el sistema estructural de la losa y sistema de marcos. Para lo cual, se realiza un análisis de densidad de muros y se hace una aplicación de carga de muros uniformemente repartida por m^2 , considerando uno de los tableros que representa la carga más crítica. Para la aplicación de carga de muros se tomó en cuenta una densidad de muros de $0.31 m/m^2$ y se aplica una carga de $235 kg/m^2$ considerando que serán muros confinados de block hueco.

# TABLERO	AREA TABLERO (m2)	MURO (m)	Factor de densidad de muros
Area total de losa	42.09	13.00	0.31

Tabla 6. Densidad de muros por tablero.

Análisis de cargas para muros Block		
Datos		
$H_{muros} =$	3.50	m
$b_{muro} =$	15	cm
$t_{yeso} =$	3	cm
$\gamma_{muro} =$	1,150	kg/m^3
$\gamma_{yeso} =$	1,500	kg/m^3
$w_{muro} =$	172.5	kg/m^2
$w_{yeso} =$	45	kg/m^2
$w_{total} =$	217.5	kg/m^2
$w_{lineal.muro} =$	761	kg/m
$w_{muro} =$	235	kg/m^2

Tabla 7. Análisis de cargas para muro de block hueco 15x20x40.

4.12. Casos de carga

Para los casos de carga que se contemplaron para el análisis, se tomaron los casos y su nomenclatura que se presentan en la Tabla 8.

Name	Type
Modal	Modal - Eigen
CM	Linear Static
CVMax	Linear Static
CVInst	Linear Static
SDX PC	Response Spectrum
SDY PC	Response Spectrum
SDX Servicio	Response Spectrum
SDY Servicio	Response Spectrum
SDX AISLADA	Response Spectrum
SDY AISLADA	Response Spectrum

Tabla 8. Casos de carga

Definición de casos de carga

CM: Se consideran cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.

CVmax: La carga viva máxima se deberá emplear para el diseño estructural para fuerzas gravitacionales.

CVinst: La carga viva instantánea o accidental es la que se debería de usar para combinaciones de carga para diseño sísmico.

SDX (PC): Caso de carga para efectos del sismo de diseño considerado en dirección “X”, para prevención de colapso.

SDY (PC): Caso de carga para efectos del sismo de diseño considerado en dirección “Y”, para prevención de colapso.

SDX (Servicio): Caso de carga para efectos del sismo considerado en dirección “X”, para sismo de servicio, también llamado sismos frecuentes.

SDY (Servicio): Caso de carga para efectos del sismo considerado en dirección “Y”, para sismo de servicio, también llamado sismos frecuentes.

SDX (Aislada): Caso de carga para efectos del sismo considerado en dirección “X”, para sismo aplicado con aisladores de base.

SDY (Aislada): Caso de carga para efectos del sismo considerado en dirección “Y”, para sismo aplicado con aisladores de base.

4.13. Combinaciones de carga

Es importante identificar el uso para cada una de las combinaciones de carga que se ingresan en los modelos matemáticos. Se describe a continuación el uso de cada una de las combinaciones utilizadas en el análisis.

La combinación 01 es la combinación de cargas de servicio gravitacionales. Esta combinación sirve para el dimensionamiento de la cimentación de la estructura.

En las combinaciones de la 02 a la 09 se tienen las combinaciones sísmicas de servicio. Estas combinaciones sirven para la revisión de distorsiones de entrepiso. Se componen de una fuerza del 100% del sismo en alguna de sus direcciones (X, Y) y 30% en la otra dirección, y generando las 8 combinaciones asociadas a las distintas variantes.

La combinación 10 es una envolvente para las combinaciones sísmicas de servicio, la cual sirve para la revisión de desplazamientos y distorsiones máximas, que determina el comportamiento de la estructura.

La combinación 11 es una combinación de peso sísmico. Esta combinación consiste en calcular el comportamiento de la $CM + CV_{inst}$, con el cual se puede obtener el peso sísmico de la estructura. Esta combinación es muy útil para los análisis dinámicos y el diseño de los aisladores ante efectos del peso sísmico.

La combinación 12 es la combinación para cargas factorizadas ante efecto de gravedad. Esta combinación es utilizada para el diseño de elementos estructurales.

Las combinaciones de la 13 a la 20 son las combinaciones sísmicas factorizadas. Que al igual que la combinación 12 sirven para el diseño de los elementos estructurales.

La combinación 21 es un envolvente para las combinaciones sísmicas de diseño (Factorizadas). Esta combinación es utilizada para el diseño de elementos estructurales.

Las combinaciones de la 22 y 23 son las combinaciones sísmicas de servicio, para el sismo inducido a la estructura con sistema de aislamiento. Esta combinación utiliza los estados de carga con SDX (Aislada) y SDY (Aislada); que se componen por el espectro elástico de aceleraciones.

Las combinaciones definidas anteriormente se muestran en las Tabla 9 y Tabla 10, junto a sus casos de carga correspondientes a cada una de ellas.

01 - CM+CVMax	CM
	CVMax
02 - CM+CVInst+1SDX+0.3SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
03 - CM+CVInst+1SDX-0.3SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
04 - CM+CVInst-1SDX+0.3SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
05 - CM+CVInst-1SDX-0.3SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
06 - CM+CVInst+0.3SDX+1SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
07 - CM+CVInst+0.3SDX-1SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
08 - CM+CVInst-0.3SDX+1SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
09 - CM+CVInst-0.3SDX-1SDY	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
10- Envoltente SD	02 - CM+CVInst+1SDX+0.3SDY
	03 - CM+CVInst+1SDX-0.3SDY
	04 - CM+CVInst-1SDX+0.3SDY
	05 - CM+CVInst-1SDX-0.3SDY
	06 - CM+CVInst+0.3SDX+1SDY
	07 - CM+CVInst+0.3SDX-1SDY
	08 - CM+CVInst-0.3SDX+1SDY
	09 - CM+CVInst-0.3SDX-1SDY

Tabla 9. Combinaciones de carga.

11 - CM+CVInst	CM
	CVInst
12 - 1.3CM+1.5CV	CM
	CVMMax
13 - 1.1(CM+CVInst+1SDX+0.3SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
14 - 1.1(CM+CVInst+1SDX-0.3SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
15 - 1.1(CM+CVInst-1SDX+0.3SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
16 - 1.1(CM+CVInst-1SDX-0.3SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
17 - 1.1(CM+CVInst+0.3SDX+1SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
18 - 1.1(CM+CVInst+0.3SDX-1SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
19 - 1.1(CM+CVInst-0.3SDX+1SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
20 - 1.1(CM+CVInst-0.3SDX-1SDY)	CM
	CVInst
	SDX PC
	SDY PC
21- Envoltente Diseño	13 - 1.1(CM+CVInst+1SDX+0.3SDY)
	14 - 1.1(CM+CVInst+1SDX-0.3SDY)
	15 - 1.1(CM+CVInst-1SDX+0.3SDY)
	16 - 1.1(CM+CVInst-1SDX-0.3SDY)
	17 - 1.1(CM+CVInst+0.3SDX+1SDY)
	18 - 1.1(CM+CVInst+0.3SDX-1SDY)
	19 - 1.1(CM+CVInst-0.3SDX+1SDY)
	20 - 1.1(CM+CVInst-0.3SDX-1SDY)
22 - CM+CVInst+1SDX+0.3SDY(AISLADORES)	CM
	CVInst
	SDX AISLADA
	SDY AISLADA
23 - CM+CVInst+0.3SDX+1SDY(AISLADA)	CM
	CVInst
	SDX AISLADA
	SDY AISLADA

Tabla 10. Combinaciones de carga.

5. 1° PROPUESTA: ESTRUCTURA SOBRE BASE FIJA

Como se mencionó en los preliminares del proyecto; para el estudio de los efectos sísmicos en la estructura de la primera propuesta desplantada sobre base fija. Se realizó un análisis dinámico modal con el uso de espectros de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de CFE. El cual, servirá como referencia para la generación de espectros de diseño y las revisiones de seguridad estructural.

5.1. Secciones y volúmenes de material

Para esta primera propuesta se realizaron varias iteraciones en las secciones propuestas de los elementos de los marcos hasta cumplir con las distorsiones permitidas para los estados límite de seguridad contra colapso y servicio. Las secciones con las que se cumplió dichos estados límite se presentan en la Tabla 11.

1° Propuesta estructural (Base fija)				
Elemento	Nomenclatura	Sección cm	Volumen m ³	Peso kgf
Columna	C-1 (Sismo)	110 x 110	876	2,102,496
Viga principal	VP-1 (Sismo)	55 x 85	765	1,836,490
Viga secundaria	VS-1	25 x 40	199	478,656
Losa maciza	Losa 10cm	t= 10	497	1,193,702
			$\Sigma=$	2,338
				5,611,344

Tabla 11. Secciones y volúmenes de 1° Propuesta estructural (Base fija).

5.2.Espectro de diseño sísmico

De acuerdo con el Manual de (Comisión Federal de Electricidad 2015), la seguridad estructural debe revisarse principalmente para dos estados límite de comportamiento estructural. El primer estado límite es el de prevención de colapso; en el que se busca que la estructura resista el sismo de diseño probable para un cierto periodo de retorno, sin que se presente un colapso total de la estructura. Sin embargo, debido a que las demandas sísmicas son construidas con funciones de probabilidad; y se entiende que no es viable construir estructuras para cualquier clase de sismo, se acepta el daño de la estructura ante este estado límite. Permitiendo que este daño genere liberación de energía sísmica; a este daño se le asocia con un amortiguamiento del sistema. El segundo estado límite es el de Servicio, con el que se busca que la edificación presente nulo o poco daño estructural.

Cada uno de estos estados límite se revisa con dos espectros sísmicos distintos, ya que el daño permitido en la estructura también se encuentra asociado a un nivel de probabilidad de ocurrencia para sismos con cierta intensidad. Para la construcción de dichos espectros, se pueden obtener mediante las ecuaciones propuestas en el MDOC-CFE o directamente con el uso del Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS), creado para el diseño de estructuras de la Comisión Federal de Electricidad.

Para la construcción del espectro sísmico, ya sea con las ecuaciones o con el programa PRODISIS, se inicia identificando la ubicación exacta del inmueble a analizar, para la cual se hizo uso de la herramienta Google Earth. En este caso, como se mencionó anteriormente, es un edificio ubicado en la zona hotelera de Puerto Vallarta, a continuación, se muestra la información más detallada.

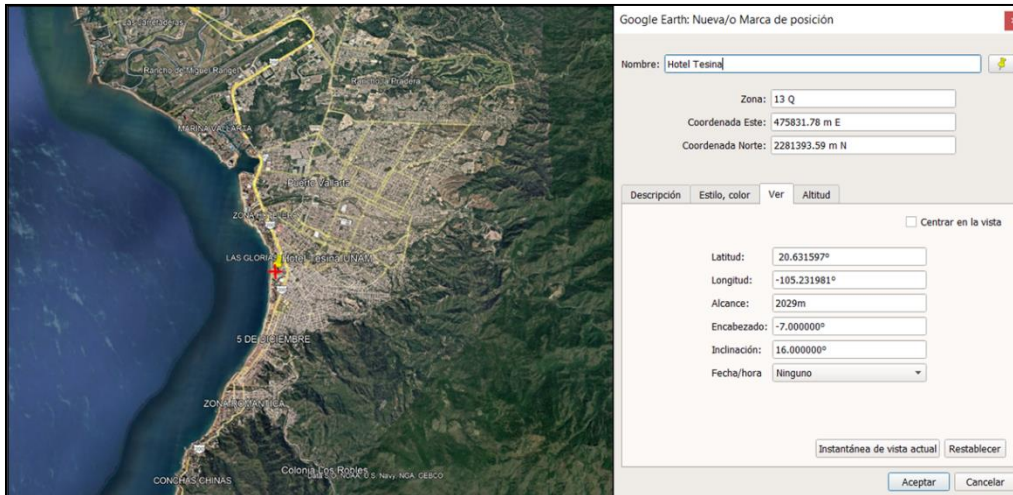


Imagen 17. Ubicación de edificación (Latitud: 20.631597°; Longitud 105.231981°). (Imagen obtenida del programa Google Earth)

Estos datos se ingresan en la pestaña de coordenadas de una nueva ubicación en el programa PRODISIS como se muestra en la Imagen 18.

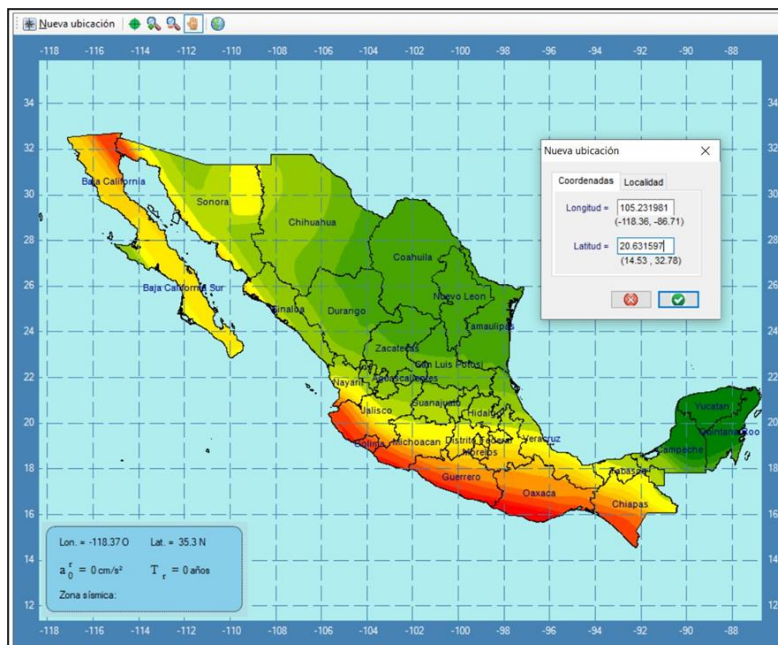


Imagen 18. Venta de Peligro sísmico de programa PRODISIS.

Al ingresar esta información, el programa arrojará la zona sísmica en la que se encuentra ubicado el inmueble; también mostrará el espectro de respuesta en roca del sitio, así como sus parámetros de referencia.

En la Imagen 19 se aprecia con mayor claridad que el terreno para la edificación analizada, se ubica en una “Zona sísmica D” con una aceleración máxima en roca de ($a_0^r = 361.49$ cm/s²) y una aceleración máxima espectral de ($c^r = 787.86$ cm/s²).

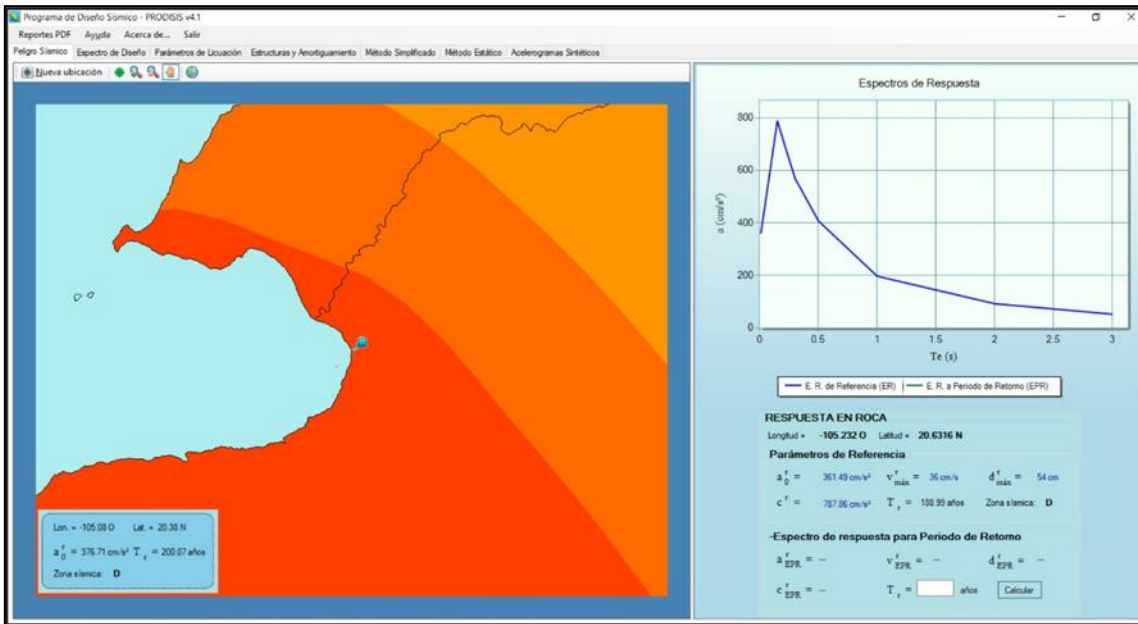


Imagen 19. Espectro de respuesta en roca y zona sísmica del terreno.

Después de obtener el espectro de respuesta en roca en el programa PRODISIS, se obtiene el Espectro de Diseño, en el cual se requiere 3 datos principales. El primero es colocar la importancia estructural de acuerdo con la clasificación de la estructura dada por el Reglamento de Construcción de Puerto Vallarta (RCPV) en el artículo 147. Los otros dos parámetros que se requieren en dicha pestaña son la velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente (v_s) y el espesor total del estrato de terreno equivalente (H_s). Estos parámetros deben ser proporcionados por un estudio geotécnico o geofísico; para la ejecución de este proyecto, se contemplaron los parámetros establecidos por el MDOC para un terreno tipo I; ya que, al ser un proyecto con fines académicos no era viable la contratación de estos estudios. Sin embargo, se entiende que de acuerdo con el artículo 190 del RCPV, al ser una edificación mayor de 7 niveles, es necesario de realizar los estudios especializados necesarios.

La clasificación de la estructura analizada se puede identificar en la Imagen 20. Clasificando a la estructura perteneciente al Grupo B.

Artículo 147. Para efectos de este Título las acciones Urbanísticas se clasifican en los siguientes grupos:

I. **Grupo A:** Edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, las que subdividen en:

A1: Edificaciones esenciales; hospitales, estaciones de bomberos y de policía, terminales de transporte aéreo y terrestre, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, tanques o contenedores de agua que pudiera ser utilizada para combatir incendios y cualquier edificación cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana;

A2: Edificaciones peligrosas; depósitos de sustancias inflamables o tóxicas o cualquier edificación cuya falla represente un peligro significativo para la comunidad; y

A3: Edificaciones de ocupación especial; escuelas, estadios o cualquier estructura que aloje más de 5,000 personas; así como los museos y edificios que contengan archivos y registros públicos; y

II. **Grupo B:** Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, **hoteles** y construcciones comerciales e industriales no consideradas en el Grupo A, de más de 15 metros de altura o con más de 3,000 metros cuadrados de área total construida. El área se refiere a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo, incluyen las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquél otro a través del cual se desaloje. Así como edificaciones que puedan alojar más de doscientas personas.

Imagen 20. Clasificación estructural de acuerdo con el artículo 147 del RCPV.

En la siguiente imagen, se muestra la información proporcionada en la pestaña de Espectro de Diseño del programa PRODISIS para una importancia estructural “B2”, una velocidad de onda de v_s : **720 (m/s)** y la altura del estrato equivalente de H_s : **10 (m)**.

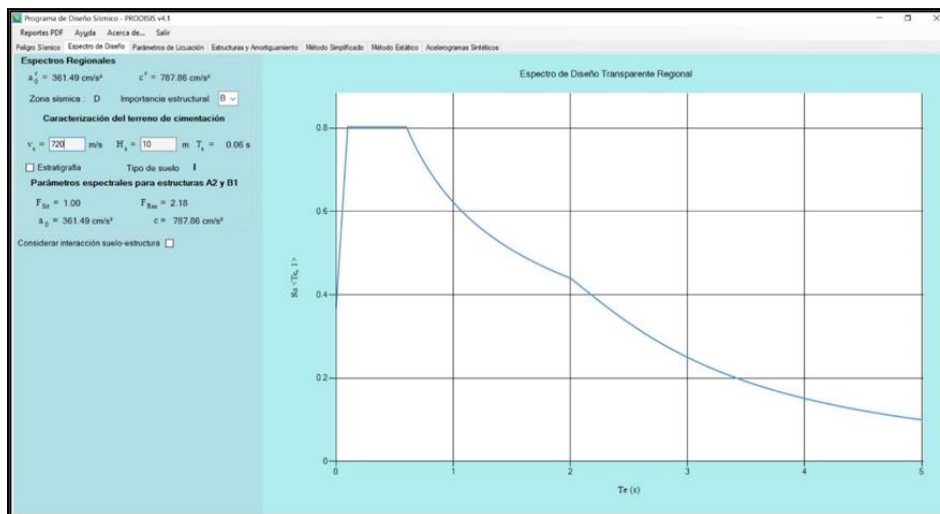


Imagen 21. Espectro de diseño transparente regional.

5.3. Factores que caracterizan la respuesta estructural

Como se mencionó anteriormente, las estructuras se diseñan para aceptar cierto nivel de daño ante eventos de gran intensidad, pero con poca probabilidad de ocurrencia en la vida útil de la estructura. Se considera que, ante las demandas máximas probables de diseño sísmico se permite el uso de factores de respuesta estructural, dichos factores son principalmente cuatro en los que se contemplan cuestiones como el daño, la incertidumbre en la resistencia de los materiales, la evaluación cargas, dentro de otros; también factores de respuesta asociados la hiperestaticidad del sistema y la regularidad de la estructura. Dichos factores se explican de manera más detallada a continuación.

