



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE UN HOSPITAL CON
AISLADORES SÍSMICOS DE BASE**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Alí Isaac Velázquez Reyna

DIRECTOR DE TESIS

M. en I. Victoriano Armando Gallegos Suárez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022.

Agradecimientos

A mi madre y a mi padre

Por todos los esfuerzos y sacrificios que han realizado, por siempre estar a mi lado.

Porque sin ustedes simplemente, no estaría aquí.

A mis abuelos: Esther, Otilia, Humberto y Jesús

Por cuidarme y consentirme desde siempre.

A mis tíos y a mis tías

Por procurarme y apoyarme en cada etapa de mi vida.

A la Facultad de Ingeniería y la Universidad Nacional Autónoma de México

Por permitirme ampliar mis conocimientos, por las experiencias vividas y por conocer a excelentes seres humanos, profesores, compañeros y amigos.

Al M. en I. Armando Gallegos Suárez

Por la confianza otorgada y el aprendizaje adquirido para la realización de este proyecto.

A mis amigos

Por hacer este viaje muy divertido.

A Ximena P. Amezcua Pastrana

Por su apoyo incondicional, su paciencia y principalmente por su amor y cariño.

Contenido

Introducción	6
Antecedentes.....	6
Objetivo	8
Capítulo I. Balance de Energía y Técnicas de control de respuesta sísmica.....	9
I.1. Ecuación de la energía.....	9
I.2. Técnica de Control de Respuesta Sísmica.....	11
I.2.1. Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica	12
I.3. Modelos analíticos.....	17
Capítulo II. Uso de aislador sísmico de base con núcleo de plomo.	19
II.1. Generalidades.....	19
II.2. Modelación Matemática	20
II.2.1. Parámetros que definen el comportamiento de un aislador LRB	21
Capítulo III. Análisis y diseño de un hospital con aislador sísmico de base	24
III.1. Descripción General de la Estructura	24
III.1.1. Estructuración	25
III.2. Criterios de análisis y diseño estructural	29
III.3. Mecánica de suelos.....	30
III.4. Materiales	31
III.5. Secciones	32
III.6. Análisis de carga.....	33
III.7. Condiciones de diseño	37
III.7.1. Clasificación de la estructura.....	37
III.7.2. Factores de carga	37
III.8. Estados y combinaciones de carga	37

III.8.2. Estados de carga:	37
III.8.3. Combinaciones para diseño de la estructura	38
III.9. Análisis Sísmico	39
III.10. Modelo matemático, análisis y diseño de los edificios con base fija.	44
III.11. Modelo matemático, análisis y diseño de los edificios con aisladores sísmicos de base.	50
III.11.2 Modelo matemático	59
Capítulo IV. Análisis Dinámico Historia en el Tiempo	69
IV.1. Características de los aisladores	72
IV.2. Resultados del análisis.....	73
Conclusiones	109
Referencias	113

Introducción

Antecedentes

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicas más activas del mundo. La alta sismicidad en el país se debe principalmente a la interacción entre las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos, Pacífico, la de Rivera y la del Caribe.

Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco son los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana debido a la interacción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera que subducen con las placas de Norteamérica y del Caribe sobre la costa del Pacífico frente a dichos estados, también por esta misma acción son afectados los estados de Veracruz, Tlaxcala, Morelos, Puebla, Nuevo León, Sonora, Baja California, Baja California Sur y la Ciudad de México.

Enfocándonos en la Ciudad de México se fundó sobre lo que se denomina la cuenca del Valle de México, la cual está formada por rocas volcánicas y sedimentos lacustres. Las rocas volcánicas se originaron por la intensa actividad volcánica y tectónica debido a la interacción que existe entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica, y los sedimentos lacustres resultan del sistema de lagos formados por la acumulación de agua en depresiones y alimentados por agua de lluvia de temporada; sin embargo, solo permanecían algún tiempo desapareciendo después a causa de la filtración y la evaporación, estas condiciones climáticas originaron una acumulación de arenas, limos, arcillas y cenizas. Por lo anterior, la Ciudad de México, aunque no se encuentre sobre la costa, se ha convertido en el receptor sísmico debido principalmente a la naturaleza de su terreno. Los últimos sismos destructivos de la Ciudad de México alcanzaron una magnitud de 8.1 y 7.6 ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985; recientemente el 7 de septiembre de 2017 tuvo lugar un sismo de magnitud 8.2 y, el 19 de septiembre del 2017 ocurrió otro de magnitud 7.1.

Los sismos tienen consecuencias económicas, sociales y ambientales. Dentro de las consecuencias económicas y sociales se encuentra la pérdida de infraestructura (viviendas, edificios, medios y vías de comunicación, etc) de una población, sin mencionar la pérdida significativa de vidas humanas.

Después de ocurrido el sismo, comienzan los trabajos de reconstrucción y rehabilitación de todos los bienes y servicios afectados. Estos trabajos, pueden extenderse por un tiempo indefinido.

Con el propósito de mitigar las consecuencias socioeconómicas producidas por los sismos hoy en día se busca que las estructuras sean sismorresistentes, es decir, que cuenten con la habilidad de minimizar el nivel de daño y recuperar rápidamente su funcionalidad.

A grandes rasgos el diseño sismorresistente implica:

- La definición de las acciones de diseño. Los reglamentos especifican la intensidad sísmica a emplearse para diferentes regiones, sin embargo, hoy en día es necesario

realizar estudios específicos para determinar la intensidad del sismo de diseño, tomando en cuenta las características geológicas, topográficas y de mecánica de suelo del sitio particular en que estas se van a desplantar.

- La selección de una estructura adecuada. La eficiencia de un diseño depende de la capacidad de la estructura en absorber las acciones que la afectan. Mediante una estructuración adecuada puede lograrse que sean menos desfavorables las acciones que inducen un sismo en la estructura.
- Cálculo de la respuesta estructural. Los métodos de análisis sísmicos varían de acuerdo con el nivel de refinamiento, desde la consideración de fuerzas estáticas equivalentes, hasta los diferentes análisis dinámicos (modal, paso a paso y no lineal).
- El dimensionamiento y detallado de la estructura. Debido a que los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten fallas frágiles y que, en caso de que ocurra un sismo de gran intensidad, se logre la disipación uniforme de la energía del sismo mediante la fluencia de varias secciones.

El principal objetivo del diseño sismorresistente es proporcionar a la estructura la capacidad de disipar energía que se induce en ella durante un sismo, sin que ésta sufra colapso o daños irreparables. La estructura puede adquirir esta capacidad suministrándole una resistencia muy alta que le permita resistir el sismo, mantenido su comportamiento en el rango elástico, o puede obtenerse también diseñando la estructura para que tenga una resistencia mucho menor, pero que cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía mediante ciclos de histéresis en etapas inelásticas.

El costo necesario para que la resistencia de la estructura sea tal que se mantenga elástica bajo el sismo de diseño es muy elevado. Por otra parte, si se diseña para una resistencia menor que la que el sismo de diseño llega a inducir en una estructura inelástica, la estructura sufrirá daños.

El daño estructural puede reducirse disipando la energía del sismo o disminuyendo la energía que entra a la estructura, mediante el empleo de disipadores de energía externos a la estructura, que, si bien forman parte del sistema estructural, se emplean como nexos y ello permite su fácil sustitución en caso de sufrir algún deterioro, después de un evento sísmico.

Objetivo

Este trabajo tiene como objetivo comparar el comportamiento en términos de desplazamientos de una estructura con y sin aislamiento de base. Para lograr el objetivo se realizará la modelación de la estructura considerando una base rígida y un modelo con aisladores como sistema de control sísmico.