- I. **Factor de comportamiento sísmico (Q):** También llamado factor de ductilidad; es un factor que permite cuantificar la capacidad del sistema a incursionar en su rango inelástico antes de fallar. Este rango inelástico, asociado al daño presentado en la estructura después de su punto de fluencia y antes del colapso del sistema.

Para la estructura analizada se estableció un $Q = 2$ de acuerdo con el capítulo 3.3.1.1 del MDOC-2015. A continuación, se especifican los requisitos para este factor.

Factor de comportamiento sísmico (Q)	
Q=	2
La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo que se especifica para los casos $Q = 4$ y $Q = 3$ o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las RNDEV. También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las RNDEV, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las RNDEV para estructuras de madera, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas vigentes.	

Imagen 22. Factor de comportamiento estructural (Q).

II. Factor reductor por Sobrerresistencia (Ro): Este factor contempla principalmente la incertidumbre que se tiene en distintos conceptos al momento de diseñar. Algunas de las razones principales de que exista una sobrerresistencia en la estructura son, la resistencia real de los materiales a utilizar y la incertidumbre en la evaluación de las cargas asignadas a la estructura.

Para esta estructura se tomó un factor reductor por sobrerresistencia de **Ro=2** como se determina en la Imagen 24.

Factor reductor por sobrerresistencia	
Ro=	2
Marcos de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos de los dos materiales diseñados con Q = 3 ó Q = 2; columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos o estructuraciones hechas con elementos de concreto prefabricado o presforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales diseñados con Q = 2, 3 y 4; por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior o por marcos y armaduras de madera.	

Imagen 23. Factor reductor por sobrerresistencia (Ro).

III. Factor por redundancia (ρ): Es un factor en el que contempla la redistribución en las cargas y esfuerzos de cada uno de los elementos del sistema, de acuerdo con su uso, rigidez, linealidad en los materiales reales. A esta propiedad también se le conoce como hiperestaticidad.

Para este caso el valor determinado para el factor por redundancia es **ρ=1.25**.

Factor por redundancia	
ρ=	1.25
En estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujeas o estructuraciones equivalentes.	

Imagen 24. Factor por redundancia (ρ).

IV. Factor correctivo por irregularidad (α): Este factor consiste en asignar un valor a el nivel de regularidad de la estructura. Este concepto es bastante importante debido a que se ha comprobado que el colapso de un gran porcentaje de estructuras en los sismos de alta intensidad en México, han colapsado por problemas de irregularidad.

La estructura analizada cumple con los requisitos para ser considerada “Regular”. Con un factor correctivo por irregularidad de $\alpha=1$.

Condiciones de Regularidad			
Número	Condición	Cumple	No Cumple
1	La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.	X	
2	La relación entre altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.	X	
3	La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.	X	
4	En planta no se tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.	X	
5	En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente, lo que deberá justificarse con resultados de análisis de modelos simplificados del sistema de piso a utilizar.	X	
6	No se tienen aberturas en el sistema de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no exceda, en ningún nivel, 20% del área de la planta.	X	
7	El peso de cada nivel incluyendo, la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción esta exento de condiciones de peso mínimo.	X	
8	Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.	X	
9	En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.	X	
10	La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.	X	
11	En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en mas de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.	X	
Estructuras fuertemente irregulares			
Número	Condición	Cumple	No Cumple
1	La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso excede en más de 20% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad.		X
2	La rigidez o resistencia al corte de algún entrepiso excede en mas de 100% a la del piso inmediato inferior.		X
3	No cumple simultáneamente con las condiciones 10 y 11 de regularidad descritas en el inciso 3.3.2.1.		X
4	No cumple con cuatro o mas de las condiciones de regularidad descritas en el inciso 3.3.2.1.		X
Factor correctivo (α)		Tipo de estructura:	
1		Regular	

Tabla 12. Factor correctivo por irregularidad (α).

Posteriormente, se seleccionó la opción para el tipo de estructura 1 (Edificios) y en seguida se ingresan los factores de respuesta estructural obtenidos anteriormente; como se muestra en la siguiente imagen.

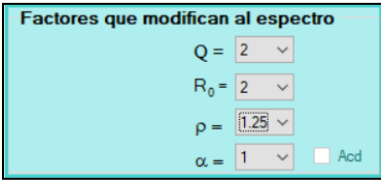


Imagen 25. Factores de respuesta estructural en programa PRODISIS.

Al ingresar esta información, el programa construye el espectro de diseño con el que se revisa el estado límite para prevención de colapso y se diseñan los elementos estructurales en la combinación que corresponda. Para la construcción del espectro de servicio, que es necesario para la revisión del Estado límite de Servicio; se puede tomar el espectro elástico arrojado por el programa PRODISIS y afectarlo, de acuerdo con el capítulo 3.1.8 del MDOC-2015, por un factor de reducción de $F_{Ser}=5.5$.

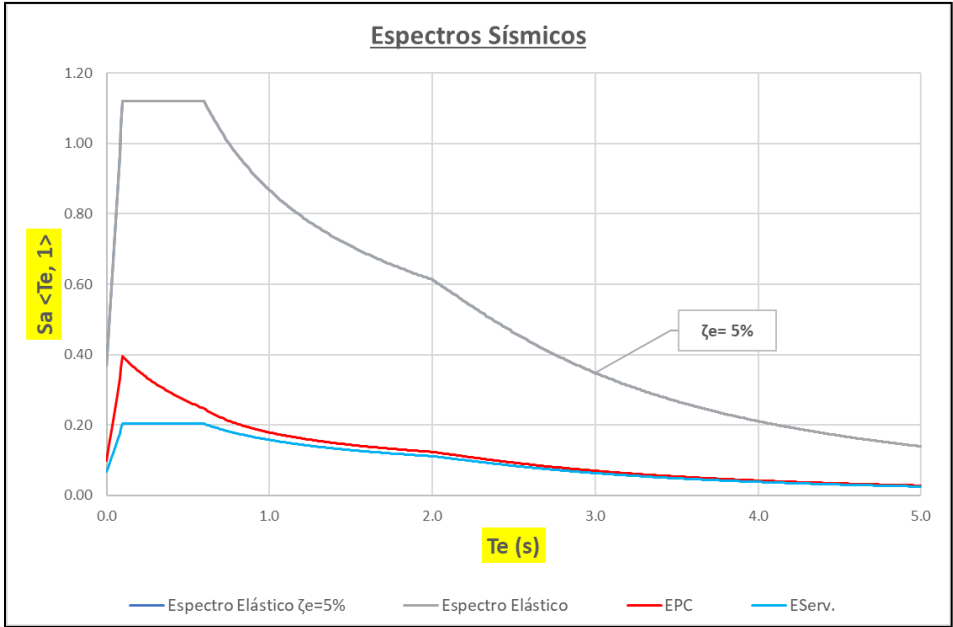


Imagen 26. Espectro Elástico, Espectro de Diseño modificado y Espectro de Servicio.

5.4. Consideraciones de modelado

Para el análisis estructural de la edificación se utilizó el programa ETABS en su versión 18.1.1. se realizaron los análisis dinámicos de la estructura de una manera práctica. Se debe de entender que se debe tener mucho cuidado al momento de modelar estructuras con programas de análisis, debido a que los programas arrojaran la calidad de la información con la que fueron alimentados. Algunas consideraciones especiales para el modelado de la estructura analizada son:

La modificación de las inercias efectivas, en los principales elementos estructurales de análisis; como las vigas y columnas; se tomó la decisión de seguir la recomendación de las NTC-Concreto de la Ciudad de México en la que establece que las estructuras de concreto reforzado, los momentos de inercia deben afectarse con los siguientes factores.

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados ¹	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

Tabla 13. Momentos de inercia efectivos para estructuras de concreto reforzado. Tabla 3.2.1 (NTC- Concreto de la Ciudad de México)

Para afectar los momentos de inercia en los elementos principales como las columnas y vigas, se modifican las propiedades de las secciones como se muestra en la Imagen 27.

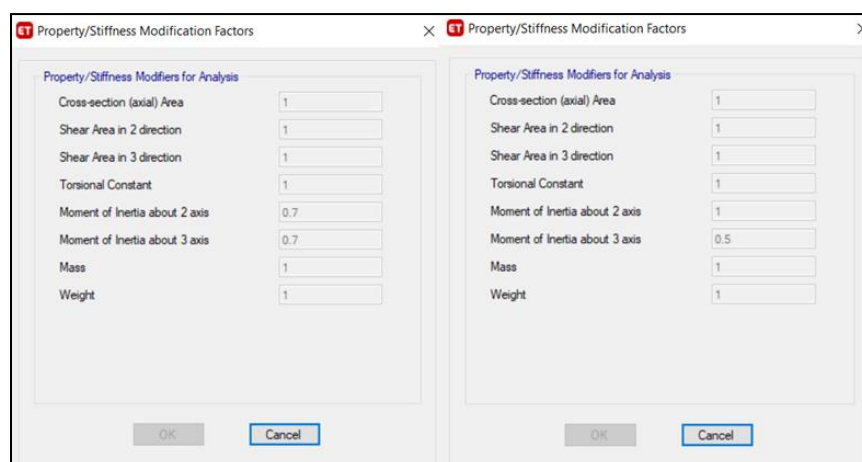


Imagen 27. Modificación de inercias para columnas y vigas en programa ETABS.

Otra de las consideraciones especiales en el modelado de la estructura es la determinación de los espectros, tanto de prevención de colapso como de servicio; esta función se ingresa de acuerdo con las siguientes imágenes.

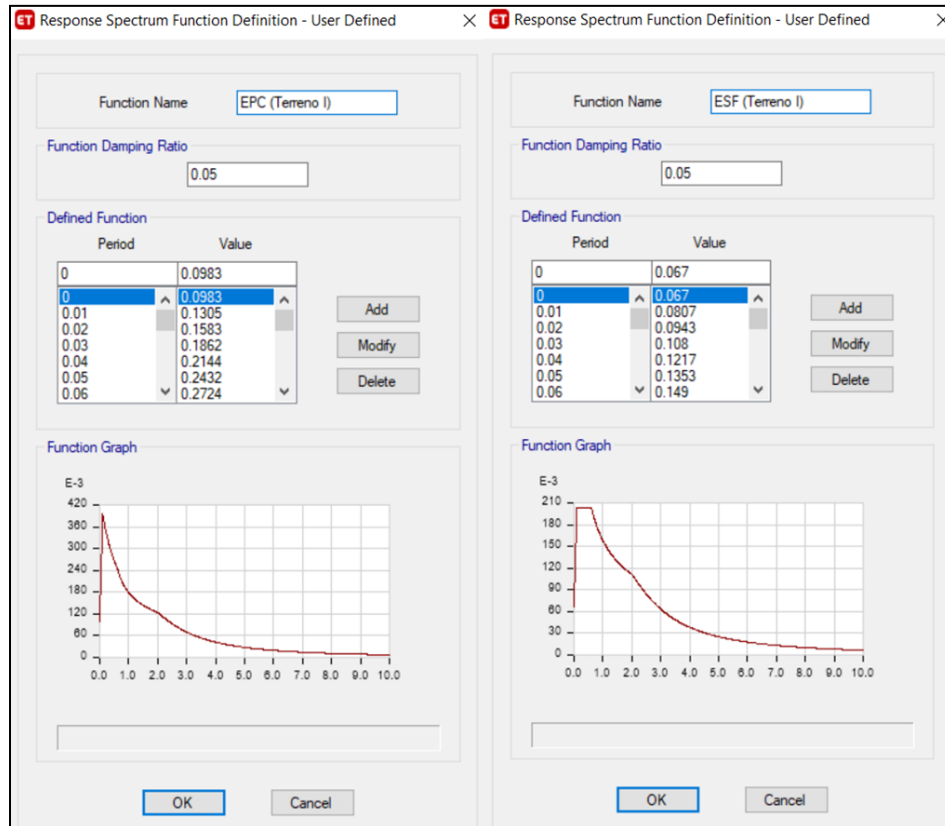


Imagen 28. Espectro de prevención de colapso y servicio (ETABS).

5.5. Propiedades dinámicas de la estructura

Para el análisis sísmico, primero se debe identificar el comportamiento del sistema ante un análisis modal. Al realizar el análisis modal, se busca obtener sus propiedades dinámicas, ej. sus modos de vibrar, las frecuencias y periodos asociados a esos modos de vibrar, así como un parámetro que es de igual importancia, que es verificar sus porcentajes de participación modal relativa y acumulada. Lo anterior es necesario para cumplir con algunos requerimientos de las normas y en este caso del MDOC. Dentro de los requisitos que se piden al realizar un análisis modal espectral es que se deben de considerar, al menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. También, se debe verificar que el efecto de los modos de vibrar sean los mínimos necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. En la Tabla 14, que se muestra a continuación, se hace referencia al cumplimiento de estos requisitos. En dicha tabla se presenta marcado con amarillo, la participación obtenida para cada uno de los modos de vibrar del sistema, cumpliendo con el porcentaje de participación por encima del 90% en los primero 6 modos.

Se tiene un periodo fundamental de la estructura de $T_e=1.393s$ con forma modal principalmente en dirección “X”, el segundo modo de vibrar se presenta con un $T_e=1.369s$ en dirección “Y” y el tercer modo con un $T_e=1.211s$ en comportamiento torsional; estas formas modales, permiten corroborar el desacoplamiento entre los modos y la regularidad de la estructura.

El peso sísmico obtenido de la estructura es de 9,326 tonf, el cual consiste en la descarga obtenida para la combinación 11 (CM+ CVinst). Que si es dividido entre la fuerza de gravedad $g=981 \text{ cm/s}^2$, se logra obtener la masa sísmica $M_{e0}=9.509 \text{ ton}$. Que será utilizada en la Ec. (33) posteriormente.

TABLE: Response Spectrum Modal Info					
Mode	Period	Acc	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec	cm/sec ²			
1	1.393	146.59	0.7916	0.0031	0.0000
2	1.369	147.87	0.7948	0.7980	0.0000
3	1.211	157.94	0.7948	0.7980	0.8071
4	0.446	273.52	0.9013	0.7985	0.8071
5	0.440	274.91	0.9018	0.9024	0.8071
6	0.393	286.48	0.9018	0.9024	0.9030
7	0.248	328.60	0.9397	0.9027	0.9030
8	0.246	329.20	0.9400	0.9403	0.9030
9	0.224	336.94	0.9400	0.9403	0.9404
10	0.166	358.72	0.9609	0.9405	0.9404
11	0.165	359.08	0.9611	0.9613	0.9404
12	0.150	365.03	0.9611	0.9613	0.9611
13	0.120	377.99	0.9743	0.9614	0.9611
14	0.119	378.19	0.9745	0.9746	0.9611
15	0.109	382.85	0.9745	0.9746	0.9744
16	0.091	360.04	0.9836	0.9747	0.9744
17	0.091	359.22	0.9836	0.9837	0.9744
18	0.083	335.01	0.9836	0.9837	0.9836
19	0.072	303.09	0.9900	0.9838	0.9836
20	0.072	302.63	0.9900	0.9901	0.9836
21	0.066	284.05	0.9900	0.9901	0.9900
22	0.059	265.01	0.9944	0.9901	0.9900
23	0.059	264.75	0.9944	0.9945	0.9900
24	0.054	249.74	0.9944	0.9945	0.9944
25	0.050	238.92	0.9973	0.9945	0.9944
26	0.050	238.78	0.9973	0.9973	0.9944
27	0.046	226.12	0.9973	0.9973	0.9973
28	0.044	221.17	0.9990	0.9974	0.9973
29	0.044	221.11	0.9990	0.9990	0.9973
30	0.040	209.92	0.9990	0.9990	0.9990
31	0.040	209.55	0.9998	0.9990	0.9990
32	0.040	209.53	0.9998	0.9998	0.9990
33	0.037	203.08	1.0000	0.9998	0.9990
34	0.037	203.07	1.0000	1.0000	0.9990
35	0.036	199.50	1.0000	1.0000	0.9998
36	0.034	193.57	1.0000	1.0000	1.0000

Tabla 14. Participación modal y periodos de la estructura sin aislamiento sísmico.

De acuerdo con la Tabla 14 presentada anteriormente, se puede identificar información útil para la revisión de los cálculos. En las columnas 4, 5 y 6 se indica el acumulado en el porcentaje de participación modal para cada dirección de análisis (Traslación “x”, traslación “y” y rotación respecto a Z).

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	PESO SISMICO (kgf-s ² /cm)
12	Nv.12	3.75	45.25	641
11	Nv.11	3.75	41.50	797
10	Nv.10	3.75	37.75	797
9	Nv.9	3.75	34.00	797
8	Nv.8	3.75	30.25	797
7	Nv.7	3.75	26.50	797
6	Nv.6	3.75	22.75	797
5	Nv.5	3.75	19.00	797
4	Nv.4	3.75	15.25	797
3	Nv.3	3.75	11.50	797
2	Nv.2	3.75	7.75	797
1	Nv.1	4.00	4.00	803
0	Cimentación	0	0	95
$\Sigma=$				9,509

Tabla 15. Peso sísmico por nivel y acumulado.

Para obtener el peso sísmico por nivel y total de la estructura, se tomó como referencia la información calculada por el programa ETABS y una comprobación manual para identificar que se alimentó el programa con la información de entrada correcta. Al revisar la suma, se obtuvo un peso sísmico igual a 9.509 tonf-s²/cm. Esta masa o peso sísmico, es la que se deberá excitar por la aceleración asociada al primer modo de vibrar marcada en color verdad y obtenida de la Tabla 14.

5.6.Revisiones de la respuesta estructural

Para la revisión de la respuesta estructural se verificaron 4 principales comportamientos: el cortante de entrepiso, la rigidez de entrepiso, desplazamientos de entrepiso, distorsiones de entrepiso (Estados límite).

-Cortante de entrepiso: Se refiere a la fuerza horizontal debida al peso sísmico excitado por efectos de las aceleraciones dinámicas. Esta fuerza cortante generada en la base de la estructura es conocida como cortante basal; para su revisión se debe multiplicar la masa total del edificio por la aceleración correspondiente al periodo fundamental de vibrar y por su participación de masa modal. Como se muestra a continuación.

$$V_0 = M_{e0} \times S_{a.Te} \times \Gamma_i = (9.509) \times (146.59) \times (0.7916) = 1,103 \text{ tonf} \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

V₀= Fuerza cortante basal (tonf)

M_{e0}= Masa efectiva de la estructura (ton)

S_{a.Te}= Ordenada del espectro de diseño para periodo fundamental (cm/s²)

Γ_i= Porcentaje de participación modal

Presentando un margen de diferencia del 5% contra el presentado por el programa ETABS:

V₀=1,157 tonf

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	CORTANTE DE ENTREPISO "X" (tonf)	CORTANTE DE ENTREPISO "Y" (tonf)
12	Nv.12	3.75	45.25	172	172
11	Nv.11	3.75	41.50	341	341
10	Nv.10	3.75	37.75	482	484
9	Nv.9	3.75	34.00	603	607
8	Nv.8	3.75	30.25	709	715
7	Nv.7	3.75	26.50	803	811
6	Nv.6	3.75	22.75	887	896
5	Nv.5	3.75	19.00	962	972
4	Nv.4	3.75	15.25	1,027	1,038
3	Nv.3	3.75	11.50	1,082	1,094
2	Nv.2	3.75	7.75	1,123	1,135
1	Nv.1	4.00	4.00	1,145	1,157
0	Cimentación	0	0	0	0

Tabla 16. Valores de cortantes de entrepiso.

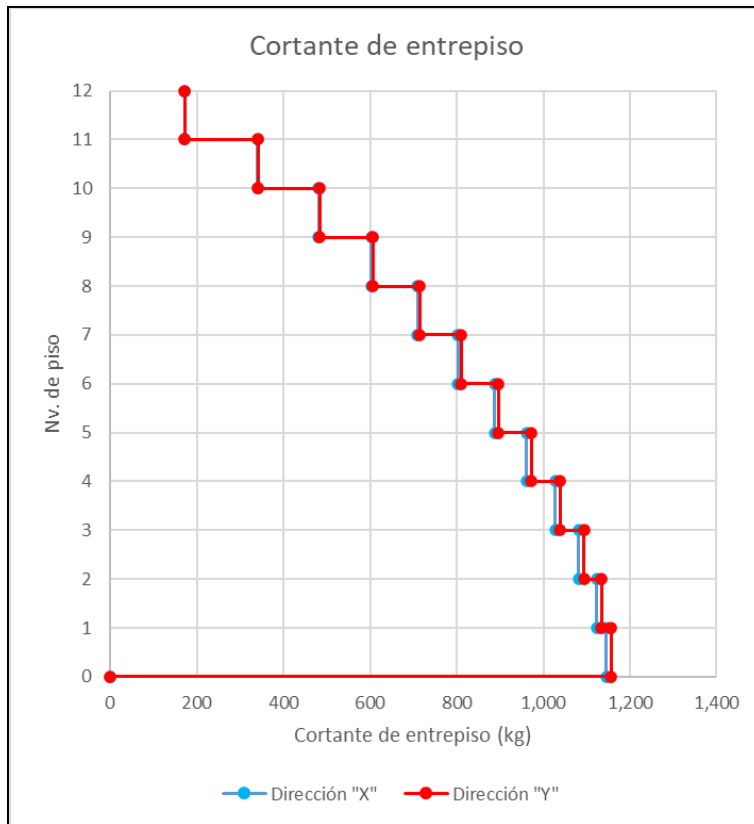


Imagen 29. Gráfica de cortantes de entrepiso.

-Rigidez de entrepiso: La capacidad del entrepiso a oponerse a ser deformado lateralmente.

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	RIGIDEZ DE ENTREPISO "X" (kgf/cm)	RIGIDEZ DE ENTREPISO "Y" (kgf/cm)
12	Nv.12	3.75	45.25	535,128	592,775
11	Nv.11	3.75	41.50	740,164	797,585
10	Nv.10	3.75	37.75	804,241	854,479
9	Nv.9	3.75	34.00	835,307	880,315
8	Nv.8	3.75	30.25	856,139	897,199
7	Nv.7	3.75	26.50	873,638	911,319
6	Nv.6	3.75	22.75	890,428	924,871
5	Nv.5	3.75	19.00	908,429	939,546
4	Nv.4	3.75	15.25	931,479	959,103
3	Nv.3	3.75	11.50	972,772	996,822
2	Nv.2	3.75	7.75	1,092,516	1,113,511
1	Nv.1	4.00	4.00	1,800,704	1,823,357
0	Cimentación	0	0	0	0

Tabla 17. Valores de rigidez de entrepiso.

Como se logra apreciar en la Tabla 17, la rigidez de entrepiso va disminuyendo conforme van subiendo los niveles, esto debido a la perdida de rigidez por condiciones de apoyo que se acumula en la base de cada nivel. En la base, al tener un empotramiento total, permite desarrollar más la rigidez del nivel de desplante, ya que las condiciones de apoyo son imprescindibles para el cálculo de la rigidez de un elemento.

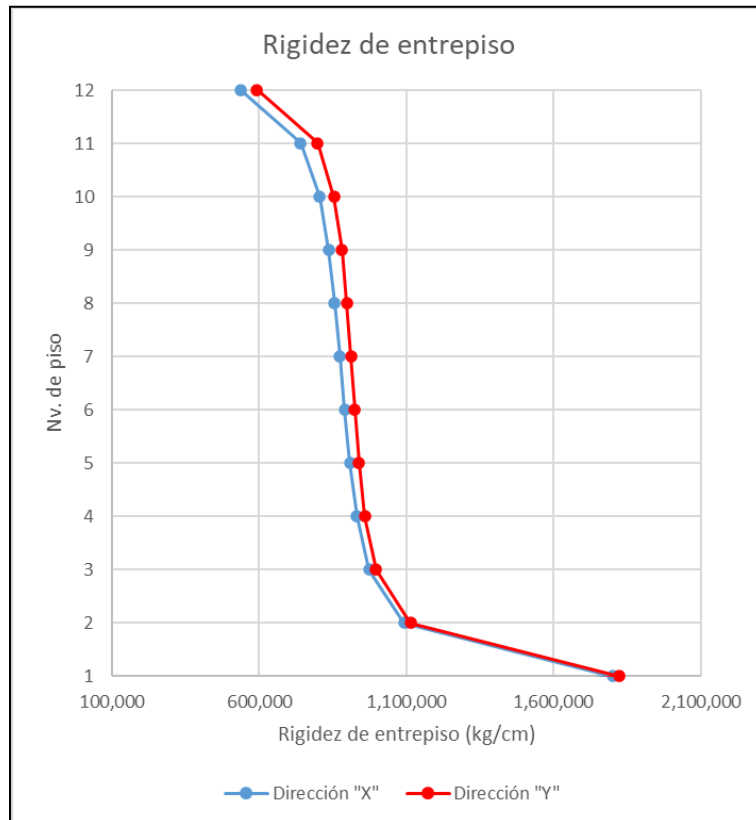


Imagen 30. Gráfica de rigidez de entrepiso.

-Desplazamientos de entrepiso: Desplazamientos máximos alcanzados en el nivel de azotea de 47.49 cm en dirección “X” y de 46.13 cm en “Y”.

Fac. Ampl. de Desplazamientos					
Q*R*p (Colapso)=		5.000			
NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO "X"	DESPLAZAMIENTO MAXIMO "Y"
12	Nv.12	3.75	45.25	47.49	46.13
11	Nv.11	3.75	41.50	46.02	44.82
10	Nv.10	3.75	37.75	43.93	42.89
9	Nv.9	3.75	34.00	41.18	40.29
8	Nv.8	3.75	30.25	37.80	37.07
7	Nv.7	3.75	26.50	33.87	33.29
6	Nv.6	3.75	22.75	29.44	28.99
5	Nv.5	3.75	19.00	24.57	24.26
4	Nv.4	3.75	15.25	19.35	19.15
3	Nv.3	3.75	11.50	13.88	13.77
2	Nv.2	3.75	7.75	8.33	8.29
1	Nv.1	4.00	4.00	3.19	3.18
0	Cimentación	0	0	0.00	0.00

Tabla 18. Valores de desplazamientos de entrepiso.

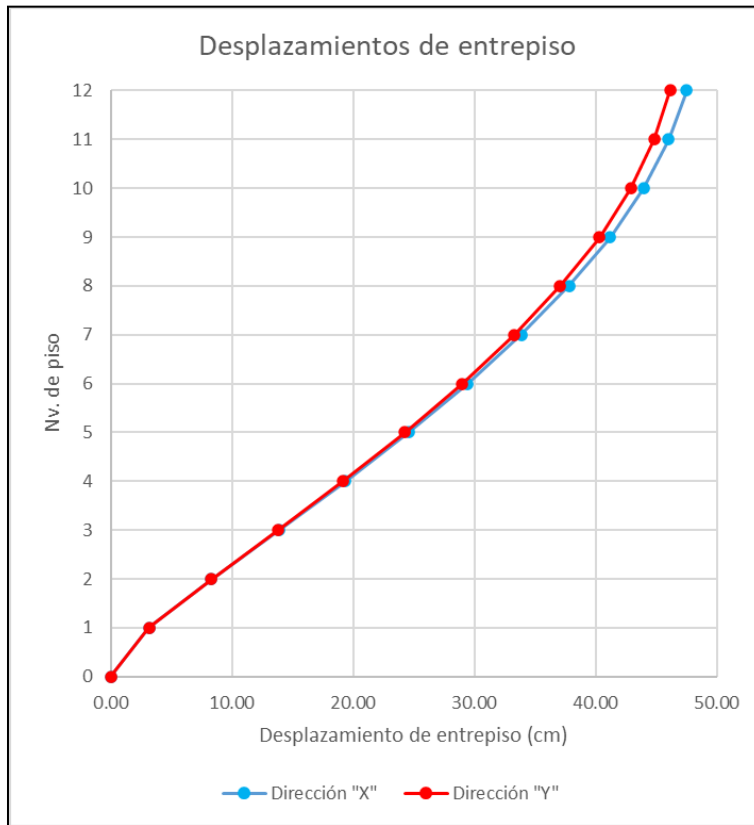


Imagen 31. Gráfica de desplazamientos de entrepiso.

5.7.Revisión de los estados límite

Como se mencionó al inicio del capítulo, se deben revisar los dos estados límite: Prevención de colapso y Servicio. Como se presentan a continuación.

CAPÍTULO DE DISEÑO POR SISMO MDOC 2015		
3.3.7.2 Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso		
<p>Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales modificadas $-a(T_{e0}, \beta) / [Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_o)\rho]$ o $a(T_{e0}, \beta)A_{cd}(T_{e0}) / [Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_o)\rho]$, según corresponda, multiplicadas por el factor $QR(T_{e0}, R_o)\rho$ y divididas por la diferencia de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso indicadas en la tabla 3.5, según los sistemas estructurales correspondientes. El valor de $R(T_{e0}, R_o)$ se calculará para el periodo fundamental de la estructura. El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico. En la revisión de este estado límite se tomará en cuenta la importancia de la estructura.</p>		
Tabla 3.5 Distorsiones permisibles de entrepiso		
SISTEMA ESTRUCTURAL	Q	DISTORSIÓN
Marcos dúctiles de concreto reforzado	4	0.030
	3	0.025
Marcos dúctiles de acero	4	0.030
	3	0.025
Marcos dúctiles de sección compuesta de acero y concreto reforzado	4	0.030
	3	0.020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad intermedia	1.25	0.008
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad limitada	2	0.015
Marcos con losas planas sin muros o contravientos	2	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	4	0.020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con contravientos concéntricos	3	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado, o de placa de acero, o compuestos con los dos materiales o muros de madera contrachapada	3	0.015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	2	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	2	0.006
Muros diafragma	2	0.006
Muros de carga de mampostería combinada y confinada	2	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior, o muros de madera de duela	1.5	0.004
Muros combinados con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada	1.5	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de bloques huecos de concreto	1.25	0.003
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	1.25	0.002

Tabla 19. Tabla de distorsiones de entrepiso para seguridad contra colapso. Donde se establece una distorsión máxima de entrepiso de $\gamma_{Max}=0.015$ para un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$.

Estado limite		
$\gamma_{Max_{(Colapso)}}$ =	0.015	Estado límite de prevención de colapso
Fac. Ampl. de Distorsiones		
$Q \cdot R \cdot \rho$ (Colapso)=	5.000	
Revisión de distorsiones		
	SX	SY
$\gamma_{Act.}$ =	0.002902	0.002905
$\Delta_{(Colapso)}$ =	0.014510	0.014525
	OK	OK
	97%	97%

Imagen 32. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de seguridad contra colapso.

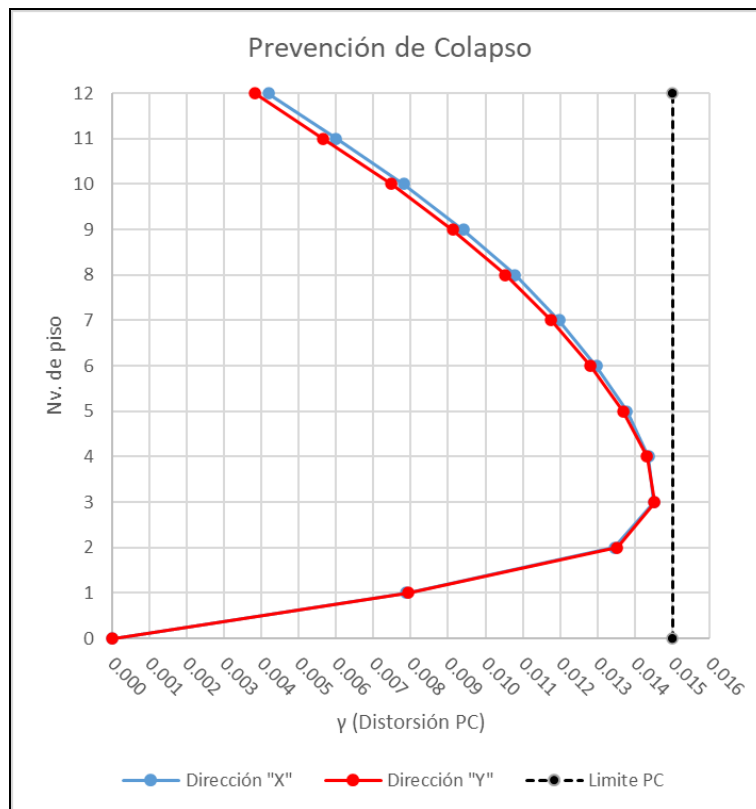


Imagen 33. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite para seguridad contra colapso.

3.3.7.1 Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico para las ordenadas espectrales del estado límite de servicio que se describe en el inciso 3.3.1.7, no excederán a 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En este caso, el límite será de 0.004.

Imagen 34. Límite de distorsiones para Estado límite de servicio.

Estados límite		
$\gamma_{\text{Max(Servicio)}}$	0.004	Estado límite de servicio
Fac. Ampl. de Distorsiones		
Servicio	1.000	
Revisión de distorsiones de servicio		
	SX	SY
$\gamma_{\text{Act.}}$	0.002583	0.002586
$\Delta_{\text{(Servicio)}}$	0.002583	0.002586
	OK	OK
	65%	65%

Imagen 35. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de servicio

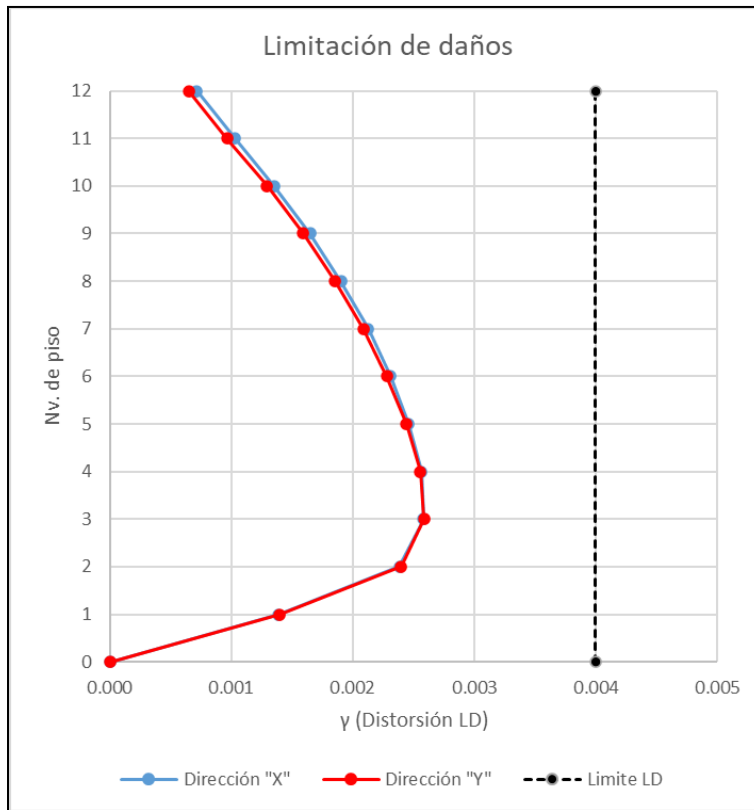


Imagen 36. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite de servicio.

De acuerdo con los resultados mostrados anteriormente, se logra identificar de una manera cuantitativa y cualitativa el comportamiento de la estructura; en cuanto a su cortante, rigidez, desplazamientos y distorsiones para cada nivel de la estructura. En la Imagen 33, se ve de manera muy clara que los niveles 3 y 4 son los que presentan las distorsiones más grandes, siendo el nivel 3 el que se encuentra en una relación del 97% con respecto al límite establecido de 0.015 para el estado límite de seguridad contra colapso en este sistema estructural. Para la revisión del estado límite de servicio, debido a que como se indicó en el sistema estructural, los muros se encuentran deslindados en el comportamiento estructural se establece un límite de distorsión de 0.004; teniendo una distorsión máxima en el nivel 3, con una relación del 65% respecto al límite mencionado anteriormente.

6. 2° PROPUESTA: ESTRUCTURA EQUIPADA CON AISLADORES DESLIZANTES (AD).

6.1.Consideraciones iniciales

La segunda propuesta se encuentra desplantada sobre aisladores de base deslizantes (AD), dicha estructura tiene el mismo sistema de estructuración en la superestructura a base de marcos rígidos de concreto armado; únicamente modificando la dimensión de las secciones principales (Vigas y columnas). El factor de comportamiento sísmico se modificó con respecto a la primera propuesta, cambiándolo a $Q=1$, con el objetivo de mantener la estructura en el rango elástico, debido a que al hacer uso de este tipo de dispositivos de control de respuesta sísmica se busca tener un mejor desempeño en la estructura.

Las modificaciones en las dimensiones en los elementos principales de la estructura fueron principalmente en columnas; pasando de tener secciones de 110x110cm a 80x80cm, obteniendo una reducción de concreto de más del 45% en estos elementos. De esta misma manera se redujo la dimensión de las vigas principales de 55x85cm a 40x60cm, obteniendo una reducción del más del 40%; esto debido a que la rigidez de la estructura está determinada por la rigidez de las columnas y de las vigas principales que las conectan. Para las vigas secundarias y la losa maciza no se aplicó ninguna modificación en sus dimensiones; ya que estos elementos son utilizados como miembros secundarios de transmisión de cargas; sin embargo, se incrementaron volúmenes de ambos conceptos, al agregar un nuevo nivel de entepiso. Se realizó una ponderación de los volúmenes de concretos totales de los elementos estructurales, tanto principales como secundarios; obteniendo una reducción total aproximada en los volúmenes de concreto de 5,600 toneladas a 4,000 t, representando un decremento en los volúmenes de este material de un poco más del 25%. A este análisis también se le pudiera considerar de manera simplificada una reducción del mismo porcentaje en el acero de los elementos principales vigas y columnas. Sin embargo, se requiere un análisis más especializado en el diseño de cada elemento y su respectiva modificación con las demandas de diseño de la segunda propuesta; este análisis no se consideró en los alcances de este proyecto por su amplitud de estudio y como se mencionó anteriormente, se buscó analizar las variables más representativas que permitieran evaluar el uso de aisladores de base.

2° Propuesta: Estructura equipada con aisladores deslizantes (AD)				
Elemento	Nomenclatura	Sección cm	Volumen m ³	Peso kgf
Columna	C-1 (Gravedad)	80 x 80	463	1,112,064
Viga principal	VP-1 (Gravedad)	40 x 60	457	1,097,165
Viga secundaria	VS-1	25 x 40	216	518,544
Losa maciza	Losa 10cm	t= 10	541	1,298,477
			Σ=	4,026,250

Imagen 37. Secciones y volúmenes de 2° Propuesta: Estructura equipada con aisladores deslizantes (AD).

Como es de esperarse, con una modificación en las secciones de la estructura, también se tiene un cambio en sus propiedades dinámicas. El periodo fundamental de la estructura se incrementó de un periodo $T_e = 1.393s$ a un periodo $T_e = 1.843$, como se logra apreciar en la Imagen 38. Esto, debido a que la estructura se flexibilizó por la disminución de secciones, en la búsqueda de ahorro de material; entendiéndose que se espera un mejor comportamiento con el sistema de aislamiento sísmico.

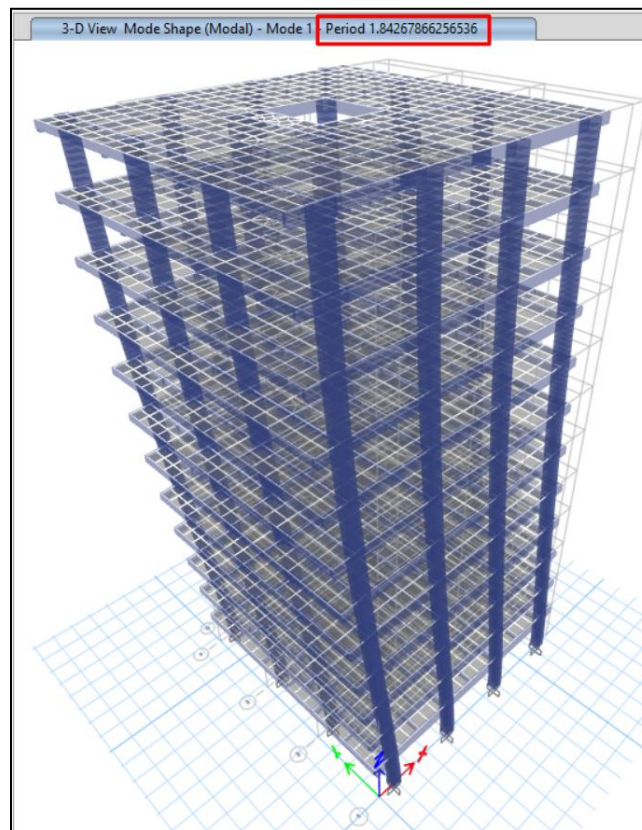


Imagen 38. Periodo fundamental de la estructura con reducción de secciones en columnas y vigas principales, antes de implementar el sistema de aislamiento sísmico.

Para la evaluación del uso de dispositivos de aislamiento sísmico, el Manual de Obras Civiles de (Comisión Federal de Electricidad 2015) establece cuatro recomendaciones que se presentan y justifican a continuación:

- 1. La estructura se desplanta sobre suelo firme.** Para la revisión de este punto se tomó en consideración el diseño de la estructura en un suelo firme Tipo 1. Esta decisión, se tomó debido a que, al ser un proyecto de carácter académico, se entiende que no se dispone de los recursos necesarios para la contratación de un estudio de mecánica de suelos que permita obtener esta información. La decisión de tomar un terreno firme Tipo 1, es con la intención de no dispersar el enfoque del problema planteado; que es el de identificar las diferencias entre una estructura equipada con aisladores de base y la misma sin el uso de estos.
- 2. Los registros de aceleraciones obtenidos en el sitio donde se ubicará el sistema indican que la energía sísmica se concentra en las frecuencias altas.** Esta recomendación se cumple satisfactoriamente. Como se puede observar en la Imagen 21. Espectro de diseño transparente regional. Presentada en la primera propuesta de diseño (Estructura sobre base fija), se logra ver que las aceleraciones del suelo para la construcción del espectro se encuentran en el rango de periodos bajos; por consecuente en frecuencias altas en el movimiento del suelo.
- 3. La estructura es rígida y el incremento en los desplazamientos laterales no es un inconveniente.** Para la revisión de esta recomendación de uso, se entiende que se tiene una estructura rígida; ya que, al cumplir con las distorsiones establecidas por la norma, se sabe que se está en un rango de comportamiento adecuado. Sin embargo, existe una reducción en la rigidez en la segunda propuesta, debido a que, al implementar un sistema de aislamiento, se pudo realizar la disminución en las secciones de los elementos principales de la estructura, permitiendo que dicha estructura se flexibilice un poco.
- 4. La estructura no se construirá en una zona afectada por sismos con efectos de campo cercano.** Esta recomendación no se considera que se esté cumpliendo, ya que es una estructura ubicada en una zona de alta sismicidad debida a la cercanía de la fuente sísmica entre la placa de Rivera y la placa norteamericana.