Para contrastar el desempeño de dichos sistemas se tomará como referencia los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias del 2017 (RCDF-2017).

Con el fin de cumplir el objetivo, conoceremos los distintos sistemas de control sísmico, principalmente los aisladores sísmicos y como estos modifican la respuesta sísmica de una estructura, a partir de la ecuación de la energía.

Conoceremos los conceptos y variables que intervienen en el diseño de los aisladores sísmicos elastomérico con núcleo de plomo. Adicionalmente, compararemos los resultados del análisis de dos modelos matemáticos, uno con la estructura de base fija ó rígida y otro con la estructura aislada y verificaremos el Estado Límite de Servicio para ambos modelos.

Para finalizar, revisaremos con un análisis no lineal paso a paso el comportamiento de los aisladores sísmicos bajo la excitación de 12 parejas de acelerogramas para un periodo de retorno de 475 años.

Capítulo I. Balance de Energía y Técnicas de control de respuesta sísmica

En este capítulo se aborda el concepto del balance de equilibrio dinámico y de la ecuación de la energía dentro de la respuesta sísmica de las estructuras. Adicionalmente, se describen brevemente los distintos sistemas de control sísmico.

I.1. Ecuación de la energía

Toda estructura responde dinámicamente ante la acción de cargas o deformaciones, generando fuerzas inerciales iguales a su masa por la aceleración (segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio). Para cargas o deformaciones aplicadas de una manera lenta, que es el caso de cargas muertas y vivas no dinámicas, las fuerzas inerciales pueden despreciarse, lo que hace posible un análisis estático de la estructura. Esta simplificación no es válida cuando la estructura se somete a cargas dinámicas o deformaciones rápidas como las causadas por viento o sismo, casos en los cuales las fuerzas inerciales no son despreciables y se hace necesario un análisis dinámico.

Considerando un sistema estructural idealizado en un modelo de un grado de libertad como el mostrado en la figura 1, se realiza el análisis dinámico para obtener la respuesta del sistema.

El modelo consta de una masa concentrada m soportada por un elemento de rigidez k , con un coeficiente de amortiguamiento viscoso c propio del sistema.

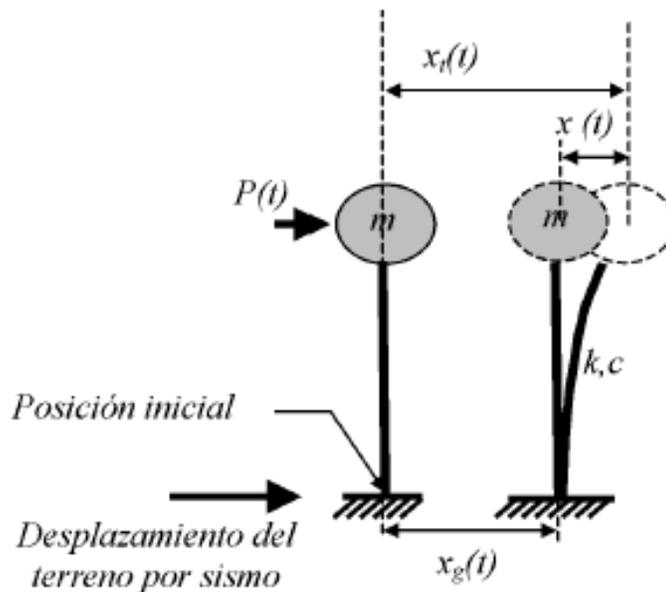


Figura 1. Sistema de un grado de libertad

El sistema se somete a una carga sísmica caracterizada por un desplazamiento del suelo $x_g(t)$ y una carga $P(t)$ que puede ser o no dependiente del tiempo. La respuesta del sistema consiste en determinar el desplazamiento de la masa en cualquier instante con respecto a su posición

inicial general, $x_t(t)$. Este parámetro se calcula en función del desplazamiento del terreno y del desplazamiento de la masa con respecto a su base:

$$x_t(t) = x_g(t) + x(t) \quad (1.1)$$

Para estas condiciones, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g + p \quad (1.2)$$

Donde:

- $m\ddot{x}$ representa la fuerza de inercia de la edificación.
- $c\dot{x}$ es el amortiguamiento inherente del sistema.
- kx es la fuerza elástica del sistema.

Housner¹ propone utilizar el concepto de energía como herramienta para determinar el comportamiento y la respuesta de una estructura ante cargas dinámicas. Debido a que la ecuación de equilibrio dinámico está planteada en términos de fuerzas, éstas se multiplican por el desplazamiento dx , expresado como $\dot{x}dt$, que es una función de la velocidad, para encontrar el trabajo realizado. Al integrar la ecuación resultante respecto al tiempo de aplicación de la carga (sismo, viento u otras) se obtiene la ecuación de balance de energía desarrollado en el sistema estructural:

$$E_K + E_D + E_S = E_I \quad (1.3)$$

Donde:

- $E_K = \int m\dot{x} dx = \frac{m\dot{x}^2}{2}$ es la energía cinética de la masa m .
- $E_D = \int c\dot{x} dx = c\dot{x}^2 dt$ es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura.
- $E_S = \int kx dx = \frac{kx^2}{2} dt$ es la energía de deformación elástica del sistema.
- $E_I = E_{IS} + E_{IW}$ es la energía impuesta por las cargas dinámicas.
- $E_{IS} = -\int m\ddot{x}_g dx$ es la energía impuesta por el sismo.
- $E_{IW} = \int P_{(t)} dx$ es la energía impuesta por el viento.

En el caso de que el sistema alcance a responder en el rango inelástico de los materiales, en el término E_S se debe incluir y distinguir la participación de la estructura dentro del rango elástico y el inelástico. Esto se logra introduciendo la función $f_S(x)$ que incluye la respuesta elástica y la

¹ Housner, G. W. (1956). Limit design of structures to resist earthquakes. Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

inelástica histerética en el cálculo de la energía total proporcionada por la estructura, y quedan como:

$$E_S = \int f_s(x) = E_{Ss} + E_{Sp} \quad (1.4)$$

Donde

E_{Sp} es la energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica y daño de los elementos estructurales.

E_{Ss} es la energía de deformación elástica disipada.

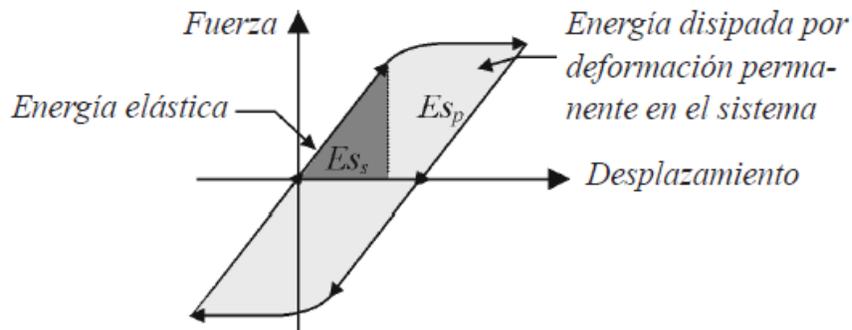


Figura 2 Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica

Cuando se utilizan dispositivos especiales disipadores o amortiguadores de energía (dependientes de la velocidad, la deformación o la aceleración), se debe introducir un término en la ecuación (1.3) que permita distinguir la participación de estos dispositivos en el balance de energía. Este término se identifica como E_p y se calcula por medio del operador de integro-diferenciación representativo de la disipación de energía proporcionada por dispositivos adicionales.

$$E_p = \int \Gamma \dot{x} dx \quad (1.5)$$

La contribución de la energía obtenida por los disipadores o amortiguadores se suma al lado izquierdo de la ecuación de balance de energía para quedar:

$$E_K + E_D + E_{Ss} + E_{Sp} + E_p = E_I \quad (1.6)$$

1.2. Técnica de Control de Respuesta Sísmica

Las técnicas de control de respuesta sísmica tienen como objetivo aumentar la participación de los términos E_{Sp} , energía disipada por histéresis propia de la estructura, y E_p , energía disipada por dispositivos adicionales, al lado izquierdo de la ecuación (1.6). Debido al balance de energía, en la medida en que se aumente el término E_p , la disipación de energía por histéresis de la

estructura disminuye y la participación de los componentes estructurales es menor, el nivel de daño en la estructura se reduce y se concentra en los dispositivos adicionales, que son elementos totalmente identificados y fáciles de reemplazar.