Para tener una visión más global en las consideraciones iniciales en la elaboración de la 2° propuesta de diseño (la estructura equipada con aisladores deslizantes (AD)); se tomaron como referencia de ayuda, dos diagramas de flujo presentados por el MDOC-CFE.

El primero en el que se permite conocer los distintos sistemas de aislamiento sísmico que maneja el manual. Los cuales son: Apoyos laminados de hule natural, apoyos de hule con núcleo de plomo y los apoyos deslizantes; siendo este último, el sistema utilizado para el diseño de la segunda propuesta. Como se muestra en la Imagen 39, en el recuadro rojo, se enmarcan las principales propiedades del sistema que se deben de considerar para el análisis y diseño de la estructura equipada con AD.

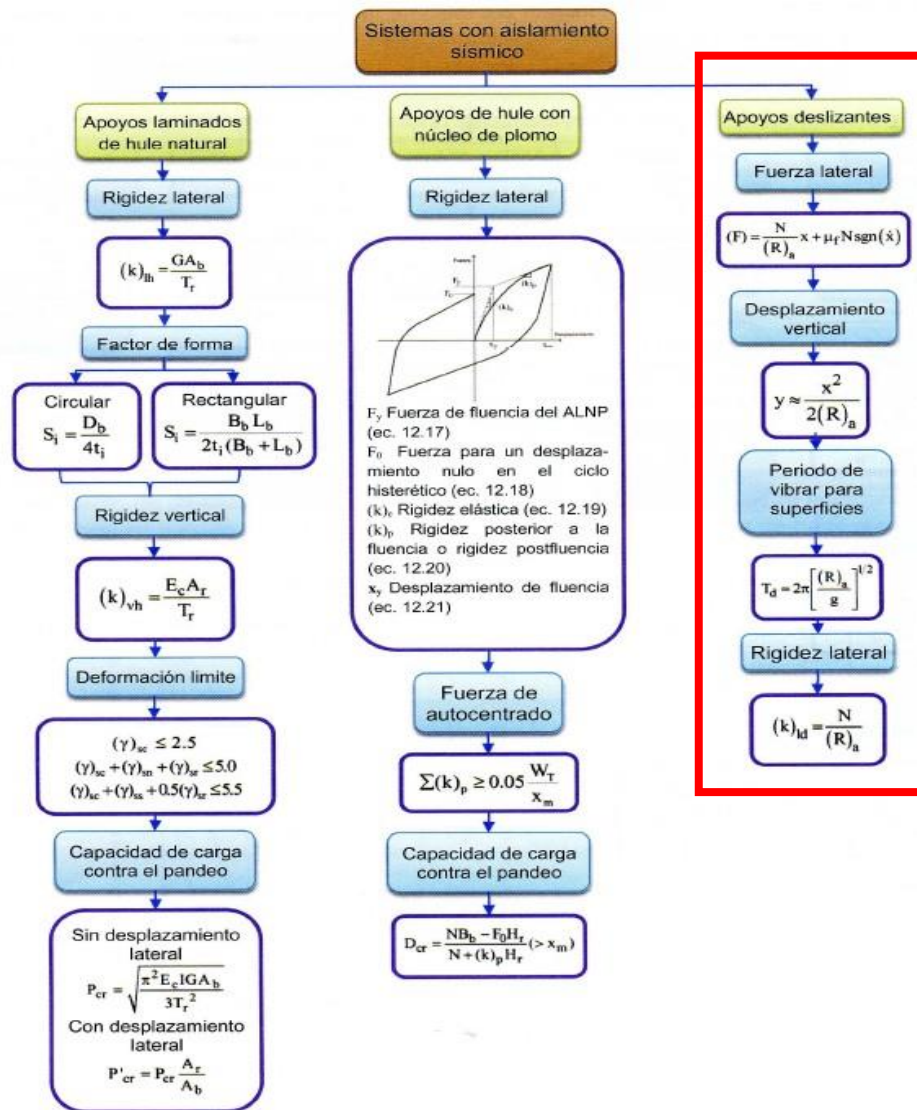


Imagen 39. Sistemas de aislamiento sísmico (MDOC-CFE, 2015).

El segundo diagrama de flujo establece cuatro métodos de análisis (Análisis estático lineal, análisis dinámico modal, análisis estático no lineal, análisis paso a paso). También propone el uso del método lineal equivalente que permite al diseñador obtener los valores de rigidez y amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento, útiles en la aplicación de los métodos de análisis anteriormente mencionados. Para fines de cumplir con los alcances establecidos en la elaboración de este ejercicio, se realizó un análisis dinámico modal con el uso de espectros de diseño.

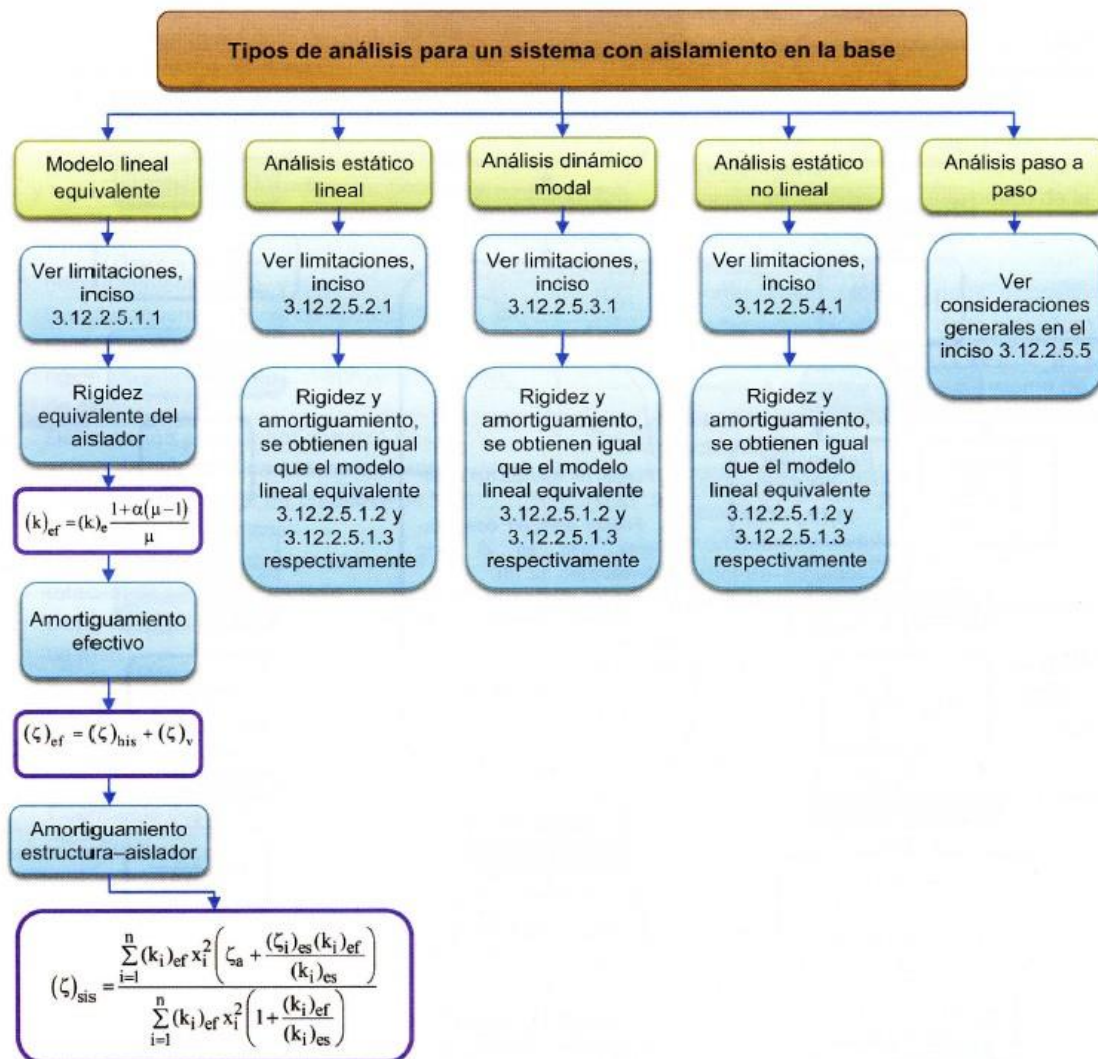


Imagen 40. Tipos de análisis para un sistema con aislamiento en la base (MDOC-CFE, 2015).

En el proceso de decisión en el tipo de análisis a realizar en la estructura, se tomaron algunas consideraciones de criterio estructural del diseñador apoyándose de los requisitos establecidos por el Manual de Obras Civiles para cada uno de los distintos tipos de análisis. Debido a que se está hablando de una estructura de cierta importancia, se consideró que un análisis estático lineal (AEL) es un análisis bastante simplificado que no permitiría identificar el comportamiento real de una estructura con un numero de niveles considerable, debido a su forma de aplicación de cargas sísmicas por nivel de entrepiso y no poder verificar la importancia de la participación de los modos de vibrar de la estructura, y entender si tiene un gran porcentaje de participación en sus modos superiores de vibrar. De la misma manera, de acuerdo con las limitaciones del MDOC-CFE-2015 establecidas en su subcapítulo (3.12.2.5.1 Limitaciones) en el capítulo de AEL; tampoco se cumple con los incisos “h” ni “i”, para realizar este tipo de análisis.

- h) La estructura sobre el sistema de aislamiento tiene una altura máxima de 20 m, o bien, su periodo fundamental de vibrar considerándola apoyada sobre base fija es inferior a 0.6 s.
- i) El periodo de la estructura aislada no es superior a los 3.0s.

Para la aplicación del método de análisis dinámico modal (ADM) el manual indica la estructura debe permanecer en el rango elástico o como mucho, utilizar un factor de ductilidad máximo de $Q=1.5$. Sin embargo, se tomó la decisión de mantener a la estructura en el rango elástico con un $Q=1$, utilizando un espectro de aceleraciones sísmicas sin reducción por efectos de la ductilidad de la estructura.

Para la obtención de las demandas de desplazamientos se tomarán en cuenta por medio de un espectro de desplazamientos elásticos derivados del espectro de aceleraciones, de acuerdo con la Ec. (33), obtenida del capítulo 3.1.7 del MDOC.

$$Sd\langle T_e \rangle = \frac{T_e^2}{4\pi^2} Sa\langle T_e, \beta \rangle \quad \text{Ec. (10)}$$

Para evaluar las propiedades de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento se admite el uso del modelo lineal equivalente.

El método lineal equivalente permite representar el comportamiento inelástico aproximado, mediante los aisladores de base. Mediante un análisis lineal en el que los aisladores de base representan el comportamiento del sistema por medio de la rigidez efectiva $(k)_{ef}$ y el amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{ef}$. Este método del modelo lineal equivalente puede ser utilizado si se cumplen tres limitaciones principales que se presentan a continuación:

- El amortiguamiento equivalente $(\zeta)_{ef}$ obtenido debe ser menor que el 30%.
- El sistema de aislamiento tiene un comportamiento lineal o bilineal.
- Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción o de los efectos bidireccionales.

Para la obtención de estos dos parámetros para aisladores deslizantes (AD), se utilizaron las ecuaciones siguientes:

Rigidez efectiva $(k)_{ef}$:

$$(k)_{ef} = N \left[\frac{1}{(R)_a} + \frac{\mu_f}{x_{max}} \right] \quad \text{Ec. (11)}$$

Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento $(\zeta)_b$:

$$\zeta_b = \frac{2}{\pi} * \frac{1}{\frac{d}{\mu * R} + 1} \quad \text{Ec. (12)}$$

Para terminar de construir las demandas de fuerzas obtenidas del espectro de aceleraciones; se debe considerar que el amortiguamiento efectivo solo es aplicado en los modos de vibrar que se ven afectados por el comportamiento inelástico del aislador. Por lo cual se propone que el espectro de diseño presente un truncamiento entre el amortiguamiento efectivo calculado $(\zeta)_{ef}$ y el amortiguamiento del $\zeta = 2\%$; en un periodo del 80% del periodo fundamental de la estructura aislada.

Por último, para el proceso en el diseño de aisladores de base, el Manual de Obras también da algunas recomendaciones de las características deseables para el adecuado comportamiento de la estructura en todas las etapas de carga. A continuación, se presentan las características deseables que se buscan en el sistema de aislamiento:

- Tener capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros.
- Contar con la suficiente rigidez y resistencia vertical para soportar las acciones permanentes y accidentales.
- Poder combinarse con un sistema de disipación de energía para reducir los desplazamientos originados por la flexibilización de la estructura.
- Tener suficiente rigidez y resistencia para limitar los desplazamientos laterales bajo condiciones de servicio tales como sismos de servicio, efectos de viento, etc.
- Contar con una fuerza de recuperación o capacidad de auto centrarse después de la deformación.
- Tener suficiente estabilidad vertical y capacidad rotacional bajo las condiciones de servicio y extremas.
- Que su fuerza y desplazamiento de fluencia, en el caso de disipadores histeréticos, sean apropiados para reducir efectivamente la respuesta de la estructura.
- Que su capacidad de desplazamiento último y comportamiento antes del colapso sean apropiados para el sistema en el que se pretende utilizar.
- Que su comportamiento no se vea afectado significativamente por efecto de las condiciones ambientales, temperatura o envejecimiento. (Comisión Federal de Electricidad 2015)

6.2. Diseño de sistema de aislamiento

Al momento de realizar el análisis de la estructura aislada es importante identificar el tipo de comportamiento de los dispositivos de aislamiento; sea este de tipo lineal o no lineal. El Manual de Obras de CFE clasifica el comportamiento de los aisladores como se muestra en la Tabla 20. En el caso de los aisladores deslizantes diseñados para este documento, se tomó la opción de representar el comportamiento no lineal, mediante un modelo lineal equivalente, obtenido del modelo bilineal de la Imagen 9.

Sistema de aislamiento	Fuerza	Amortiguamiento
Apoyo laminado de hule (ALH)	Lineal	Viscoso
Apoyo laminado con núcleo de plomo (ALNP)	No lineal	Histerético
Apoyos deslizantes (AD)	Lineal	Depende del disipador

Tabla 20. Características de comportamiento de los sistemas de aislamiento más comunes

(Tabla 12.1 del MDOC-CFE, 2015).

Para la realización del diseño de aisladores se tomó como ecuaciones de diseño, las proporcionadas por la ficha técnica de la empresa FIP-mec, que son muy similares las propuestas por el Manual de Obras de CFE; con pequeñas modificaciones que constan de estudios más específicos del comportamiento de los dispositivos deslizantes desarrollados por la empresa.

Para el diseño de los aisladores deslizantes (AD) se propone un procedimiento que consta de 11 pasos principales explicados en la metodología de diseño de aisladores.

1) Cumplimiento de estructura sin aislamiento sísmico.

Este procedimiento se demuestra en el capítulo 1° Propuesta: Estructura sobre base fija.

2) Obtener las demandas iniciales de trabajo para los aisladores.

En la Imagen 41 se presentan las cargas máximas envolventes por apoyo para las combinaciones de gravedad y sismo. Se tomó para el diseño de los aisladores la máxima de estas: $N_{Sd}=11,025$ kN.

Para fines de este proyecto se tomó la decisión de diseñar un único tipo de aislador, sin embargo, se recomienda que un proyecto real, se debe considerar la opción de diseñar distintos tipos de aisladores según su demanda; esto, si se evalúa que el costo representa un monto significativo.



Imagen 41. Cargas máximas envolventes para diseño de aisladores deslizantes.

3) Adaptación de la estructura para implementación de aislamiento sísmico.

Para el caso analizado se consideró como proceso de adaptación, la adición de una losa a nivel de desplante de la edificación, para rigidizar el comportamiento de las columnas inmediatamente superior al nivel de aislamiento. Este es un requisito para el correcto comportamiento de los aisladores; para que trabajen de manera uniforme.

El nivel de losa nueva se colocó a una altura de 200cm a partir del nivel existente de base para la colocación de los elementos link, con los que se simuló el comportamiento de los aisladores deslizantes en la estructura; mediante la simplificación analítica del modelo lineal equivalente.

Se obtiene el peso de la losa de desplante nueva, para posteriormente realizar los cálculos de matriz de masas. El peso de la losa nueva se puede obtener mediante cálculos manuales o con el uso del programa ETABS; para este ejercicio se realizó mediante cálculo manual y se comprobó con el programa dando los mismos resultados.

Peso de losa de desplante para sistema de aislamiento			
Elemento	Sección cm	Volumen m³	Peso kgf
Columna	80 x 80	20.48	49,152
Viga principal	40 x 60	40.13	96,307
Viga secundaria	25 x 40	16.62	39,888
Losa maciza	t= 10	43.66	104,774
$\Sigma=$			290,122
Tipo de carga	Carga kg/m²	Area m²	Peso kgf
Carga muerta	435	436.56	189,904
Carga de muros	235	436.56	102,592
Carga viva instantanea	90	436.56	39,290
$\Sigma=$			331,786
Peso total de losa= 621,907 kgf Masa total de losa= 634 kgf*s ² /cm			

Imagen 42. Análisis de cargas para losa nueva para sistema de aislamiento.

Se obtiene la masa total de la estructura (m_T) al sumarle a la estructura existente, la masa del nivel de aislamiento obtenida en la Imagen 42.

$$m_e = 7,645 \frac{\text{kgf} * \text{s}^2}{\text{cm}} \quad \text{Masa de edificación sin nivel de aislamiento}$$

$$m_b = 634 \frac{\text{kgf} * \text{s}^2}{\text{cm}} \quad \text{Masa del nivel de aislamiento}$$

$$m_T = m_e + m_b = 8,279 \frac{\text{kgf} * \text{s}^2}{\text{cm}} \quad \text{Ec. (13)}$$

4) Establecer periodo objetivo de la estructura aislada (T_{obj}).

Para establecer el periodo objetivo se tomó como recomendación el requerimiento que se establece en las NTC-Sismo CDMX 2023; la cual marca que el periodo de la estructura aislada debe de ser mayor a 3 veces el periodo de la estructura sin el sistema de aislamiento ($T_e=1.843s$), obtenido en las consideraciones iniciales del presente capitulo. Para el edificio analizado se obtuvo un periodo objetivo de:

$$T_{obj} = 3 * T_e = 3 * (1.843) = 5.53 s \quad \text{Ec. (14)}$$

5) Construcción de espectro de aceleraciones para un amortiguamiento inicial del ($\zeta_{Inicial}=15\%$).

Se debe comenzar por entender que, para la construcción del espectro de diseño para estructuras aisladas, se debe realizar un proceso iterativo; debido a la reducción de dicho espectro por el amortiguamiento real esperado del sistema de aislamiento. El cual, de acuerdo con algunos proveedores de equipos de protección sísmica, en un principio se debe considera un amortiguamiento inicial del ($\zeta_{Inicial}=15\%$) para un sistema de aisladores de base de tipo deslizantes (Imagen 43). Entendiendo que ese amortiguamiento inicial esta dado por métodos experimentales de dichos proveedores; se debe saber que no es el definitivo que tendrá el sistema. Esto debido a que existe una variación entre la capacidad del aislador de disipar energía y la demanda real de trabajo; también se debe de entender que no todos los aisladores de la estructura trabajan en la misma proporción. Por lo cual se debe realizar el cálculo del amortiguamiento efectivo del sistema conjunto estructura-aislador, para obtener de manera más aproximada el amortiguamiento real esperado. Sin embargo, la construcción del espectro de aceleraciones con el amortiguamiento inicial propuesto es de mucha utilidad ya que es el espectro que se utiliza para la construcción del espectro de desplazamientos elásticos, con el cual se obtiene el desplazamiento esperado para el periodo de la estructura aislada. El cual servirá como parte del proceso inicial en el diseño de aisladores.

En la Imagen 43 se observa de manera Gráfica el espectro generado para el amortiguamiento inicial. Como se explicó de manera más detallada en la construcción del espectro de aceleraciones para estructuras aisladas; el espectro sufre una especie de truncamiento a un 80% del periodo fundamental de la estructura aislada y a partir de ese punto solo se considera el amortiguamiento aportado por el sistema estructural (ζ_e), que para este caso se toma del 2% debido a que se pretende mantener a la estructura, practicante en el rango elástico como se explicó con anterioridad.

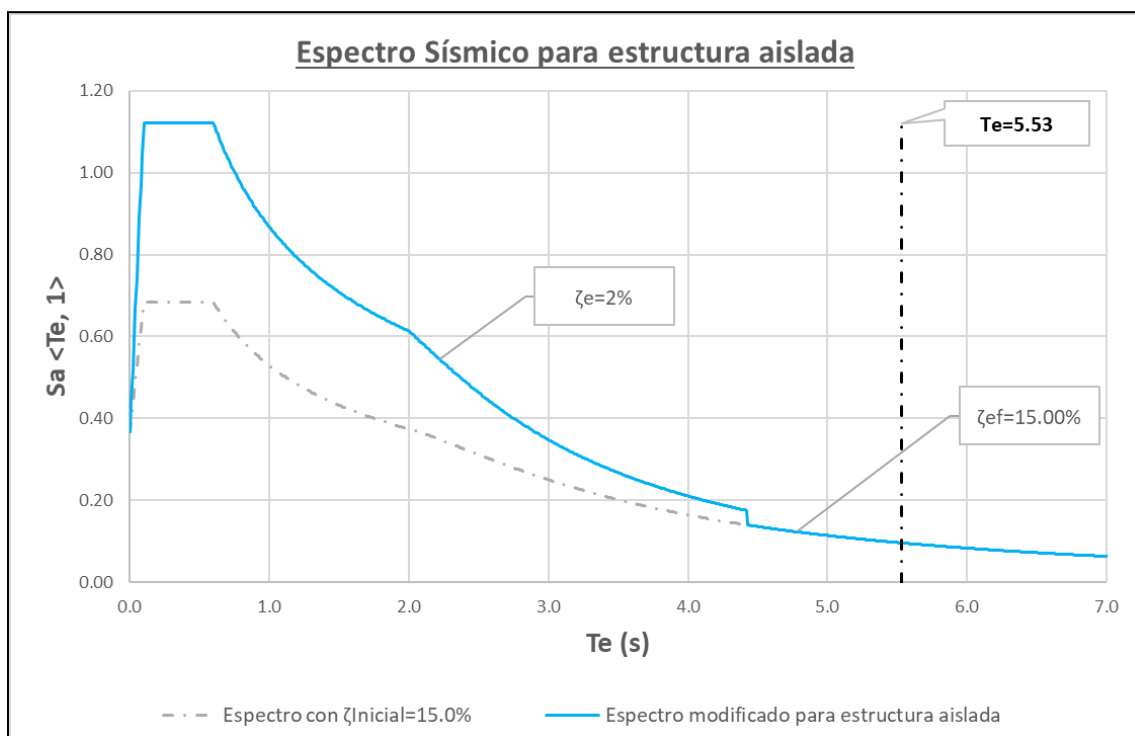


Imagen 43. Espectro de aceleraciones preliminar para amortiguamiento inicial de ($\zeta_{Inicial}=15\%$).

El espectro en color gris con línea punteada que se muestra en la imagen anterior es el espectro asociado a un amortiguamiento inicial del sistema de 15%. Y en el espectro de color azul se ve de manera más clara, el truncamiento al 80% del modo fundamental de la estructura aislada.

6) Construcción de espectro de desplazamientos elásticos para un coeficiente de amortiguamiento inicial del ($\zeta_{Inicial}=15\%$).

Para la construcción del espectro de desplazamientos elástico se hizo uso de la ecuación que se explicó con anterioridad; obtenida del MDOC. Mediante esta ecuación se logra construir el espectro de desplazamientos elásticos; el cual se construye a partir del espectro de aceleraciones modificado por el amortiguamiento del sistema.

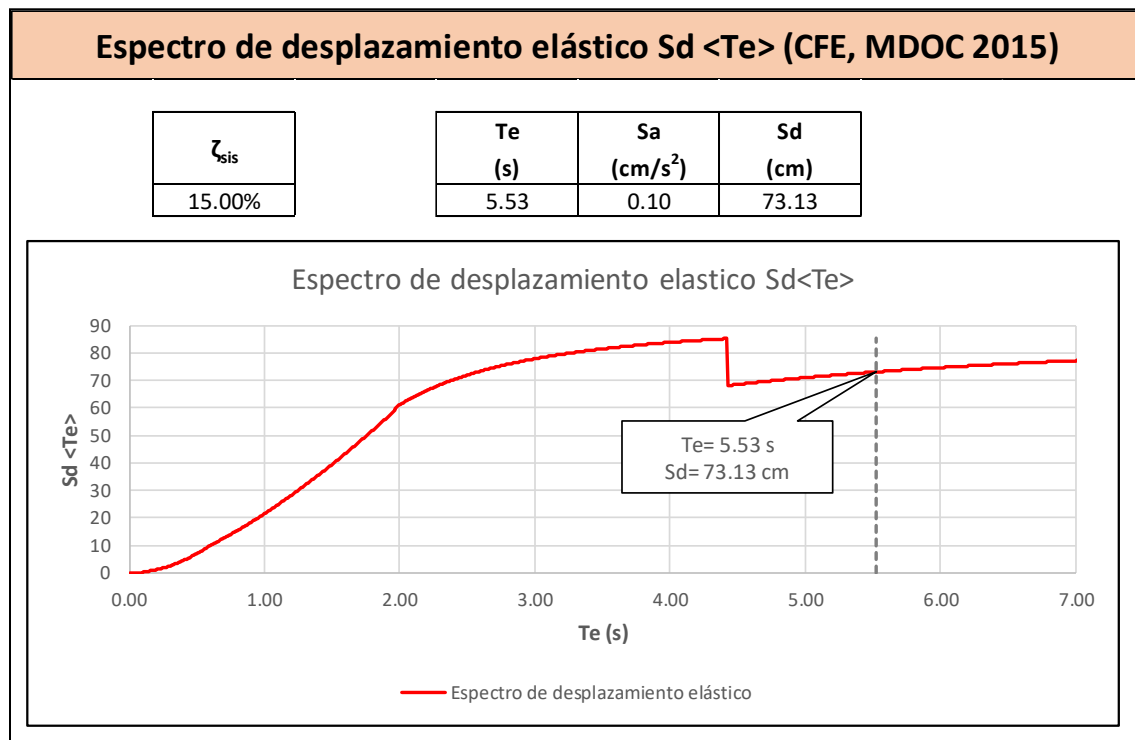


Imagen 44. . Espectro de desplazamientos preliminar para amortiguamiento inicial de ($\zeta_{Inicial}=15\%$).

El desplazamiento esperado de la estructura aislada se obtiene con el espectro de desplazamientos elásticos mostrado en la Imagen 44. Para obtener el desplazamiento esperado para el nivel de aislamiento, se debe entrar al espectro con el periodo objetivo (T_{Obj}), obtenido en el inciso 4) de este procedimiento; el cual, es igual a: $T_{Obj}= 5.53$ s. Para este periodo objetivo se espera un desplazamiento inicial de $d=73.13$ cm.

7) Cálculo de parámetros iniciales de diseño de aisladores.

Para obtener algunos parámetros en el diseño del aislador deslizante de base, se puede usar los datos proporcionados en la ficha técnica del proveedor con quien se pretende realizar el proyecto. Sin embargo; en algunos casos, como en este proyecto, cuando las fichas técnicas existentes no cumplen con algunos requerimientos en el diseño del aislador, también se puede realizar la propuesta de los parámetros que se necesitan para el diseño de la estructura analizada. En este caso, el desplazamiento inicial esperado para la estructura aislada es mayor que el desplazamiento aceptable para los aisladores de las fichas técnicas preestablecidas del proveedor FIP-mec. Obligando de esta manera, a realizar la propuesta de los parámetros necesarios para el diseño del aislador de base.

Para la estructura analizada, se propuso un nivel de “protección sísmica total” de acuerdo con el artículo 3.12.2.2.4 del MDOC,2015, el cual busca que la estructura permanezca dentro de un intervalo elástico; por lo que el número de piezas de aisladores es igual al número de columnas que se tiene, que en este caso son 16. El valor de la carga vertical actuante sobre el aislador (N_{sa}), es la obtenida anteriormente en el inciso 2 de esta metodología.

El valor para la carga vertical máxima resistente de diseño para cada aislador (N_{Ed}) es un parámetro propuesto por el diseñador cuando no se tiene una ficha técnica que cumpla con los requerimientos del proyecto, como ya se explicó. Para este proyecto se tiene estimado un desplazamiento de los aisladores de más de 80cm. El cual no cumple con los estándares de aisladores de la empresa FIP-mec, los cuales alcanzan un desplazamiento máximo de 40cm. La propuesta del valor N_{Ed} debe ser mayor al valor obtenido N_{sa} para cumplir con el objetivo de tener una resistencia mayor a la demanda. Para este proyecto se propuso un $N_{Ed}= 12,000$ kN. Esta cifra se propuso ya que es el valor inmediato superior en múltiplos de 1,000kN.

De la Ec. (33) proporcionada en las fichas técnicas de aislamiento deslizante, se despeja el valor R para obtener el valor de T_{obj} deseado del paso 4).

$$T_{obj} = 2\pi * \sqrt{\frac{1}{g * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right)}} \quad Ec. (15)$$

En la Ec. (16) se obtiene el valor del radio de curvatura equivalente del aislador deslizante (R), sustituyendo los valores de la ecuación. En la cual, se cuenta con todos los valores menos con el del coeficiente de fricción dinámica (μ). El cual se calcula con la Ec. (33), para aisladores con coeficiente de fricción dinámica baja, también llamado “FFM type L” (Baja fricción), de acuerdo con la gráfica de la Imagen 45, obtenida de la misma manera del proveedor FIP-mec.

$$R = \frac{1}{\left[\frac{\left(\frac{T_{obj}}{2\pi} \right)^{-2}}{g} - \frac{\mu}{d} \right]} = 10 \text{ m} \quad \text{Ec. (16)}$$

El valor obtenido para el coeficiente μ con la propuesta de un aislador de baja fricción es de 2.68 y es un valor adimensional, ya que expresa el coeficiente de fricción asociado a la relación entre la carga actuante y la resistente del aislador (N_{Sd}/N_{Ed}).

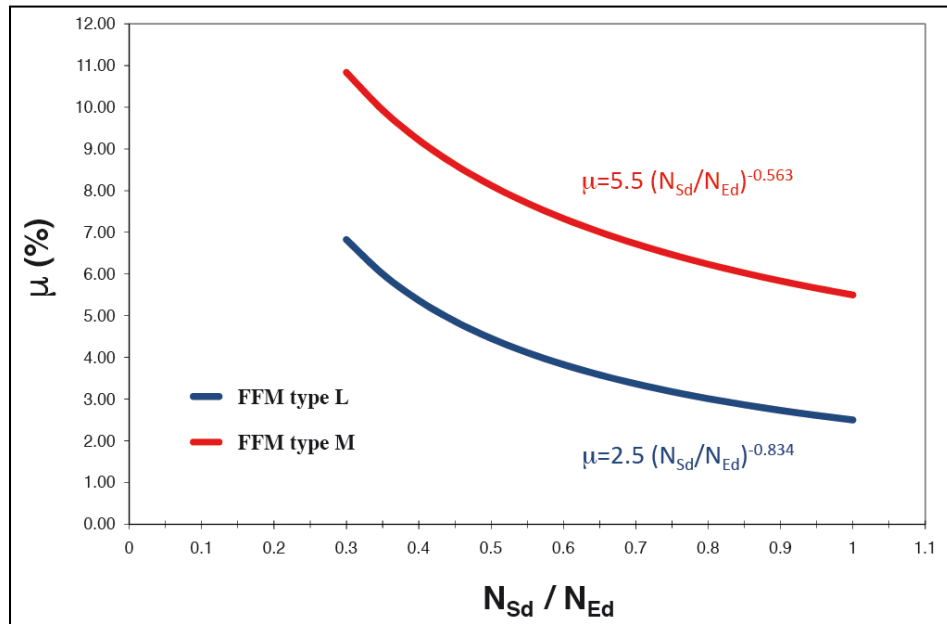


Imagen 45. Gráfica de coeficiente de fricción dinámica y la relación de carga vertical N_{Sd}/N_{Ed} .

$$\mu = 2.5 \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}} \right)^{-0.834} = 2.5 \left(\frac{11,025}{12,000} \right)^{-0.834} = 2.68 \quad \text{Ec. (17)}$$

A manera de resumen, a continuación, se muestran los datos obtenidos para los parámetros de diseño de aisladores.

# _b =	16 Pzs.	Numero de aisladores del sistema
N _{sd} =	11,025 kN	Carga vertical actuante sobre el aislador
N _{Ed} =	12,000 kN	Carga vertical máxima resistente de diseño para cada aislador
R=	10 m	Radio de curvatura equivalente del aislador deslizante
μ=	2.68%	Coefficiente de fricción dinámico

8) Proceso iterativo de calibración y convergencia de resultados.

Con la información obtenida hasta el momento, se calculan las propiedades de la respuesta del sistema de aislamiento y del sistema conjunto estructura- aisladores. Se puede comenzar obteniendo los parámetros con los cuales se construye la curva histerética inicial (Imagen 46. Comportamiento histerético para aisladores deslizantes con superficie esférica (AD)). El primer parámetro por evaluar es el valor de la fuerza de fricción desarrollada por el aislador (F_0), utilizando la Ec. (3) y sustituyendo las variables de la ecuación con los valores obtenidos.

$$F_0 = \mu \times N_{sd} = (0.0268 * 11,025) = 295.81 \text{ kN}$$

De la misma manera, se sustituyen valores dentro de la Ec. (4) para obtener el parámetro por de la rigidez restauradora (k_r)

$$k_r = \frac{N_{sd}}{R} = \frac{11,025}{10,000} = 1.1025 \frac{kN}{mm}$$

Posteriormente se puede obtener el valor de la fuerza horizontal máxima alcanzada; tomando los valores de las variables (F_0 , k_r , d) y sustituyéndolos en la Ec. (5).

$$F_{Max} = F_0 + (k_r * d) = 295.81 + (1.1025 * 73.13) = 1,102.7 \text{ kN}$$

El último parámetro necesario para la construcción de la curva histerética que define el comportamiento de los aisladores se obtiene con la Ec. (7), la cual permite determinar el valor de la rigidez efectiva equivalente del aislador.

$$k_{e.b} = N_{sd} * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) = 11,025 + \left(\frac{1}{10,000} + \frac{0.0268}{731.3} \right) = 1.507 \frac{kN}{mm}$$

De manera esquemática, la curva de histéresis para un aislador de tipo deslizante se puede representar como se muestra en Imagen 46.

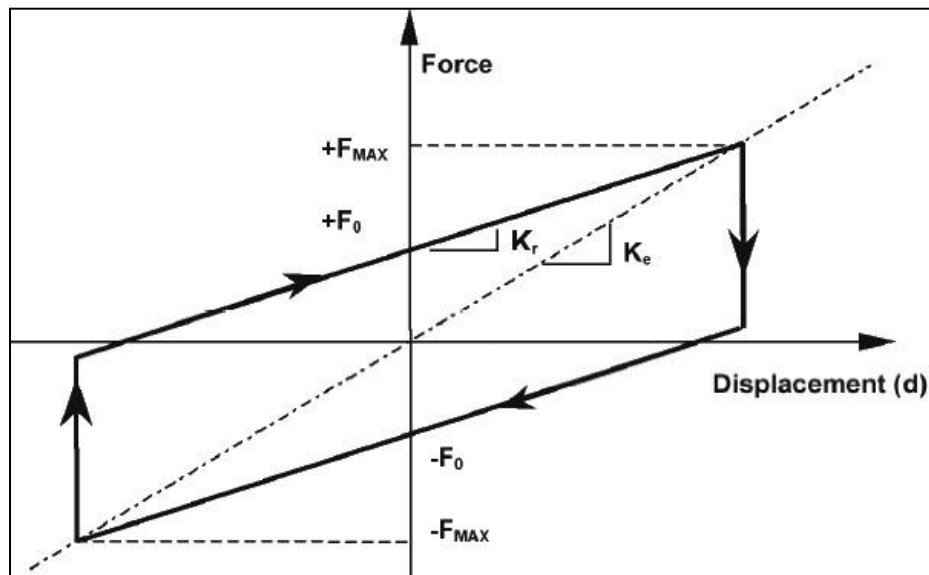


Imagen 46. Comportamiento histerético para aisladores deslizantes con superficie esférica (AD).

Otros valores que se deben calcular en el diseño del sistema de aislamiento son el coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento (ζ_b), la rigidez efectiva de todo el sistema de aislamiento ($k_{e,T}$), el periodo fundamental efectivo (T_e) y el periodo del sistema de aislamiento con rigidez elástica (T_b). El coeficiente de amortiguamiento efectivo para el sistema de aislamiento se puede obtener con la Ec. (6); sustituyendo los valores conocidos en la ecuación

$$\zeta_b = \frac{2}{\pi} * \frac{1}{\frac{d}{\mu \times R} + 1} = \frac{2}{\pi} * \frac{1}{\frac{73.13}{0.0268 * 1,000} + 1} = 17.09\%$$

El parámetro de la rigidez efectiva de todo el sistema de aislamiento se obtiene multiplicando la rigidez efectiva del aislador, por el número total de aisladores en el nivel; para este caso, serian 16 aisladores.

$$k_{e,T} = \#_b * k_{e,b} = (16) * (1.507) = 24.11 \frac{kN}{mm}$$

El periodo fundamental efectivo; el cual se refiere a el periodo asociado a la rigidez efectiva de la estructura aislada con (AD) se puede obtener mediante el uso de la Ec. (2); en la cual ya se tiene el conocimiento de los valores R, μ y d. Siendo el valor R (Radio de curvatura) un valor constante en el proceso iterativo de diseño.

$$T_{sis} = 2\pi \times \sqrt{\frac{1}{g \times \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right)}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{1}{981 \times \left(\frac{1}{1,000} + \frac{\mu}{73.13}\right)}} = 5.43 \text{ s}$$

El periodo del sistema con rigidez (k_r) es el que se encuentra asociado a la recuperación del aislador con rigidez elástica. El cual es necesario para el cálculo del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

$$T_b = 2\pi \times \sqrt{\frac{R}{g}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{1,000}{981}} = 6.34 \text{ s}$$

Ya que se cuenta con esta información, se puede proceder a la construcción de las matrices que componen la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de múltiples grados de libertad Ec. (33). La matriz de masa, amortiguamiento y rigidez.

$$[M] * \ddot{u}(t) + [C] * \dot{u}(t) + [K] * u(t) = P(t) \quad \text{Ec. (18)}$$

Para la elaboración de las matrices se puede tomar como una simplificación; un sistema de dos niveles. El primer nivel representa la masa, la rigidez y el amortiguamiento del sistema de aislamiento; mientras que el segundo nivel representa el comportamiento de la estructura completa del edificio analizado. A continuación, se presenta la construcción de cada una de las matrices mencionadas.

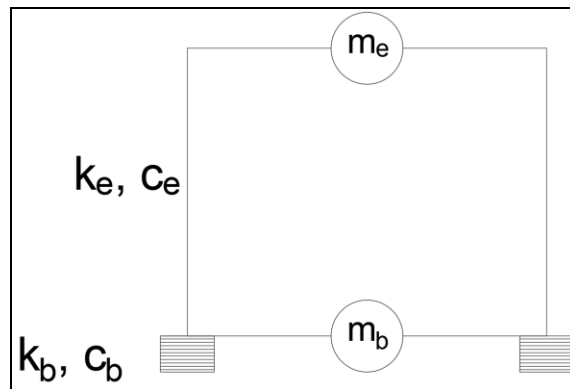


Imagen 47. Modelo simplificado para interacción entre estructura y sistema de aislamiento.

Matriz de masa: Para la construcción de esta matriz, únicamente es necesario obtener la información de la masa de la estructura sin aislamiento y agregar una masa adicional debida al nuevo nivel obtenida en el inciso 3).

$$[M] = \begin{bmatrix} m_T & m_e \\ m_e & m_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8,729 & 7,645 \\ 7,645 & 7,645 \end{bmatrix} * \frac{kgf * s^2}{cm}$$

Matriz de rigidez

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{e.T} & 0 \\ 0 & k_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 24,587 & 0 \\ 0 & 88,887 \end{bmatrix} * \frac{kgf}{cm}$$

Matriz de amortiguamiento: El amortiguamiento proporcionado de un sistema subamortiguado es igual al coeficiente de amortiguamiento (ζ) por el valor del amortiguamiento critico (c_{cr}); siendo este amortiguamiento, distinto en el sistema estructural y en el sistema de aislamiento, como se muestra a continuación.

Amortiguamiento para sistema estructural.

$$T_e = 1.843s$$

$$m_e = 7,645 \frac{kgf*s^2}{cm}$$

$$\zeta_e = 2.0 \%$$

$$\omega_e = 3.41 \frac{rad}{s}$$

$$c_{cr_e} = 2 * m_e * \omega_e = 52,136 \frac{kgf * s}{cm} \quad Ec. (19)$$

$$c_e = c_{cr_e} * \zeta_e = 1,043 \frac{kgf * s}{cm} \quad Ec. (20)$$

Amortiguamiento para sistema de aislamiento.

$$T_b = 6.34s$$

$$m_T = 8,279 \frac{kgf*s^2}{cm}$$

$$\zeta_b = 17.09 \%$$

$$\omega_b = 0.99 \frac{rad}{s}$$

$$c_{cr_b} = 2 * m_T * \omega_b = 16,400 \frac{kgf * s}{cm} \quad Ec. (21)$$

$$c_b = c_{cr_b} * \zeta_b = 2,802 \frac{kgf * s}{cm} \quad Ec. (22)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,802 & 0 \\ 0 & 1,043 \end{bmatrix} * \frac{kgf * s}{cm}$$

Después de construir las tres matrices que caracterizan la ecuación del comportamiento de equilibrio dinámico, se debe realizar un análisis modal para obtener los valores y vectores característicos del sistema; que posteriormente serán utilizados en la ecuación con la que se obtendrá el coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema conjunto estructura-aisladores.