Otra forma de disminuir la disipación de energía por histéresis de la estructura, término E_{Sp} , consiste en modificar la energía de entrada al sistema, término E_I , al lado derecho de la ecuación. Algunos sistemas de control de respuesta sísmica trabajan en este aspecto y se conocen con el término de aislamiento de base.

1.2.1. Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica

Las técnicas de control de respuesta sísmica se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía generada por el sismo, su absorción y disipación.

Se conocen como sistemas de disipación de energía aquellos que aportan al término E_P en el balance de energía, y se conocen como sistemas aislados los que se enfocan a disminuir la energía de entrada al sistema estructural, término E_I .

De acuerdo con la ISO 3010 International Standard “Basis for design of structures – Seismic action on structures” plantea tres tipos de control, que se presentan en la tabla siguiente.

Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica

Sistema de control	Tipo	Tipo	Dispositivo	
Control pasivo	Aislamiento sísmico	Mecanismos deslizantes o de rodillos	Apoyo de rodillos	
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo, basculante	
			Capa deslizante	
			Otros	
		Elemento flexible	Elastómero de multicapas	
			Dispositivo flexible	
	Disipación de energía	De tipo histerético	Acero	
			Plomo	
			Otros	
		De tipo friccionante		
		De tipo fluido	Hidráulico	
			viscoso	
			Otros	
		De tipo viscoelástico		
Efecto de masa adicional	De masa y resorte			
	De tipo pendular			
	Vibración de líquido			
	Otros			
Otro				
Control semiactivo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento variable	De tipo hidráulico	
			Otro	
	Control de rigidez	Sistemas de rigidez variable	Riostra	
			Otro	
Otro				
Control activo e híbrido	Efecto de masa	Amortiguamiento activo de masa		
		Amortiguamiento híbrido de masa		
	Control de fuerza	Tendón activo		
		Otro		

A continuación, se describen brevemente algunos tipos de sistemas de control sísmico.

a) Disipadores metálicos

Entre los principales dispositivos para el control pasivo son los disipadores metálicos, histeréticos, basados en deformación plástica; especialmente los de acero que, se convierten en un tipo de disipador de fácil caracterización mecánica. Algunos de los disipadores metálicos de acero usados en el mundo son las placas a flexión, los amortiguadores torsionales de barras, los anillos amortiguadores de fluencia y las riostras metálicas.

La figura 3 muestra un disipador de placas a flexión tipo ADAS, formado por un conjunto de placas en forma de I dispuestas a flexión fuera de su plano donde concentran la energía por deformación plástica de la zona delgada.

En la figura 4 se muestran el disipador tipo TADAS y el disipador tipo panel, constituido por placas alineadas que trabajan en su plano.

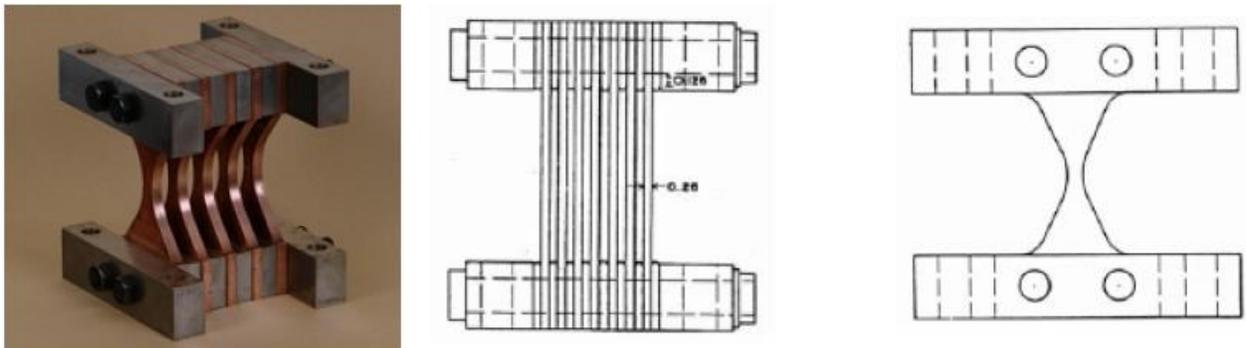


Figura 3. Disipador tipo ADAS.

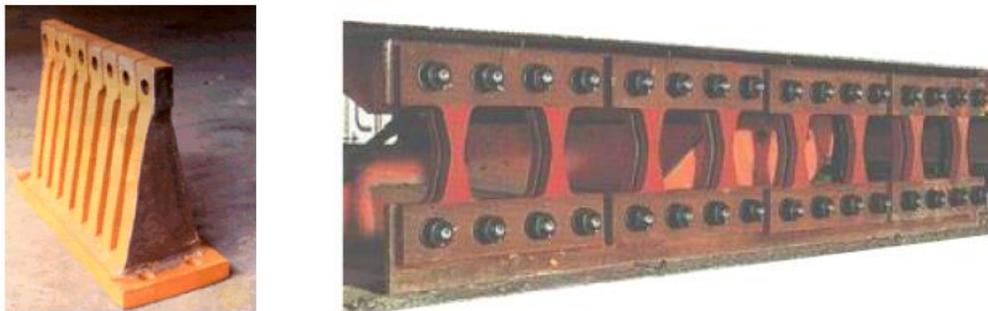


Figura 4. Disipadores histeréticos metálicos Tipo TADAS.

Otra clase de disipador histerético la forman los contraventeos restringidos contra pandeo (BRB, figura 5). Están constituidas por un elemento rigidizador que contiene un dispositivo disipador compuesto por un núcleo de acero, restringido lateralmente al pandeo por medio de un material

de confinamiento, y un tubo metálico externo. El núcleo de acero soporta las fuerzas transmitidas por la riostra, dándose la disipación de energía por fluencia, al verse sometido ya sea a efectos de flexión, cortante o deformación axial, dependiendo de la forma geométrica de la riostra y de su instalación en los marcos. Un modo de falla puede ser más eficiente que otro, de allí la correcta elección del dispositivo usado de acuerdo con el planteamiento estructural y arquitectónico de la edificación.

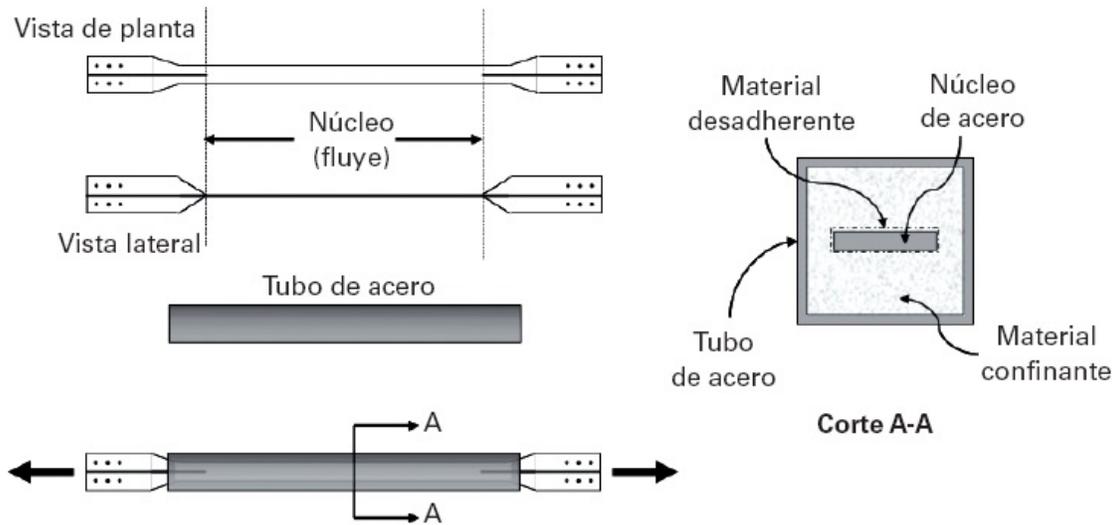


Figura 5. Disipador de contraviento restringido contra pandeo.

b) Amortiguadores

Los disipadores de fluidos viscosos se basan en la respuesta elástica de un líquido viscoso. Uno de los amortiguadores viscosos de mayor uso es el dispositivo compuesto por un pistón inmerso en un fluido viscoelástico. Al generarse un desplazamiento interno del pistón, el fluido es forzado a pasar por un grupo de pequeños orificios, lo que da como resultado disipación de energía.

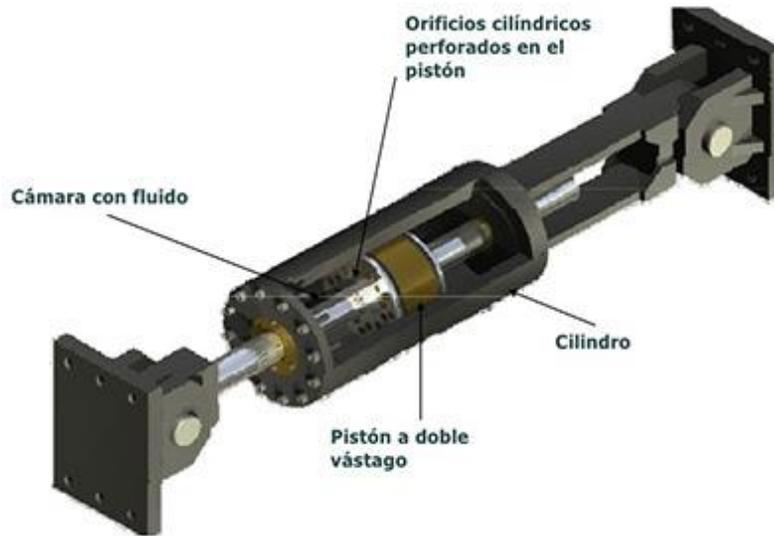


Figura 6. Esquema de amortiguador viscoelástico.

c) Sistemas de efecto de masa

La técnica de efecto de masa consiste en adicionar una masa al edificio para que vibre con la misma frecuencia natural de vibración de la estructura. “Si la frecuencia del absorbedor adherido a la estructura coincide con la frecuencia de excitación, entonces la masa del sistema principal permanece quieta, y el absorbedor genera en todo instante sobre la estructura fuerzas iguales y contrarias a la excitación” (Frahm, 1909).

En los disipadores de masa sincronizada, la masa se adhiere a la estructura por medio de resortes y amortiguadores que inducen fuerzas contrarias a la excitación, reduciendo los movimientos y desplazamientos impuestos por el sismo.

Dentro de estos amortiguadores de masa sincronizada también se pueden considerar los de líquido sincronizado (tuned liquid damper). Estos son amortiguadores que aprovechan la frecuencia de vibración del oleaje de un líquido contenido en tanques u otros depósitos que se sitúan, generalmente, en el último piso de la estructura.



Figura 7. Amortiguador de masa sintonizada. (Fuente: CamaChilena de la Construcción).

d) Sistemas de Aislamiento Sísmico

En el sistema de aislamiento sísmico, se instalan dispositivos en la base, con el fin de que absorban, de forma parcial, la energía impuesta por el sismo antes de que sea transmitida a la superestructura. Entre los dispositivos empleados en la técnica de aislamiento sísmico en la base se cuenta con los aisladores flexibles y los aisladores de fricción deslizantes o basculantes, combinados con amortiguadores.

En el caso de los aisladores flexibles, la reducción de energía ocurre por el aumento del período de vibración de la estructura, alejándolo del período de vibración natural del suelo. Por otro lado, los aisladores de fricción reducen la energía por medio del deslizamiento entre el edificio y la cimentación.

Los aisladores flexibles y los apoyos por fricción funcionan también como sistema de transmisión de cargas verticales a la cimentación, por lo tanto, se debe controlar su rigidez y resistencia vertical para evitar el colapso del edificio.

El objetivo de implementar cualquier sistema de protección sísmica es mejorar el comportamiento de la estructura principal, sin embargo, no garantiza que se cumpla con este cometido, es necesario asegurar que el sistema beneficie a la estructura y no vaya a perjudicarle.



Figura 8. Aislador sísmico de base tipo elastomérico.

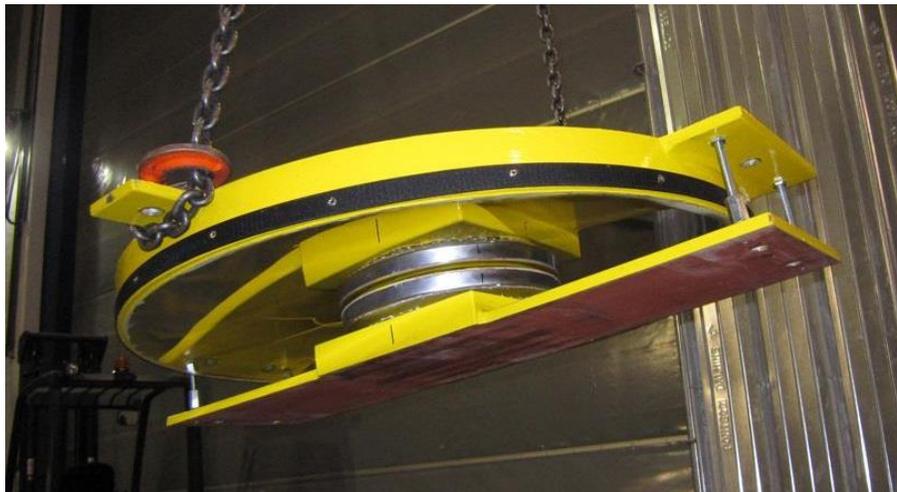


Figura 9. Aislador sísmico de base de tipo péndulo o de fricción

1.3. Modelos analíticos

El concepto moderno de diseño dice que “para que una estructura esté bien diseñada, debe tener un número limitado de miembros que requieren ductilidad y el mecanismo de falla debe estar claramente definido” (Wilson, 2000).²

De acuerdo con esto, para el diseño de edificaciones que utilicen sistemas de control de respuesta sísmica no convencionales debe contarse con un modelo de análisis que tome en cuenta la respuesta dinámica inelástica, con el tiempo, del sistema estructural, compuesto por disipadores y estructura; de esta manera el mecanismo de falla queda claramente definido.