Se sabe que para:

$$|K - \omega^2 * M| = 0 \quad \text{Ec. (23)}$$

$$A = [M^{-1}] * [K] = \begin{bmatrix} 38.7 & -140.2 \\ -38.7 & 151.83 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (24)}$$

Obteniendo los eigenvalores y los eigenvectores se procede con:

$$\lambda = \begin{bmatrix} 2.40 \\ 188.21 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (25)}$$

$$v = \begin{bmatrix} 0.684 & -0.968 \\ -0.729 & -0.251 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (26)}$$

Para mayor comprensión del comportamiento de los modos de vibrar, se obtiene cada modo por separado y se normalizan.

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.26 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (27)}$$

$$\Phi_2 = \begin{bmatrix} 1.00 \\ -1.07 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. (28)}$$

Se obtiene la frecuencia angular y el periodo fundamental para los modos de vibrar:

$$\omega_n = \sqrt{\lambda} = \begin{bmatrix} 1.55 \\ 13.72 \end{bmatrix} \frac{rad}{s} \quad \text{Ec. (29)}$$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \begin{bmatrix} 4.06 \\ 0.46 \end{bmatrix} s \quad \text{Ec. (30)}$$

Para terminar con el proceso del cálculo del amortiguamiento efectivo conjunto de la estructura-aisladores se debe utilizar la ecuación que se muestra a continuación, en la que considera el amortiguamiento y la participación modal de masas de cada sistema, unificándolos en el amortiguamiento que se desea obtener para todo el sistema.

$$\zeta_{sis} = \frac{\Phi_1^T * [C] * \Phi_1}{(\Phi_1^T * [M] * \Phi_1) * (2 * \omega_{n1,1})} = 0.0727 = 7.27 \% \quad \text{Ec. (31)}$$

Con la obtención de esta variable se termina el proceso inicial de diseño de aisladores. Sin embargo, como se ha mencionado a lo largo de este capítulo; este es un proceso iterativo, el cual se debe repetir hasta obtener una convergencia en el desplazamiento del sistema y por consiguiente en el amortiguamiento calculado a partir de ese desplazamiento.

Este amortiguamiento obtenido ($\zeta_{sis}=7.27\%$) debe sustituir al ($\zeta_{inicial}=15.0\%$) para construir un nuevo espectro de aceleraciones y repetir el procedimiento de este inciso de la metodología.

A partir de este punto, se apoyará del uso del programa ETABS para obtener los desplazamientos del sistema y recalculer el nuevo amortiguamiento hasta lograr la convergencia. El uso del programa ETABS permitió de manera más acercada considerar algunos factores que se consideran extensos realizar con cálculos manuales.

De manera que no se considera necesario la colocación de todas las iteraciones, debido a ser un proceso repetitivo; en la Imagen 48 se puede apreciar las iteraciones realizadas para lograr la convergencia en los resultados.

# de Iteración	$\zeta_{inicial}$	d (cm)	ζ_{Final}
Inicio	15.00%	73.13	7.27%
1°	7.27%	63.8664	7.81%
2°	7.81%	62.8437	7.87%
3°	7.87%	62.7446	7.88%

Imagen 48. Iteraciones para la obtención del amortiguamiento efectivo del sistema conjunto estructura-aisladores.

9) Resumen de resultados obtenidos en el diseño de aisladores.

Como punto final de la metodología es importante presentar los resultados obtenidos a manera de resumen; principalmente con la finalidad de establecer la información de diseño de aisladores que se debe proporcionar al proveedor de los dispositivos con los que se planea equipar la estructura. Entendiendo que no siempre se pueden construir dispositivos con las características exactas con las que se diseñó, es importante que exista una comunicación con el proveedor de dichos equipos; y en caso de que se suministren equipos con características ligeramente diferentes a las del diseño original, se debe actualizar el diseño con las nuevas propiedades; obteniendo de esta manera el diseño definitivo.

Parámetros de aislador de base

$$\mathbf{R}= 10 \text{ m}$$

$$\boldsymbol{\mu}= 2.68 \%$$

$$\mathbf{F_0}= 295.81 \text{ kN}$$

$$\mathbf{k_r}= 1.10 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$\mathbf{F_{Max}}= 987.57 \text{ kN}$$

$$\mathbf{k_e}= 1.57 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$\#_b= 16 \text{ pzs.}$$

$$\mathbf{T_{sis}}= 4.02 \text{ s}$$

$$\boldsymbol{\zeta}_{sis}= 7.87 \%$$

La estructura aislada al final del proceso termino con un periodo de $T_{sis}= 4.02\text{s}$, el cual no cumple de manera estricta con la norma de las NTC-Sismo(2023) en la que menciona que debe ser 3 veces el periodo de la estructura en base rígida; sin embargo, para este proyecto debido a que se está siguiendo el procedimiento del Manual de Obras de CFE, y esa norma únicamente se tomó como recomendación para el planteamiento inicial en el diseño de los aisladores, no existe ningún problema al no cumplir de manera precisa. Esta diferencia en el periodo buscado y el obtenido al final del proceso, se cree que es debido a que se manejó un único diseño de aislador, el cual se tomó con la carga más grande en la bajada de cargas de las columnas; por lo cual el diseño de los aisladores daba una rigidez más alta de la real,

haciendo que la estructura completa se rigidizara más y disminuyera el periodo fundamental de vibrar.

Por otro lado, el objetivo de reducir las fuerzas sísmicas que afectan a la estructura se sigue cumpliendo de manera satisfactoria al tener un periodo alto, el cual nos lleva a ordenadas espectrales bajas para el espectro generado para este proyecto.

Espectro de diseño

Se obtiene un espectro de diseño final como se puede apreciar en la Imagen 49. El cual está construido a partir del espectro elástico, reducido únicamente por el amortiguamiento efectivo calculado ($\zeta_{\text{sis}} = 7.87\%$) para el modo fundamental de vibrar y el truncamiento explicado en procesos anteriores, con un amortiguamiento del sistema del $\zeta_e = 2\%$. Este espectro obtenido servirá para el diseño de los elementos estructurales y la revisión de distorsiones de entrepiso en la estructura y desplazamientos en el nivel del sistema de aislamiento.

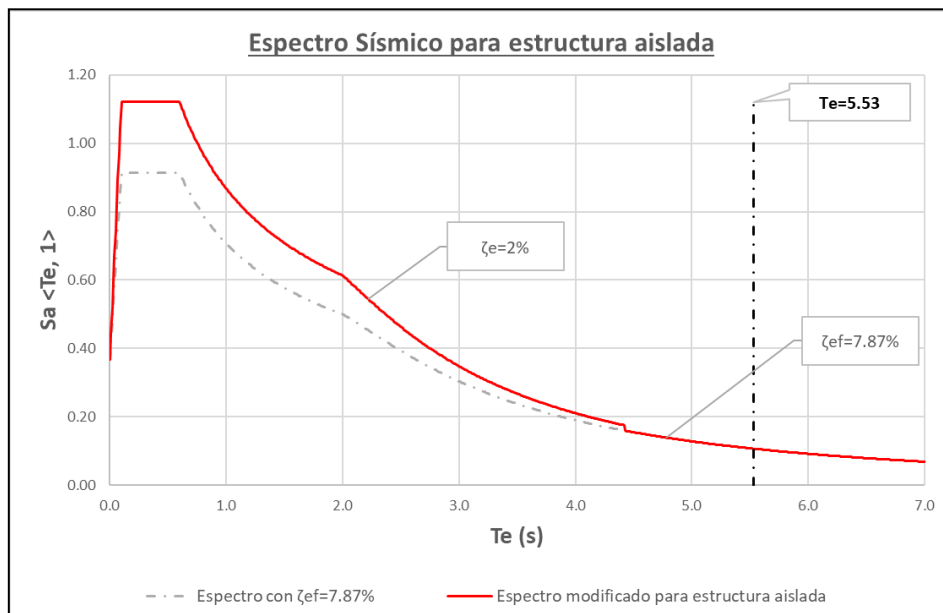


Imagen 49. Espectro final de diseño para estructura aislada con amortiguamiento efectivo de $\zeta_{\text{sis}} = 7.87\%$.

6.3.Consideraciones de modelado

En este subcapítulo se presentan las consideraciones a realizar en el modelo numérico del programa de análisis a utilizar, que se consideran las más importantes a tomar en cuenta. Se establecen cuatro principales consideraciones que se presentan a continuación:

1. Nuevo sistema de entrepiso en el nivel de aislamiento sísmico de base.

Como se mencionó en la metodología de diseño de aisladores; es necesario incrementar un nuevo sistema de entrepiso, que permita conectar la estructura al nivel donde se colocaran los dispositivos de aislamiento sísmico. Este nivel se colocó a una altura de 2.0 m para dar el espacio necesario para que pueda entrar un equipo especializado que pueda realizar trabajos de monitoreo, mantenimiento y sustitución del equipo en caso de ser necesario.

Story	Height cm	Elevation cm	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height cm	Story Color
Nv. 11	375	4150	No	None	No	0	Cyan
Nv. 10	375	3775	No	None	No	0	Magenta
Nv. 9	375	3400	No	None	No	0	Grey
Nv. 8	375	3025	No	None	No	0	Green
Nv. 7	375	2650	No	None	No	0	Red
Nv. 6	375	2275	No	None	No	0	Yellow
Nv. 5	375	1900	No	None	No	0	Blue
Nv. 4	375	1525	No	None	No	0	Cyan
Nv. 3	375	1150	No	None	No	0	Magenta
Nv. 2	375	775	No	None	No	0	Grey
Nv. 1	400	400	No	None	No	0	Green
Aisladores	200	0	No	None	No	0	Blue
Cimentación		-200					

Imagen 50. Nivel de entrepiso para incorporar el sistema de aislamiento sísmico.

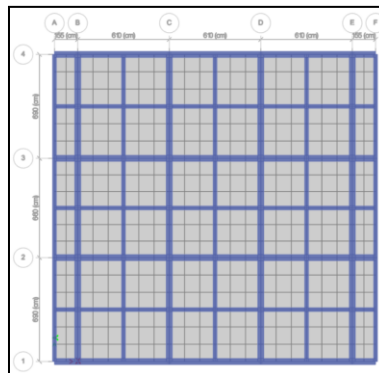


Imagen 51. Planta de desplante del edificio. Sirve para unificar el comportamiento de la estructura en el nivel del sistema de aislamiento de base.

2. Espectro de aceleraciones

La segunda consideración importante que se debe de hacer en las modificaciones del programa es la de ir agregando los espectros de aceleraciones para los distintos niveles de amortiguamiento obtenidos en las iteraciones realizadas en el diseño de aisladores (Imagen 48).

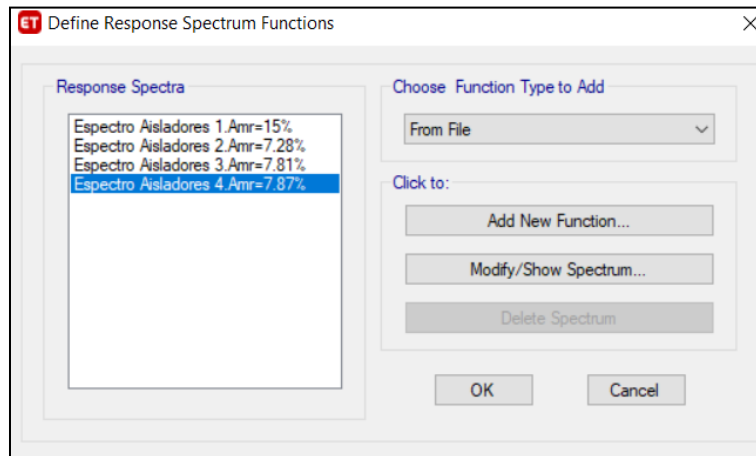


Imagen 52. Espectros de aceleraciones para distintos niveles amortiguamientos.

En la Imagen 52 se logra identificar los distintos espectros de aceleraciones que se fueron aplicando a la estructura a lo largo del proceso iterativo en el diseño de aisladores. Como se puede apreciar, el primer espectro colocado al modelo matemático fue el de un amortiguamiento inicial del 15%. Sin embargo, conforme se iban realizando las iteraciones, se fue ajustando el espectro para los distintos niveles de amortiguamiento efectivo proporcionados por el comportamiento de los aisladores de base, hasta llegar al espectro generado para un amortiguamiento final del sistema de $\zeta_{\text{sis}}=7.87\%$.

3. Casos y combinaciones de carga

Se deben de agregar los casos de carga nuevos para los espectros de aceleraciones definitivos; los cuales son para cuando se tiene el efecto del sismo en dirección “X” y otro para dirección “Y”. Como se puede apreciar en la Imagen 53 se debe colocar el 100% de sismo en una dirección y el 30% en la otra dirección para considerar el efecto bidireccional.

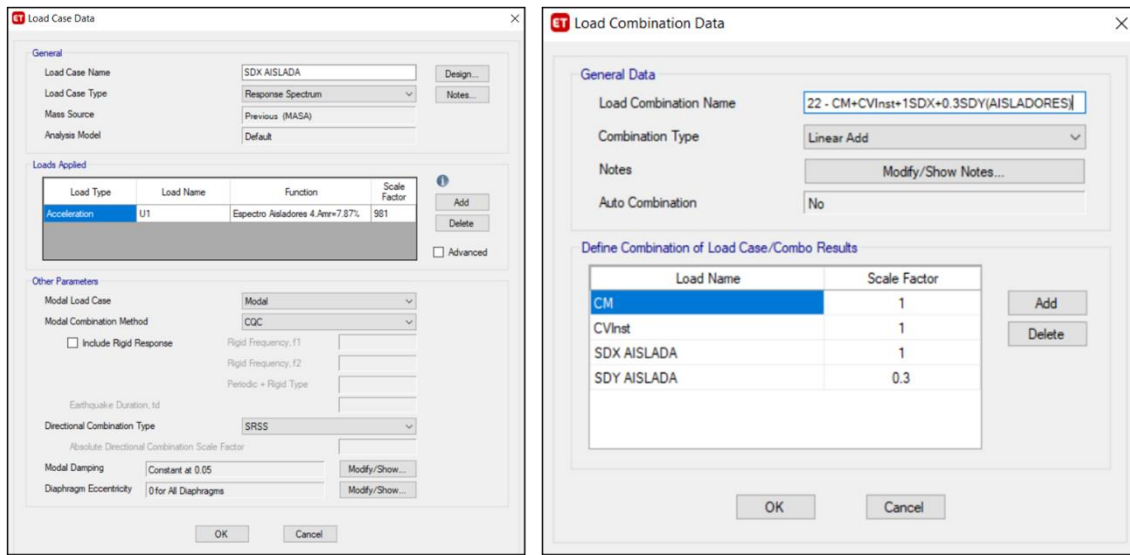


Imagen 53. Caso de carga y combinación de carga para espectro de aceleraciones con un $\zeta_{sis}=7.87\%$.

Otro punto importante para considerar es el de la combinación modal a utilizar, que para este caso el Manual de Obras Civiles de CFE especifica que cuando se va a realizar un Análisis dinámico modal (ADM) se debe utilizar la ecuación definida por la combinación cuadrática completa (CQC) por sus siglas en ingles.

$$(R)_p = \sqrt{\sum_i \sum_j (E_m)_i r_{ij} (E_m)_j} \quad Ec. (32)$$

Donde:

(R)_p= Valor máximo probable del efecto combinado de las respuestas modales

E_m= Valor de las respuestas modales

i= i-ésimo modo de vibrar

j= j-ésimo modo de vibrar (j > i)

r_{ij}= Factor de correlación

4. Elementos link (Dispositivos de aislamiento de base)

Por último, otra de las consideraciones más importantes a modificar en el modelo matemático, es la creación y aplicación de los elementos link. Estos elementos son los que representan el comportamiento de los dispositivos de aislamiento sísmico.

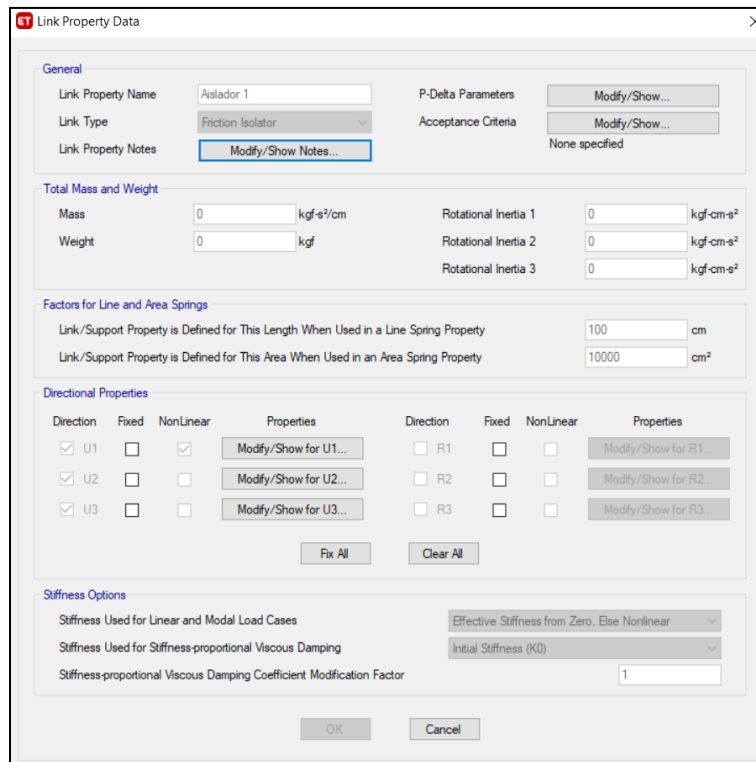


Imagen 54. Propiedades de elemento link.

En la Imagen 54 se logra apreciar las propiedades generales del elemento link, que definen el comportamiento del aislador de base.

Recordando que el tipo de aislador a utilizar en este proyecto es de tipo deslizante (AD), también conocido como aisladores friccionantes; de esta misma manera, se define el tipo de link “Friction Isolator”. El peso y la masa de los aisladores se puede considerar al momento de la creación de masa del nuevo sistema de entrepiso o despreciar en el caso de que sea una carga muy chica y aun no sea proporcionada por el proveedor.

En el apartado de las propiedades direccionales del link, se debe considerar el comportamiento lineal del aislador; ya que de esta forma es como fue considerado el diseño en la metodología propuesta, al definir la rigidez equivalente por aislador ($k_{e,b}$). Siendo esta rigidez efectiva equivalente la obtenida con la Ec. (7), con una magnitud de 1.507 kN/mm.

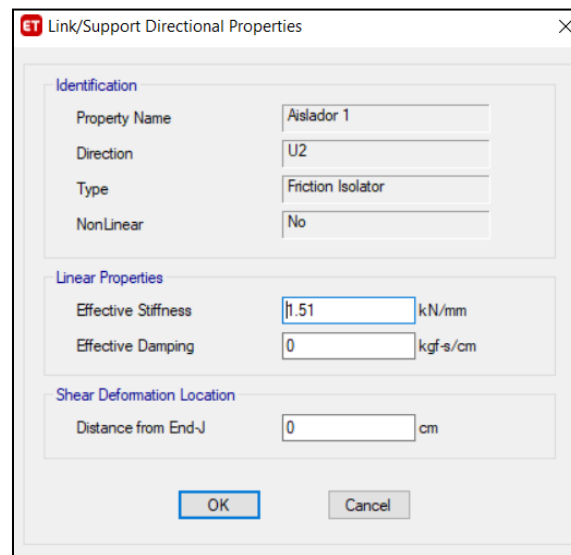


Imagen 55. Definición de la rigidez lateral del aislador de base (Link).

Esta propiedad de rigidez lateral se debe aplicar en la dirección “X” (U2) y en la dirección “Y” (U3). Y para la dirección en el eje global “Z” (U1) se debe de aplicar una rigidez con una magnitud suficientemente grande, que represente el comportamiento de un dispositivo robusto de acero que presenta nula o baja deformación axial; para este proyecto se colocó una rigidez de 100,000 kN/mm.