² Wilson, Edward L. Three dimensional static and dynamic analysis of structures. 3 ed. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. 2000.

Se debe tener control sobre el momento en que empiezan a actuar los dispositivos, ya sea que estos trabajen en forma proporcional a la velocidad o al desplazamiento de la estructura, y la forma en que va respondiendo la edificación a lo largo del sismo.

Los programas de computadora ofrecen la posibilidad de llevar a cabo un análisis que combina los métodos de superposición modal e incremental para sistemas estructurales con una pequeña cantidad de miembros no lineales. De esta manera, no se requiere un análisis paso a paso en el que se deban variar las propiedades mecánicas de la estructura completa en cada iteración, sino solamente las propiedades de los elementos no lineales, en este caso los dispositivos. Este método se conoce como método rápido no lineal, FNA (fast nonlinear analysis).

Capítulo II. Uso de aislador sísmico de base con núcleo de plomo.

A continuación, describiremos los conceptos y variables que intervienen en el diseño de los aisladores sísmicos elastomérico con núcleo de plomo y como afectan el comportamiento de una estructura.

II.1. Generalidades

El aislador elastomérico con núcleo de plomo consiste en capas alternas de material elastomérico y láminas de acero vulcanizado con un núcleo de plomo. Al estar las placas de acero totalmente incrustadas en el elastómero, éstas se encuentran selladas y por lo tanto protegidas contra la corrosión. Los dispositivos se fabrican con el elastómero vulcanizado a las placas de conexión superior e inferior. Los aisladores también pueden suministrarse con placas de anclaje adicionales, permitiendo mayor facilidad de reemplazo en operaciones de mantenimiento.

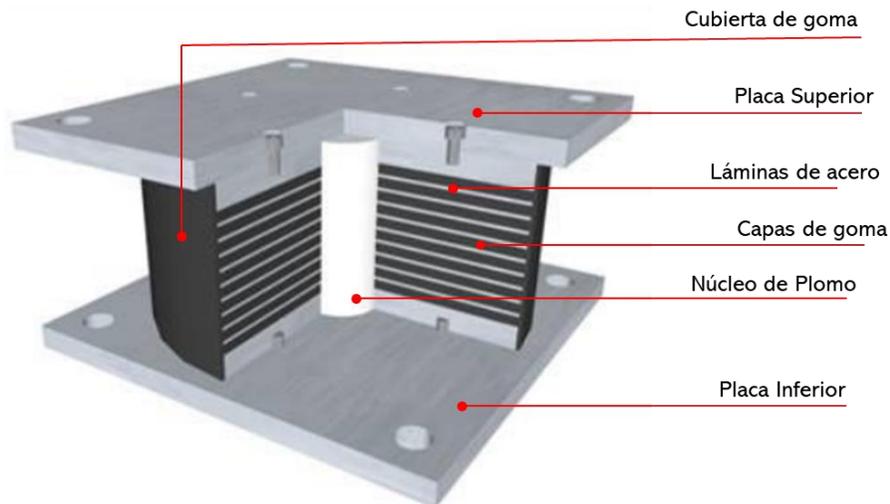


Figura 10. Partes que conforman un aislador elastomérico con núcleo de plomo.

El plomo es utilizado principalmente por su comportamiento elastoplástico, su capacidad de mantener la resistencia durante múltiples ciclos de deformaciones plásticas, además de los altos valores de amortiguamiento que se consiguen, los cuales pueden llegar al 25% o inclusive al 30% del amortiguamiento crítico (Chopra,2001)³.

En la siguiente figura se muestra de forma esquemática, el cambio en la respuesta sísmica en una estructura de base fija y una con aislamiento. La estructura sin aislamiento cuenta con un periodo fundamental de vibración T_1 , al incluir el aislador a la estructura, el periodo de vibración del sistema se incrementa a T_2 , lo que supone una demanda sísmica menor. Adicionalmente, se produce un incremento en el amortiguamiento debido al aislador, lo que resulta una disminución en los espectros de respuesta.

³ Chopra, A (2001) Dynamics of Structures, University of California Berkeley, 2a edición, Prentice Hall.

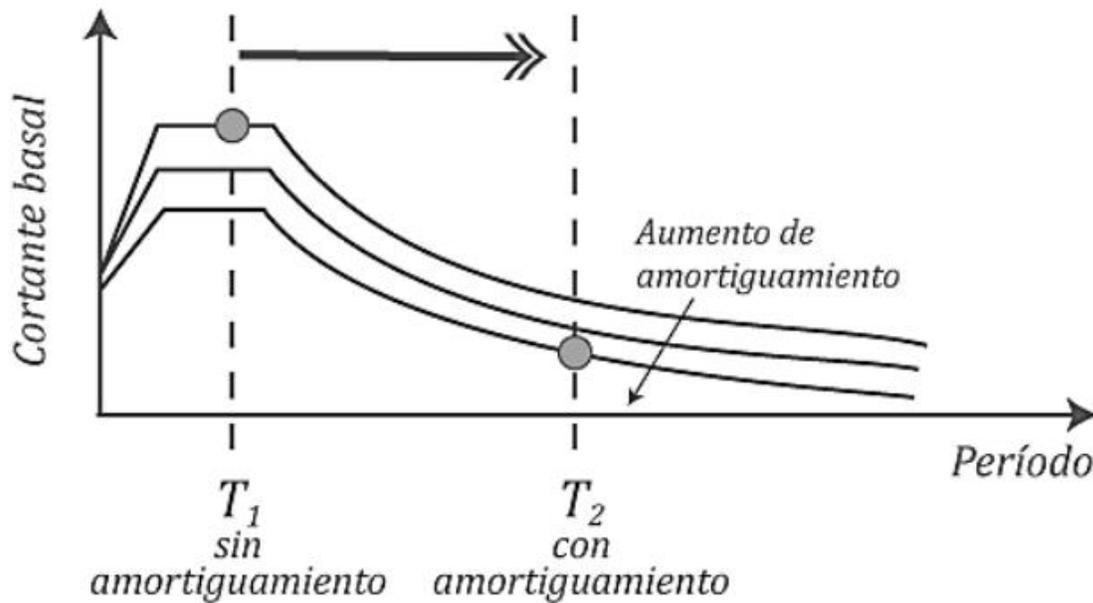


Figura 11. Aumento del amortiguamiento.

II.2. Modelación Matemática

En la práctica, los aisladores se modelan considerando un comportamiento bilineal, debido a que posee una relación constitutiva fuerza – deformación, producto de que el material elastomérico o goma, que es lineal, trabaja en paralelo con el plomo que tiene un comportamiento elastoplástico. En la siguiente figura se muestra un ciclo de histéresis de un modelo bilineal tipo.

La rigidez elástica (k_1) se puede estimar como un múltiplo de la rigidez a la postfluencia (k_2), para apoyos de núcleo de plomo y apoyos de péndulo de fricción. comúnmente se usa un factor de 10.

La resistencia característica (Q_0), se obtiene del esfuerzo de fluencia en el plomo y el área de este. También se puede considerar como la ordenada al origen de la recta de postfluencia.

La rigidez efectiva (k_{eff}) esta dada por la pendiente secante de pico a pico en un ciclo de histéresis, definiéndose como la fuerza máxima entre el desplazamiento máximo producido en el aislador.

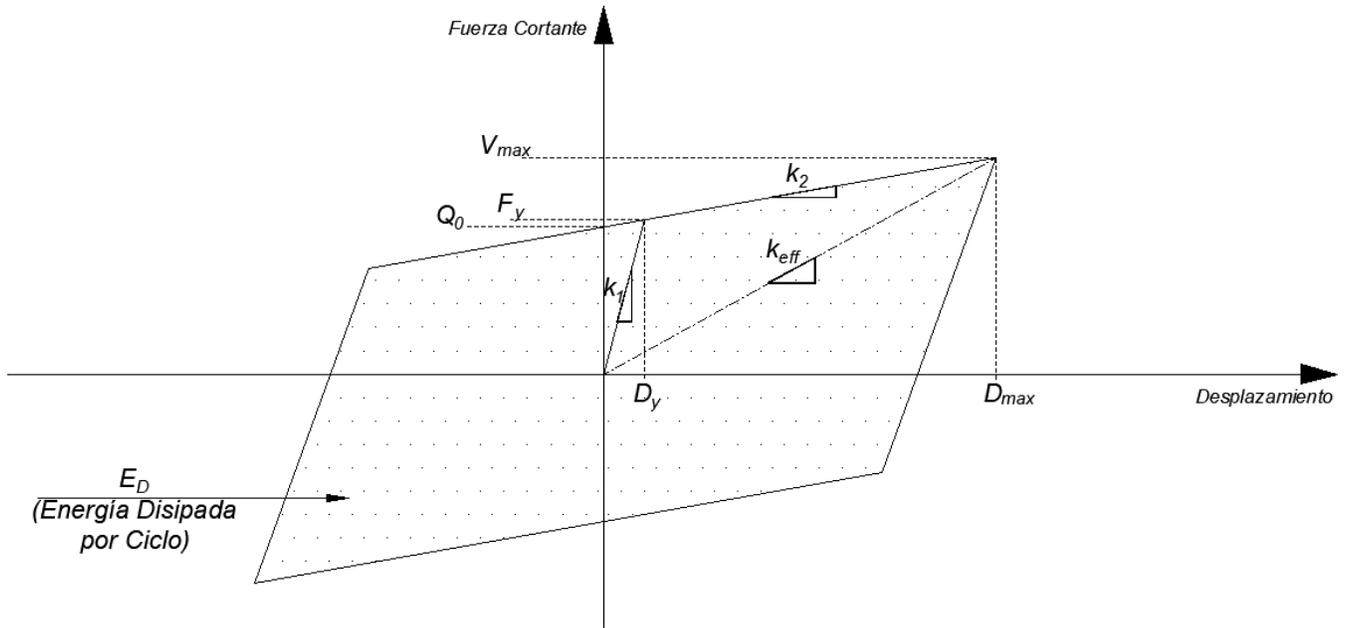


Figura 12. Modelo bilineal de histéresis de un aislador sísmico elastomérico con núcleo de plomo.

k_1 = Rigidez elástica.

k_2 = Rigidez post-fluencia.

Q_0 = Resistencia característica.

k_{eff} = Rigidez efectiva. La fuerza máxima entre el desplazamiento máximo que se produce en el aislador.

F_y = Fuerza de fluencia

D_y = Desplazamiento en la fluencia

D_{max} = Desplazamiento máximo

V_{max} = Fuerza máxima

II.2.1. Parámetros que definen el comportamiento de un aislador LRB

De la figura 14, se pueden calcular las propiedades mecánicas que definen el comportamiento de un aislador sísmico. Por lo que la fuerza de fluencia aplicada en el aislador está dada por:

$$F_y = k_1 D_y \quad (II.1)$$

Y la fuerza máxima V_{max} será:

$$V_{max} = Q_0 + k_2 D_{max} \quad (II.2)$$

Donde D_{max} es el desplazamiento máximo del aislador

De la ecuación II.1 se tiene

$$D_y = \frac{F_y}{k_1} \quad (II.3)$$

Y su rigidez a la postfluencia k_2 es:

$$k_2 = \frac{F_y - Q_0}{D_y} \quad (II.4)$$

Despejando F_y de la ecuación II.4:

$$F_y = k_2 D_y + Q_0 \quad (II.5)$$

Sustituyendo la ecuación II.5 en la ecuación II.3

$$D_y = \frac{k_2 D_y + Q_0}{k_1} \quad (II.6)$$

De esta ecuación:

$$k_1 D_y = k_2 D_y + Q_0 \quad (II.7)$$

$$D_y(k_1 - k_2) = Q_0 \quad (II.8)$$

Finalmente, el desplazamiento en la fluencia, X_y se puede evaluar como:

$$D_y = \frac{Q_0}{(k_1 - k_2)} \quad (II.9)$$

En el modelo bilineal de histéresis puede reemplazarse por dos parámetros que definen al aislador linealmente, pero hacen necesario un análisis dinámico no lineal para determinar una respuesta adecuada de la estructura.

Estos parámetros son la rigidez efectiva k_{eff} el amortiguamiento equivalente ζ_{eq} , que se calculan de la siguiente forma:

$$k_{eff} = k_2 + \frac{Q_0}{D_{max}} \quad (II.9)$$

$$\zeta_{eq} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D_{max}^2} \quad (II.10)$$

Donde E_D es la energía disipada por ciclo, o área de histéresis del aislador que se puede calcular como:

$$E_D = 4Q_0(D_{max} - D_y) \quad (II.11)$$

Capítulo III. Análisis y diseño de un hospital con aislador sísmico de base

A continuación, se incluye el análisis de dos modelos matemáticos, uno con la estructura de base fija ó rígida y otro con la estructura aislada.

III.1. Descripción General de la Estructura

El complejo se encuentra localizado en el lado sur oriente de la ciudad de México en la alcaldía de Tláhuac; cuenta con cinco edificios para su operación, los cuales poseen una geometría regular en planta y en elevación. La altura de los entrepisos se mantiene de 4.50 m en todos los edificios.



Figura 13. Render del conjunto hospitalario.

III.1.1. Estructuración

La estructuración de los edificios se proyecta con elementos de concreto reforzado, conformada por marcos rígidos en dos direcciones ortogonales, con columnas de 60 x 60 cm, 60 x 70 cm y 70 x 70 cm y traveses de 40 x 80 cm cubriendo claros de entre 7.50, 10.50 y 10.80 m; el sistema de piso, se encuentra conformado mediante una losa maciza de concreto armado de 12 cm de espesor, la cual fungirá como diafragma en cada nivel para cada edificio, y se complementa con traveses secundarios de 20 x 60 cm y 30 x 80 cm. Para las columnas se contempla utilizar concretos con una resistencia de 400 y 350 kg/cm² y para las secciones de traveses y losa un $f'c=350$ kg/cm². En la Figura 14 se presenta la distribución de los edificios y su nomenclatura.

Debido a la configuración de los edificios, fue necesario colocar traveses de liga entre los edificios 2, 3 y 4, con el fin de garantizar un comportamiento adecuado en su conjunto. En las figuras 15 a 19 se muestra la distribución de elementos estructurales en cada nivel.