6.4. Propiedades dinámicas de la estructura

TABLE: Response Spectrum Modal Info					
Mode	Period	Acc	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec	cm/sec ²			
1	4.015	185.61	0.9875	0.0033	0.0001
2	4.001	186.69	0.9907	0.9915	0.0003
3	3.593	223.92	0.9909	0.9916	0.9917
4	0.941	715.51	0.9993	0.9916	0.9917
5	0.920	723.67	0.9993	0.9993	0.9917
6	0.814	769.30	0.9993	0.9993	0.9993
7	0.464	896.05	0.9999	0.9993	0.9993
8	0.458	896.05	0.9999	0.9999	0.9993
9	0.418	896.05	0.9999	0.9999	0.9999
10	0.301	896.05	1.0000	0.9999	0.9999
11	0.298	896.05	1.0000	1.0000	0.9999
12	0.273	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
13	0.218	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
14	0.216	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
15	0.198	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
16	0.167	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
17	0.166	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
18	0.152	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
19	0.133	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
20	0.133	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
21	0.121	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
22	0.109	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
23	0.109	896.05	1.0000	1.0000	1.0000
24	0.099	890.21	1.0000	1.0000	1.0000
25	0.092	853.89	1.0000	1.0000	1.0000
26	0.092	852.45	1.0000	1.0000	1.0000
27	0.083	805.54	1.0000	1.0000	1.0000
28	0.080	786.70	1.0000	1.0000	1.0000
29	0.079	785.86	1.0000	1.0000	1.0000
30	0.072	743.88	1.0000	1.0000	1.0000
31	0.071	738.83	1.0000	1.0000	1.0000
32	0.071	738.39	1.0000	1.0000	1.0000
33	0.065	706.63	1.0000	1.0000	1.0000
34	0.065	706.45	1.0000	1.0000	1.0000
35	0.063	699.86	1.0000	1.0000	1.0000
36	0.061	688.03	1.0000	1.0000	1.0000

Imagen 56. Participación modal y periodos de la estructura con aislamiento sísmico.

Las propiedades dinámicas de la estructura aisladas mostradas en la Imagen 56, permiten entender el comportamiento esperado de la estructura. La estructura tiene un periodo fundamental de $T_{sis}= 4.015s$ para la forma modal en dirección “X”, y su segundo y tercer modo un periodo de vibrar de $T_{sis}= 4.001s$ y $T_{sis}= 3.593s$ para los modos “Y” y torsional en “Z” correspondientemente. Algo importante a recalcar, es que a diferencia de la estructura sin aislamiento sísmico la participación modal mayor al 90% se presenta de manera más inmediata; siendo en las tres direcciones alcanzado en su primer modo correspondiente. Esto habla de que existe un mayor acoplamiento entre los modos de vibrar de la estructura cuando se tiene el sistema de aislamiento sísmico, presentando un comportamiento más uniforme.

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	PESO SISMICO (kgf-s ² /cm)
12	Nv.12	3.75	45.25	528
11	Nv.11	3.75	41.50	642
10	Nv.10	3.75	37.75	642
9	Nv.9	3.75	34.00	642
8	Nv.8	3.75	30.25	642
7	Nv.7	3.75	26.50	642
6	Nv.6	3.75	22.75	642
5	Nv.5	3.75	19.00	642
4	Nv.4	3.75	15.25	642
3	Nv.3	3.75	11.50	642
2	Nv.2	3.75	7.75	642
1	Nv.1	4.00	4.00	645
0	Aisladores	0	0	634
$\Sigma=$				8,231

Tabla 21. Peso sísmico por nivel y acumulado (Estructura aislada).

La Tabla 21 presenta el peso sísmico de la estructura por nivel y el acumulado de la todas las plantas. La estructura tiene una reducción pesos sísmico de un 15% con respecto a la estructura sin aislamiento, a pesar de incrementar un nuevo sistema de piso; esto se debe a la reducción en los elementos estructurales principales.

6.5.Revisiones de la respuesta estructural

Se reviso la respuesta de la estructura de la misma manera que se revisó la 1° propuesta estructural, mediante 4 principales comportamientos: cortante de entrepiso, la rigidez de entrepiso, desplazamientos de entrepiso y distorsiones de entrepiso (Estados límite).

-Cortante de entrepiso: Para el cortante de entrepiso de la estructura aislada se tiene como resultado

$$V_0 = M_{e0} \times S_{a.Te} \times I_i = (8.231) \times (185.61) \times (0.9875) = 1,508.66 \text{ tonf} \quad \text{Ec. (33)}$$

Presentando un margen de diferencia del 1% contra el presentado en el programa ETABS:

$$V_0 = 1,524 \text{ tonf}$$

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	CORTANTE DE ENTREPISO "X" (tonf)	CORTANTE DE ENTREPISO "Y" (tonf)
12	Nv.12	3.75	45.25	120	120
11	Nv.11	3.75	41.50	263	262
10	Nv.10	3.75	37.75	401	400
9	Nv.9	3.75	34.00	533	532
8	Nv.8	3.75	30.25	659	658
7	Nv.7	3.75	26.50	779	780
6	Nv.6	3.75	22.75	894	896
5	Nv.5	3.75	19.00	1,005	1,008
4	Nv.4	3.75	15.25	1,112	1,117
3	Nv.3	3.75	11.50	1,216	1,222
2	Nv.2	3.75	7.75	1,318	1,325
1	Nv.1	4.00	4.00	1,418	1,427
0	Aisladores	0.00	0.00	1,515	1,524
-1	Cimentación	2.00	-2.00	0	0

Tabla 22. Valores de cortante de entrepiso (Estructura aislada).

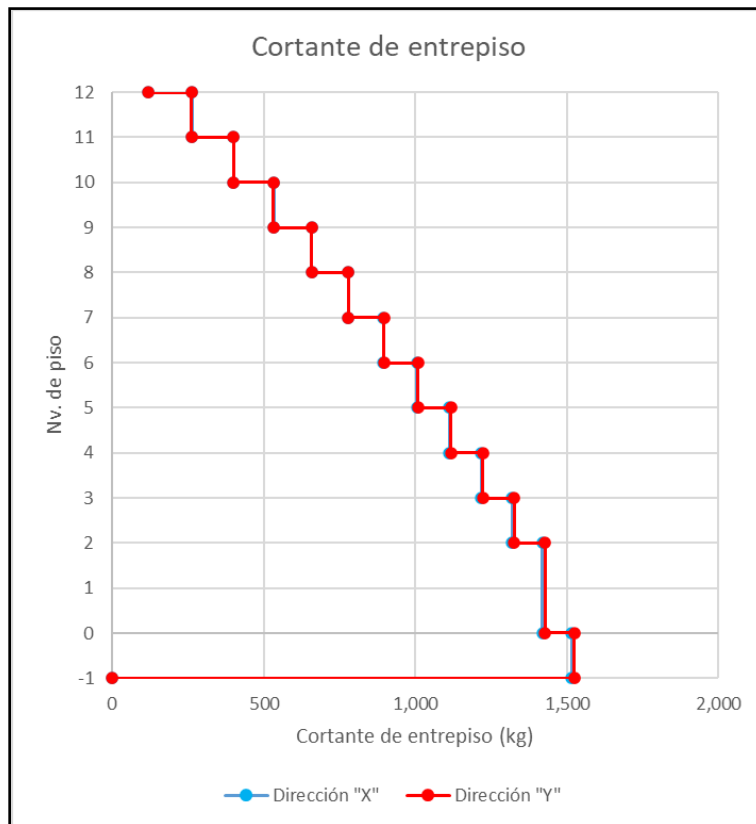


Imagen 57. Gráfica de cortantes de entrepiso (Estructura Aislada).

-Rigidez de entrepiso

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	RIGIDEZ DE ENTREPISO "X" (kgf/cm)	RIGIDEZ DE ENTREPISO "Y" (kgf/cm)
12	Nv.12	3.75	45.25	218,222	250,913
11	Nv.11	3.75	41.50	319,891	353,048
10	Nv.10	3.75	37.75	360,892	390,004
9	Nv.9	3.75	34.00	383,420	409,448
8	Nv.8	3.75	30.25	398,383	422,069
7	Nv.7	3.75	26.50	409,734	431,478
6	Nv.6	3.75	22.75	419,276	439,244
5	Nv.5	3.75	19.00	427,997	446,202
4	Nv.4	3.75	15.25	436,632	452,977
3	Nv.3	3.75	11.50	446,462	460,772
2	Nv.2	3.75	7.75	463,111	475,251
1	Nv.1	4.00	4.00	502,323	512,560
0	Aisladores	0.00	0.00	24,586	24,586
-1	Cimentación	2.00	0.00	0	0

Tabla 23. Rigidez de entrepiso (Estructura aislada).

Como era de esperarse, los valores de rigideces de entrepiso mostrados en la Tabla 23 son mayores que los valores de la tabla de rigideces de la 1° propuesta; esto debido a que, al reducir las secciones de la estructura, se volvió menos rígida.

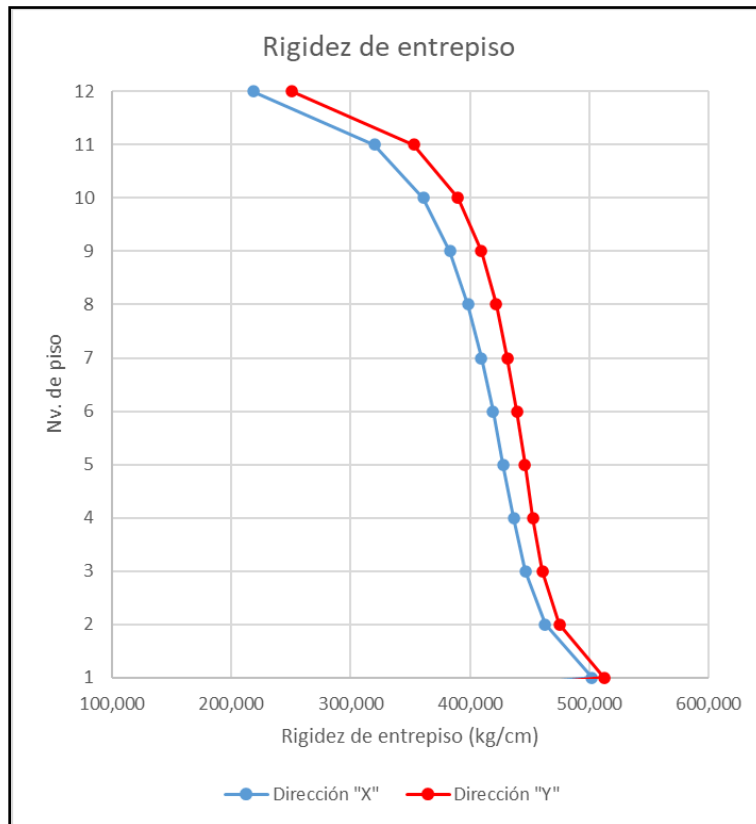


Imagen 58. Gráfica de rigidez de entrepiso (Estructura aislada).

-Desplazamientos de entrepiso: Los desplazamientos absolutos máximos presentados en la estructura de la 2° propuesta (Estructura aislada) son de 84.53cm en dirección “X” y de 84cm en dirección “Y”. Sin embargo, se tiene que tomar en cuenta que el desplazamiento más representativo, se presenta en el nivel del sistema de aislamiento con un desplazamiento de 62cm aproximadamente en ambas direcciones. Por consiguiente, el desplazamiento relativo máximo que se presenta en el edificio es de 22.41cm.

NIVEL	DESCRIPCION	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA ACUMULADA (m)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO "X"	DESPLAZAMIENTO MAXIMO "Y"
12	Nv.12	3.75	45.25	84.53	84.00
11	Nv.11	3.75	41.50	84.01	83.54
10	Nv.10	3.75	37.75	83.23	82.84
9	Nv.9	3.75	34.00	82.18	81.87
8	Nv.8	3.75	30.25	80.86	80.63
7	Nv.7	3.75	26.50	79.28	79.14
6	Nv.6	3.75	22.75	77.44	77.38
5	Nv.5	3.75	19.00	75.36	75.39
4	Nv.4	3.75	15.25	73.05	73.16
3	Nv.3	3.75	11.50	70.53	70.72
2	Nv.2	3.75	7.75	67.81	68.07
1	Nv.1	4.00	4.00	64.96	65.28
0	Aisladores	0.00	0.00	62.12	62.48
-1	Cimentación	2.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 24. Valores de desplazamientos de entrepiso (Estructura aislada).



Imagen 59. Gráfica de desplazamientos de entrepiso (Estructura aislada).

6.6.Revisión de los estados límite

Para la revisión de la 2° propuesta estructural equipada con aislamiento sísmico también se revisaron los dos estados límite: Prevención de colapso y Servicio. Como se presentan a continuación.

CAPÍTULO DE DISEÑO POR SISMO MDOC 2015		
3.3.7.2 Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso		
Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales modificadas $-a(T_{e0}, \beta) / [Q(T_{e0}, Q) R(T_{e0}, R_o) \rho]$ o $a(T_{e0}, \beta) A_{cd}(T_{e0}) / [Q(T_{e0}, Q) R(T_{e0}, R_o) \rho]$, según corresponda, multiplicadas por el factor $QR(T_{e0}, R_o) \rho$ y divididas por la diferencia de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso indicadas en la tabla 3.5, según los sistemas estructurales correspondientes. El valor de $R(T_{e0}, R_o)$ se calculará para el periodo fundamental de la estructura. El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico. En la revisión de este estado límite se tomará en cuenta la importancia de la estructura.		
Tabla 3.5 Distorsiones permisibles de entrepiso		
SISTEMA ESTRUCTURAL	Q	DISTORSIÓN
Marcos dúctiles de concreto reforzado	4	0.030
	3	0.025
Marcos dúctiles de acero	4	0.030
	3	0.025
Marcos dúctiles de sección compuesta de acero y concreto reforzado	4	0.030
	3	0.020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad intermedia	1.25	0.008
	2	0.015
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad limitada	2	0.015
Marcos con losas planas sin muros o contravientos	2	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	4	0.020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con contravientos concéntricos	3	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado, o de placa de acero, o compuestos con los dos materiales o muros de madera contrachapada	3	0.015
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	2	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	2	0.006
Muros diafragma	2	0.006
Muros de carga de mampostería combinada y confinada	2	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior, o muros de madera de duela	1.5	0.004
Muros combinados con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada	1.5	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de bloques huecos de concreto	1.25	0.003
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	1.25	0.002

Tabla 25. Tabla de distorsiones de entrepiso para seguridad contra colapso. (Q=2). (Estructura aislada).

Para estructuras equipadas con dispositivos de aislamiento sísmico, el Manual de CFE no establece claramente los límites de distorsión a cumplir; únicamente menciona que se busca que a estructura permanezca en el rango elástico o con una ductilidad máxima de 1.5. Para esta estructura se optó por aplicar un espectro elástico sin reducción de valores de ductilidad, ni de sobrerresistencia; sin embargo, la estructura está diseñada para una ductilidad limitada ($Q=2$); dando de esta manera, mayor capacidad a la estructura, incluso para el evento sísmico máximo buscar un comportamiento elástico.

Debido a lo explicado anteriormente se tomó como distorsión máxima, la misma que para la estructura sin equipamiento de aisladores que se muestra en la Tabla 25.

Estado limite		
$\gamma_{Max(Colapso)} =$	0.015	Estado limite de prevención de colapso
Fac. Ampl. de Distorsiones		
$Q \cdot R \cdot \rho (Colapso) =$	1.000	
Revisión de distorsiones		
	SX	SY
$\gamma_{Act.} =$	0.007632	0.007479
$\Delta_{(Colapso)} =$	0.007632	0.007479
	OK	OK
	51%	50%

Imagen 60. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de seguridad contra colapso para estructura aislada.

Como se puede ver en la Imagen 60, el porcentaje en la relación de distorsiones permitida contra la actuante se mantuvo prácticamente a la mitad; incluso contra la de la 1° propuesta. Entendiendo de esta manera, que la estructura presentaría la mitad de las distorsiones de la 1° propuesta, y por consiguiente, menor daño; mostrando un comportamiento más favorable.

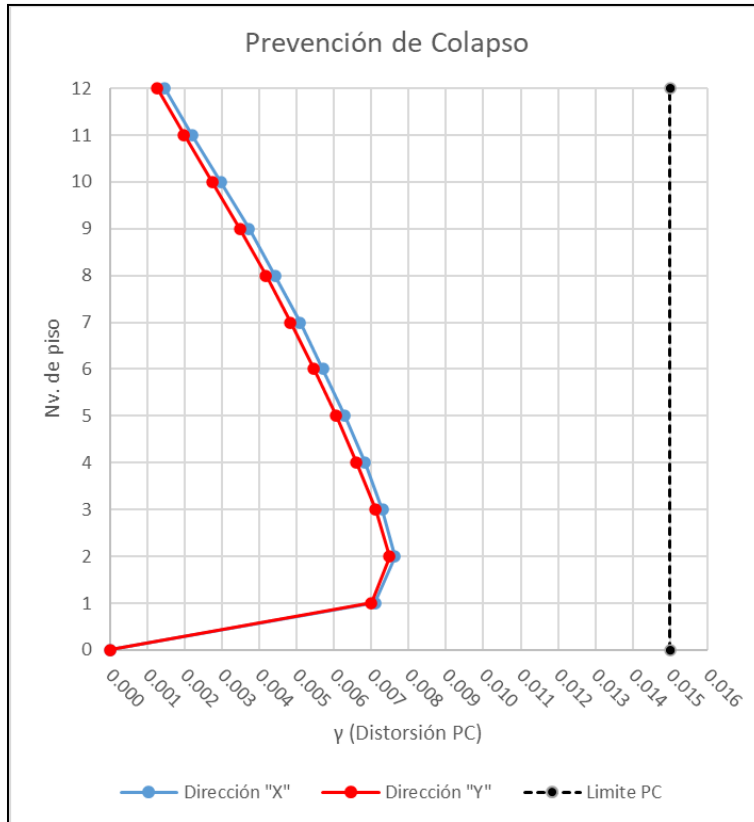


Imagen 61. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite para seguridad contra colapso para estructura aislada.

Para la revisión en el límite de servicio se consideró la aplicación del mismo espectro de la 1° propuesta; el cual está construido a partir del espectro elástico reducido por un factor de 5.5 de acuerdo con el MDOC.

3.3.7.1 Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico para las ordenadas espectrales del estado límite de servicio que se describe en el inciso 3.3.1.7, no excederán a 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En este caso, el límite será de 0.004.

Imagen 62. Límite de distorsiones para Estado límite de servicio para estructura aislada.

Estados limite		
$\gamma_{Max(Servicio)}$ =	0.004	Estado limite de servicio
Fac. Ampl. de Distorsiones		
Servicio=	1.000	
Revisión de distorsiones de servicio		
	SX	SY
$\gamma_{Act.}$ =	0.001537	0.001505
$\Delta_{(Servicio)}$ =	0.001537	0.001505
	OK	OK
	38%	38%

Imagen 63. Cálculo de distorsiones con factores de amplificación para Estado límite de servicio para estructura aislada.

La relación de distorsiones presentadas es de 38%, entendiendo que la estructura presentara un buen comportamiento ante sismos frecuentes. Un poco por debajo del 65% presentado en la 1º propuesta.

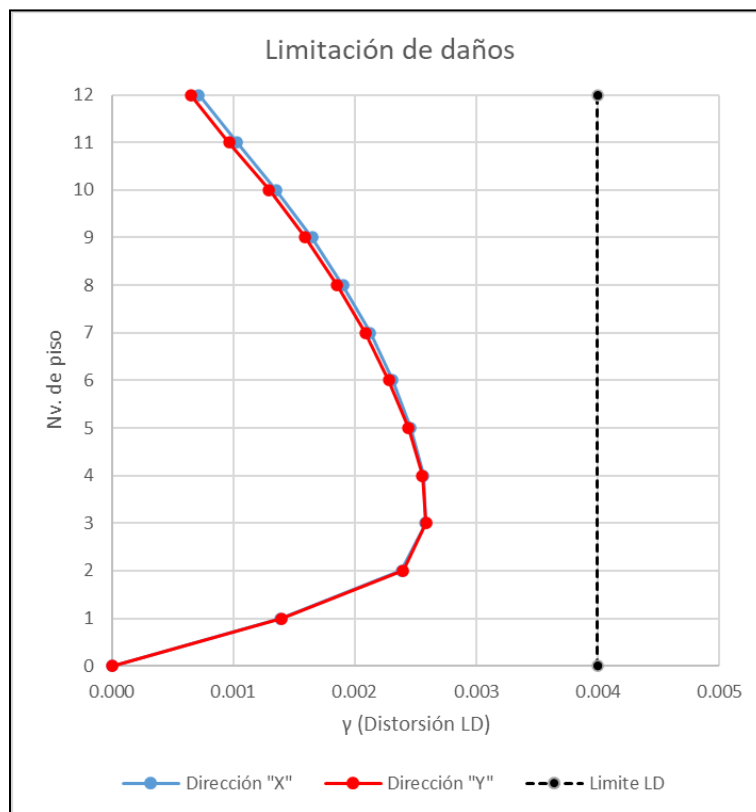


Imagen 64. Revisión Gráfica de cumplimiento para distorsiones de Estado límite de servicio.

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para analizar los resultados de este trabajo se tomó como enfoque principal, la comparación entre las dos soluciones propuestas, la primera propuesta de la estructura convencional a base de marcos estructurales de concreto y la segunda propuesta, que consta de la estructura con secciones reducidas y equipada con dispositivos de aislamiento sísmico de tipo deslizantes (AD). Para ser válida la comparación entre ambas propuestas, se estableció que ambas deben cumplir con la normativa y sus estados límite. Como se explicó en los alcances del presente trabajo, la comparativa realizada se enfoca en el concepto de costo contra el beneficio obtenido entre la estructura convencional y la equipada con dispositivos de aislamiento sísmico. Por un lado, para reflejar el posible costo asociado a cada propuesta, se presentan los resultados en términos de insumos de material (concreto) y los dispositivos considerados, en el caso de la propuesta de la estructura aislada. Por otro lado, para establecer el beneficio obtenido entre ambas propuestas, se consideró principalmente el comportamiento estructural esperado; dicho comportamiento, asociado a las distorsiones de entrepiso; ya que como se ha explicado a lo largo del trabajo, es una forma muy adecuada para entender el comportamiento y daño de la edificación.

Como elementos complementarios se presenta el análisis de resultados de demandas sísmicas aplicadas a las distintas propuestas, sus propiedades dinámicas y algunas consideraciones especiales que son importantes tomar en cuenta.

7.1. Secciones y volúmenes de concreto

Como resultado final de las dos propuestas diseñadas para la edificación de 12 niveles se obtuvieron las secciones y volúmenes de concreto presentados en la Tabla 26. Permitiendo reducir en casi un 30% el volumen de concreto de la estructura para la segunda propuesta; que, es la estructura equipada con dispositivos de aislamiento sísmico.

Para establecer el costo de la estructura aislada se debe incrementar el costo total del sistema de aislamiento; contemplando los dispositivos y los gastos que intervengan para su instalación. Sin embargo, se puede considerar una reducción de costo, en los volúmenes de concreto reducidos al poder utilizar elementos más esbeltos.

Elemento	1° Estructura convencional		2° Estructura Aislada		Diferencia m ³	Relacion %
	Sección cm	Volumen m ³	Sección cm	Volumen m ³		
Columna	110 x 110	876	80 x 80	463	-413	52.89%
Viga principal	55 x 85	765	40 x 60	457	-308	59.74%
Viga secundaria	25 x 40	199	25 x 40	216	17	108.33%
Losa maciza	t= 10	497	t= 10	541	44	108.78%
		Σ= 2,338		Σ= 1,678	-660	71.75%

Tabla 26. Comparación de secciones y volúmenes de concreto.

Como ya se ha mencionado, dentro de los beneficios encontrados al equipar la estructura con aislamiento de base se puede considerar la reducción en las secciones de los elementos principales de la estructura, desde un punto de vista arquitectónico y de espacios.

Recordando los alcances del estudio presentado; los posibles costos de construcción se presentan únicamente en términos de volúmenes. Esto, debido a que, para establecer un valor monetario, se debe tener un precio unitario de los insumos colocados; lo cual, no entra dentro de los alcances del estudio.

7.2. Propiedades dinámicas y Espectros de aceleraciones

	1° Estructura	2° Estructura	
$M_{e0} =$	9.509	8.231	[tonf-s ² /cm]
$T_{sis} =$	1.393	4.015	[s]
$S_a =$	0.1496	0.1896	[cm/s ²]

Tabla 27. Comparativa de propiedades dinámicas.

En la Tabla 27 se presenta la comparativa de las propiedades dinámicas de las dos propuestas realizadas. Complementando con la Imagen 65; la comparativa de los espectros utilizados para la revisión de las distorsiones de entrepiso. Algo que es importante destacar, es la aceleración a la que son sometidas las dos propuestas, presentando una diferencia aproximada de un 26%. Lo cual permite ver con claridad el efecto del sistema de aislamiento sísmico; ya que se debe de entender que el espectro utilizado para la primera propuesta (Espectro azul) es un espectro reducido, lo cual permite deducir que, al presentarse ese evento sísmico, se está aceptando daño en la edificación. Por otro lado, el espectro de la segunda propuesta (Espectro rojo) es el espectro elástico únicamente modificado por el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, por lo cual se busca tener una estructura que no presente daño ante el sismo de diseño.

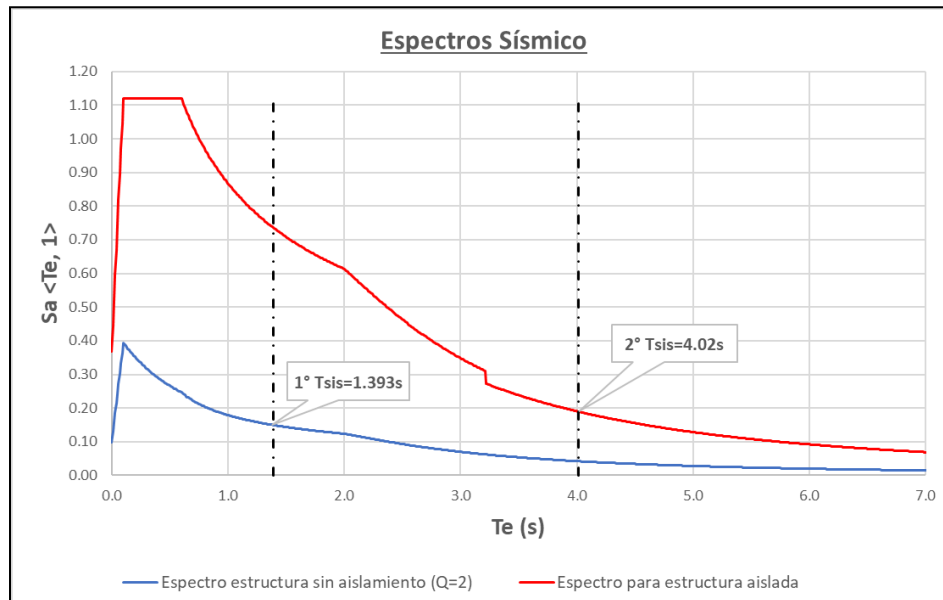


Imagen 65. Comparativa de espectros de aceleraciones.

7.3.Desplazamientos de entrepiso

Se realizaron dos distintos análisis de desplazamientos que se consideran importantes evaluar por separado. En el primer análisis (Imagen 66), se presentan los desplazamientos de entrepiso para el sistema completo de la estructura, considerando el nivel de aislamiento sísmico. El segundo análisis (Imagen 67) considera descontar el desplazamiento provocado en el nivel de aislamiento.

El primero permite identificar los desplazamientos absolutos de la estructura con y sin aislamiento. Esta información es de mucha importancia para evaluar límites constructivos y en la planeación del proyecto, para establecer la separación con la edificación colindante.

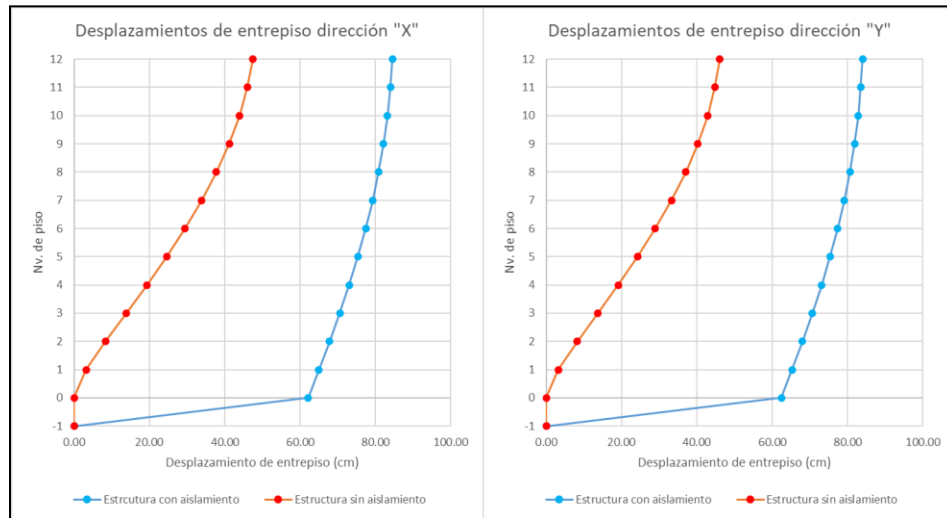


Imagen 66. Desplazamientos absolutos del sistema estructural completo.

Análisis	1° Propuesta "X" [cm]	2° Propuesta "X" [cm]	1° Propuesta "Y" [cm]	2° Propuesta "Y" [cm]
Desplazamientos absolutos de la estructura	47.49	84.53	46.13	84.00
Desplazamientos relativos de la estructura	47.49	22.41	46.13	21.52

Tabla 28. Tabla de análisis de desplazamientos absolutos y relativos.

Por otro lado; en el segundo análisis se presentan los desplazamientos relativos entre los niveles de la estructura, descontando el desplazamiento provocado en el nivel del sistema de aislamiento. Este análisis permite evaluar el comportamiento esperado únicamente de la estructura; entendiendo que las distorsiones asociadas a los desplazamientos relativos de entepiso son menores a las de la estructura sin aislamiento sísmico.

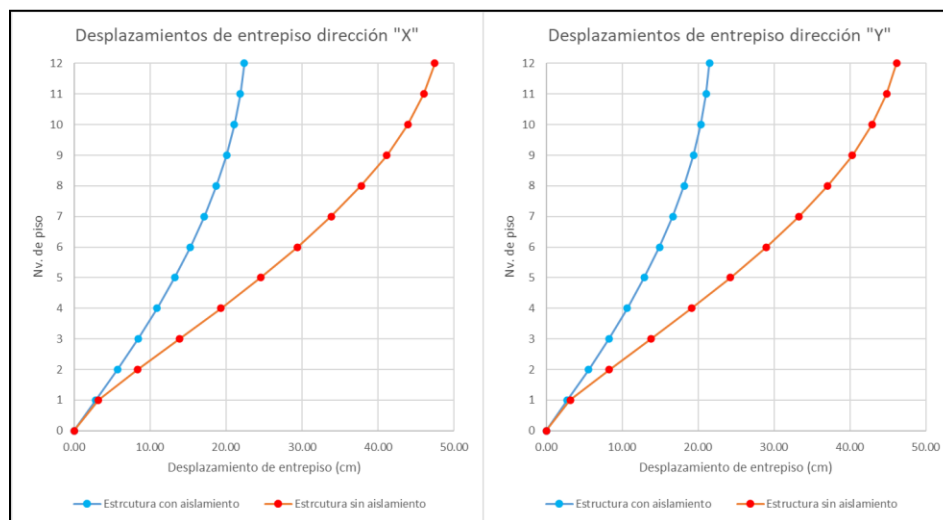


Imagen 67. Desplazamientos relativos del cuerpo de la estructura.

En la Tabla 28 se puede identificar que al hacer el primer análisis donde se contemplan los desplazamientos absolutos de la estructura; la estructura aislada presenta un desplazamiento de 84.53cm en dirección "X", mientras que para la estructura sin aislamiento es de 47.49cm, siendo aproximadamente 37cm mayor. Sin embargo, cuando se revisa el segundo análisis; donde se contempla únicamente el desplazamiento relativo del edificio se ve que el desplazamiento máximo del edificio es de 22.41cm; siendo este desplazamiento, de al menos la mitad que el evaluado en la estructura sin aislamiento.

7.4. Distorsiones de entrepiso

Para evaluar el beneficio en el comportamiento estructural entre la propuesta con dispositivos de aislamiento sísmico y sin ellos; se puede analizar las gráficas de la Imagen 68, las cuales pertenecen a la revisión de distorsiones asociadas al estado límite de prevención contra colapso y a la del estado límite para limitación de daños.

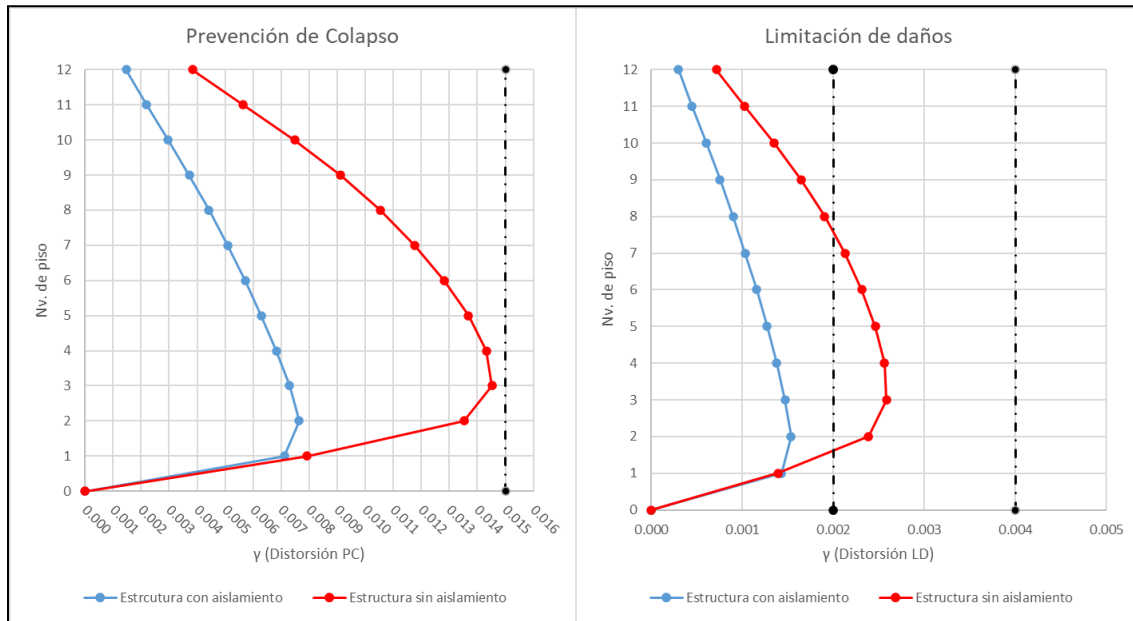


Imagen 68. Gráfica de revisión de distorsiones de entrepiso en estructura con y sin aislamiento para estados límite de prevención de colapso y limitación de daños.

De acuerdo con la Tabla 29 que se presenta a continuación, se puede observar claramente que la estructura aislada tiene un mejor comportamiento en la revisión de distorsiones de entrepiso. La cual, como ya se mencionó anteriormente, se encuentra asociada al daño esperado de la estructura. Para el caso de la revisión contra colapso la diferencia es aproximadamente de la mitad de la distorsión; mientras que para el estado de límite de servicio (limitación de daños) se presenta una disminución mayor al 25%.

Análisis	Estructura sin aislamiento	Relación límite	Estructura sin aislamiento	Relación límite	Límite
E.L. Prevención contra colapso	0.0145	96.73%	0.0076	50.88%	0.015
E.L. de Servicio	0.0026	64.58%	0.0015	38.43%	0.004

Tabla 29. Tabla de revisión de distorsiones de entrepiso en estructura con y sin aislamiento para estados límite de prevención de colapso y limitación de daños.

7.5.Consideraciones especiales

Algunas consideraciones importantes que se deben de tomar en cuenta para terminar de evaluar la viabilidad del uso de dispositivos de aislamiento sísmico son:

- El diseño de juntas que contemplen los desplazamientos en el nivel del sistema de aislamiento.
- La disponibilidad de los dispositivos.
- La revisión final del proyecto con las características proporcionadas por el proveedor.
- Las pruebas en los dispositivos.
- La separación de la edificación, debido a los desplazamientos totales de la estructura.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como ingenieros estructuristas se debe buscar satisfacer las necesidades de la sociedad civil y que, a través de los diseños estructurales, se desarrollen estructuras seguras con una muy baja probabilidad de falla ante fenómenos naturales de gran intensidad como los sismos, huracanes, oleaje, etc. Sin embargo, la demanda actual ya no solo requiere un nivel de seguridad aceptable; si no, también un adecuado nivel de desempeño de las estructuras, para asegurar la integridad de la infraestructura que ha llevado años en construir. Por ello, la importancia de volver como práctica común, el uso de filosofías de diseño adoptadas en la normatividad de México como lo son las filosofías basadas en desplazamientos; como el diseño por desempeño y el diseño por resiliencia.

Con la mirada en esas filosofías de diseño se reconoce que también es muy importante apoyarse de herramientas poco convencionales en México, como lo son los equipos de protección sísmica (Aisladores de base, amortiguadores viscosos, amortiguadores históricos, etc.); que permitan mejorar la respuesta de las estructuras ante eventos impredecibles como lo son los sismos.

El uso de aisladores en la estructura de este trabajo permitió identificar de una manera muy clara los beneficios obtenidos; como lo son el incremento del periodo, llevando a la estructura a ordenadas de aceleraciones mucho más bajas y concentrando la disipación de energía en equipo diseñados para eso; permitiendo conservar las distorsiones de la estructura en niveles de comportamiento óptimos. A pesar de que existió un incremento en el amortiguamiento de la estructura, subiendo del 5% inicial propuesto al 7.87% final; no se logran apreciar efectos significativos. Es importante recalcar que para el uso adecuado de este tipo de sistemas de protección sísmica es necesario un dominio en temas de análisis numérico, diseño estructural y diseño de estos aisladores, etc. Para posteriormente pasar por varios filtros de revisión para no ocasionar alguna falla catastrófica debida a un mal uso de las herramientas.

Para la implementación de sistemas de protección sísmica siempre es necesario considerar un análisis de costo beneficio; entendiendo como beneficio, un mejor comportamiento de la estructura a corto y largo plazo; dando como resultado una mayor durabilidad de las estructuras sin la necesidad de una constante reparación.

9. REFERENCIAS

- Applied Technology Council (ATC), ATC 40 Report. “*The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”, *Volume 1*. Redwood City, California: California seismic safety commission, 1996.
- ASCE / SEI 41-13. «Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.» Virginia, Estados Unidos: ASCE, 2013.
- ASCE / SEI 41-17. «Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.» Virginia, Estados Unidos: ASCE, 2017.
- Bresler, Boris. *Diseño de Estructuras de Acero*. México, D.F.: LIMUSA, 1980.
- Carlborg, Guillermo Rus. «Cálculo Plástico de estructuras de barras: Teoría.» En *Cálculo Plástico de estructuras de barras: Teoría*, de Guillermo Rus Carlborg, 12. Granada: Departamento de Mecánica de Estructuras e I. H., Universidad de Granada, 2008.
- Comisión Federal de Electricidad. *Manual de Obras Civiles* . México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad, México, 2015.
- Esteva Maraboto, Luis. «Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos.» *Revista de Ingeniería Sísmica No. 63*, 2001.
- FEMA 273. "Nehrp guidelines for the." *BSSC Seismic Rehabilitation Project*. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council, 1997.
- FEMA 356. «Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.» Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers, 2000.
- FEMA 440. «Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.» Washington, D.C.: Nehr, 2005.
- Ferdinand, L. Singer, y Pytel Andrew . *Resistencia de Materiales*. Mexico, D.F.: HARLA, 1982.
- Ferdinand, L. Singer. *Resistencia de Materiales*. México, D.F.: HARLA, 1982.
- FIP-mec. *CURVED SURFACE SLIDERS*. Ficha técnica, L'Aquila: FIP-mec, 2018.

- Gran Diccionario de la Lengua Española. España. 2020.
- Hernández, Eduardo Ismael, y Danya I. Mora Pino. «Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de construcciones escolares.» *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural* (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural), 2014.
- Hognestand E., Hanson N. W., McHenry D. «Concrete Stress Distribution in Ultimate Strenght Design.» *ACI Journal Proceedings*, Vol. 52 No.4, 1955: 455-479.
- Lanza, S. Freddy J. «Seminario web selección y escalado de movimientos sísmicos para la aplicación del método de análisis dinámico inelástico de respuesta en el tiempo.» Carabobo, Carabobo: Venezuela, 2020.
- Maldonado Tapia, Ronnie Antonio. *Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigón en régimen no lineal*. Universidad Politécnica de Catalunya, Catalunya.
- MAURER. *Sistemas de Protección Sísmica MAURER*. Ficha técnica, Ciudad de México: MAURER México, 2022.
- McCormac, Jack C. *Analisis Esturctural*. Mexico, D.F.: HARLA, 1983.
- México, Gaceta oficial de la Ciudad de. *Normas Técnicas Complementarias de Sismo*. Ciudad de México, 2023.
- Municipio de Puerto Vallarta, Jalisco. *Reglamento de Construcción para el Municipio de Puerto Vallarta, Jalisco*. Puerto Vallarta, 2020.
- Ramírez Cortés, Alejandro. «Evaluacion de patologias y desempeño estructural en viviendas afectadas por el fenomeno de la subsidencia en la localidad de Jocotepec, Jalisco, México.» Universidad Autónoma De Aguascalientes. (*Tesis Doctoral*). Aguascalientes, Ags., 2015.
- Smith, Flores Sosa Cristian. «Evaluación del desempeño sismico de las estructuras en rango inelastico de la I.E.S "Mariano Melgar Valdiviezo" - J-L. Ortiz.» En *Evaluación del desempeño sismico de las estructuras en rango inelastico de la I.E.S "Mariano Melgar Valdiviezo" - J-L. Ortiz*, de Flores Sosa Cristian Smith, 20. Pimentel: Universidad Señor de Sipán, 2020.

- Structural Engineers Association of California (SEAOC). «Vision 2000 A Framework for Performance Based Structural Engineering.» *Vision 2000*. California: SEAOC, 1995.
- Todeschini C. E., Bianchini A. B., Kesler C.E. «Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels.» *ACI Journal Proceedings, Volume 61*, 1964: 701-716.
- UNDRO. *Desastres naturales y análisis de vulnerabilidad*. 1979.
- UNESCO. *Desastres naturales y análisis de vulnerabilidad*. 1979.
- Vallarta, Obras Públicas del Ayuntamiento de Puerto. *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo para Puerto Vallarta, Jalisco*. Puerto Vallarta, 2020.
- Villagran, Edgar I. «Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concreto reforzado que cumple con las hipótesis de las ntc rcdf 2004, vol 5.» *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 2013: 1-8.