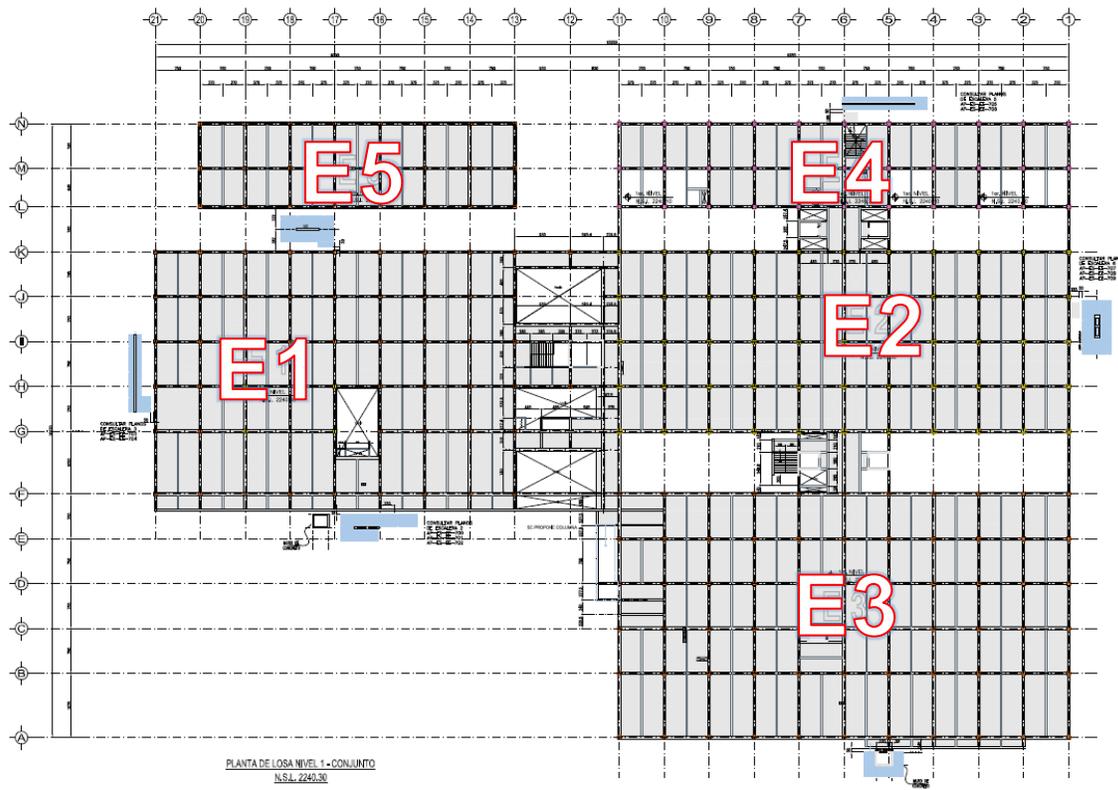


Figura 14. Distribución de los edificios dentro del conjunto hospitalario.

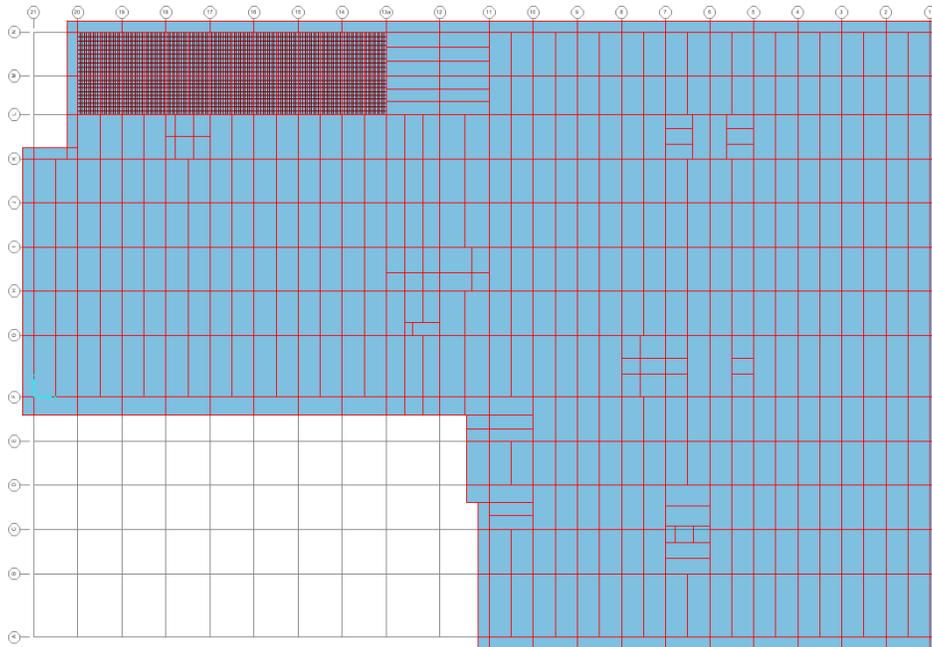


Figura 15. Planta Baja. Losa transfer.

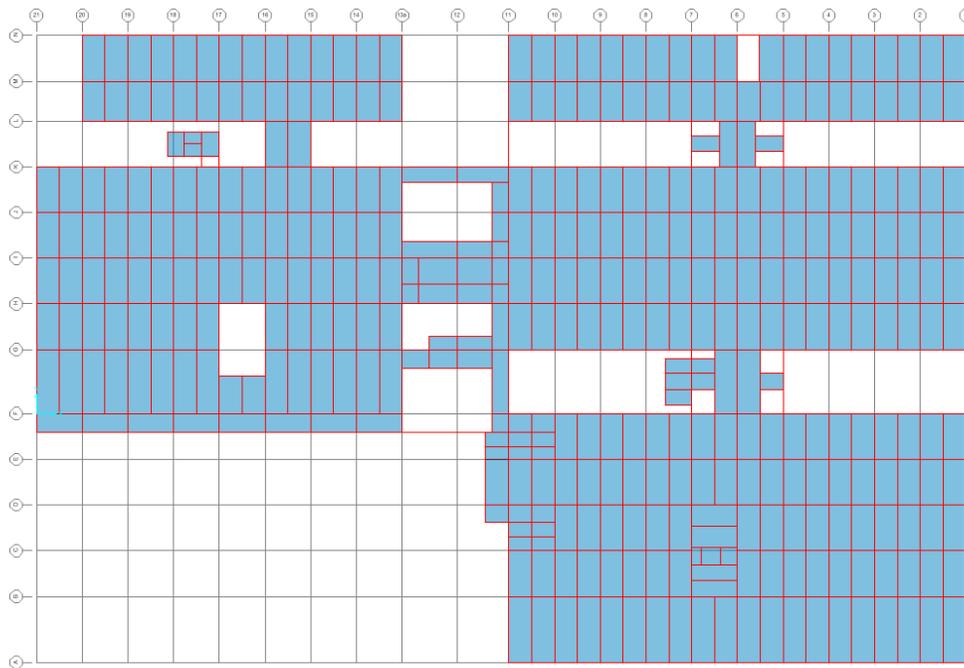


Figura 16. Planta Nivel 1.

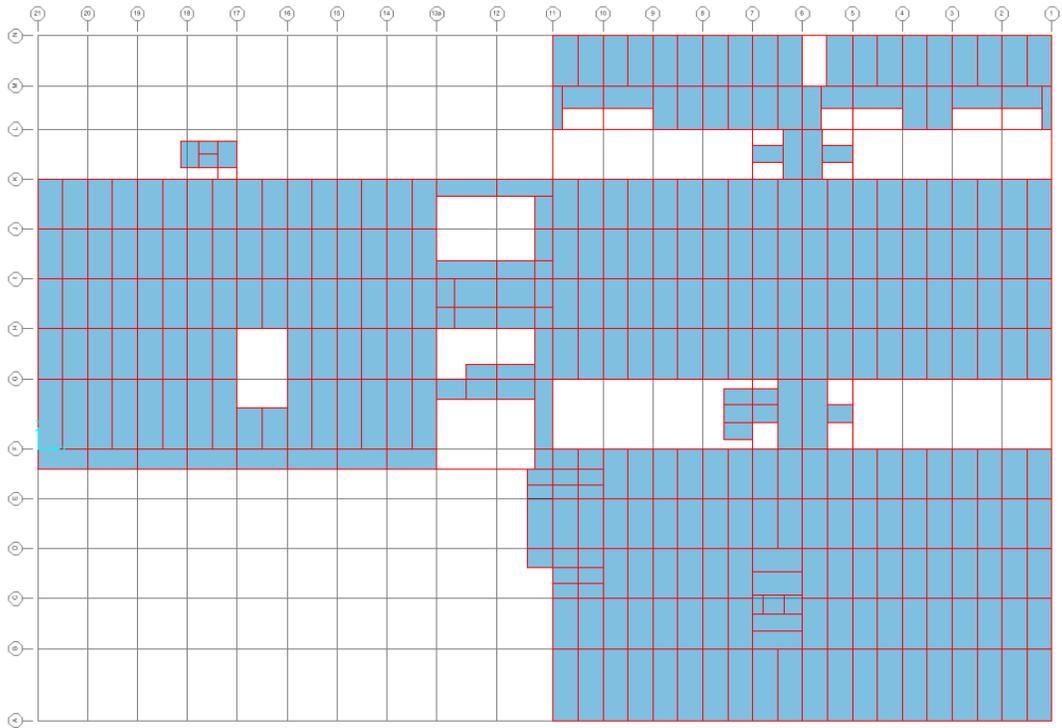


Figura 17. Planta Nivel 2.

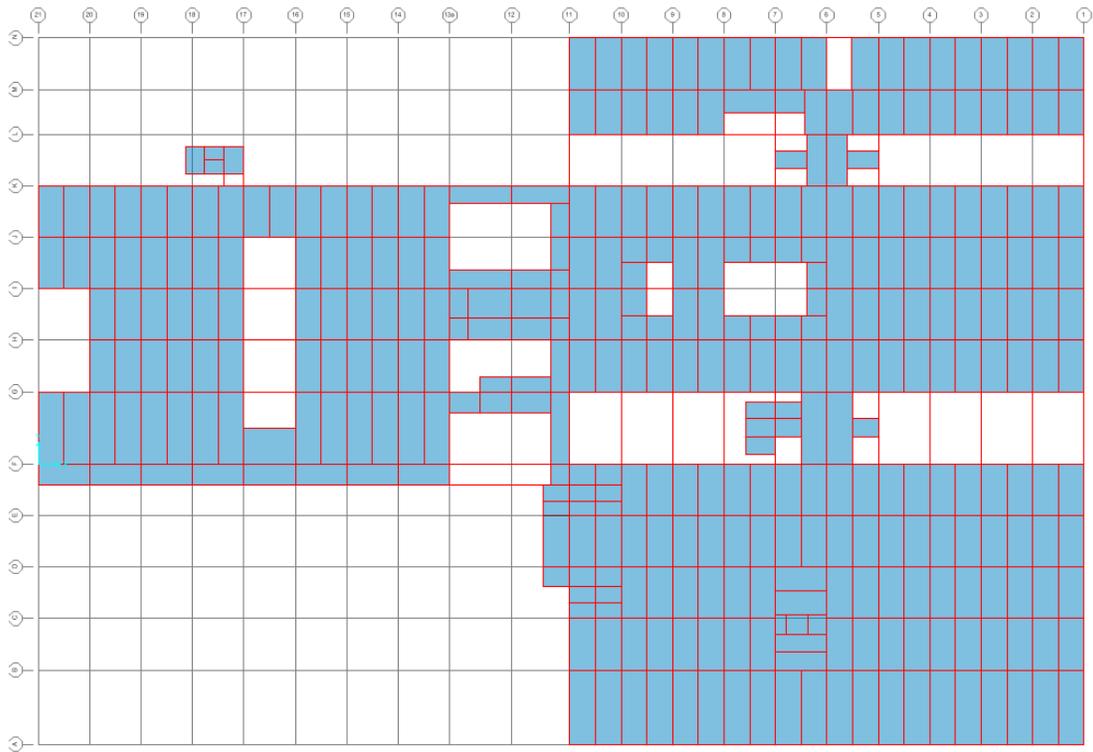


Figura 18. Planta Nivel 3.

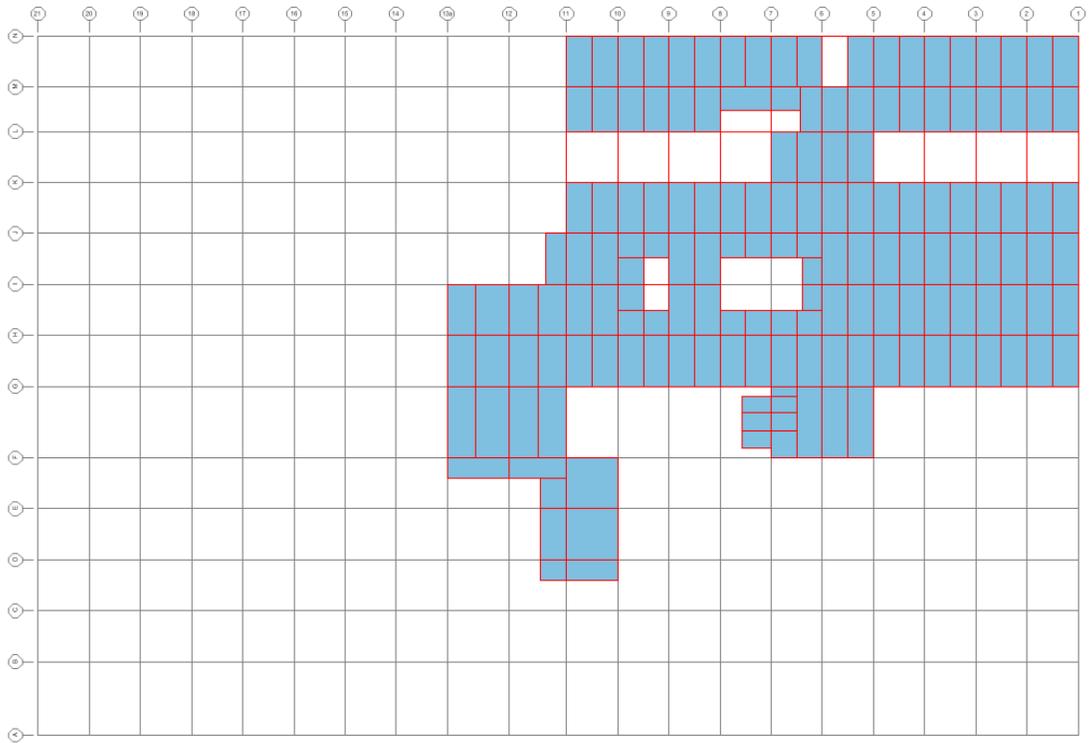


Figura 19. Planta Nivel 4.

III.2. Criterios de análisis y diseño estructural

De acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, hoy Ciudad de México, toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación.

Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables.
- No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Atendiendo a los alcances de este trabajo y en congruencia con el RCDF-2020, se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación.

En el diseño de toda estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas y de las generadas por el sismo, y de ser el caso las cargas del viento cuando sea significativo.

La seguridad de la estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

Tomando en cuenta que, para la verificación del estado límite de servicio en estructuras con aisladores sísmicos de base, las NTC-Sismo 2020 presentan criterios básicos, se siguieron los criterios establecidos en el ASCE-2016 para la revisión del sistema estructura – aislador.

III.4. Materiales

Para el diseño del proyecto, de acuerdo con lo establecido en las NTC-2020 para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto NTC-DCEC-2020, se contempla el uso de concreto estructural Clase 1 con las siguientes resistencias y propiedades mecánicas.

- **CONCRETO Y ACERO EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

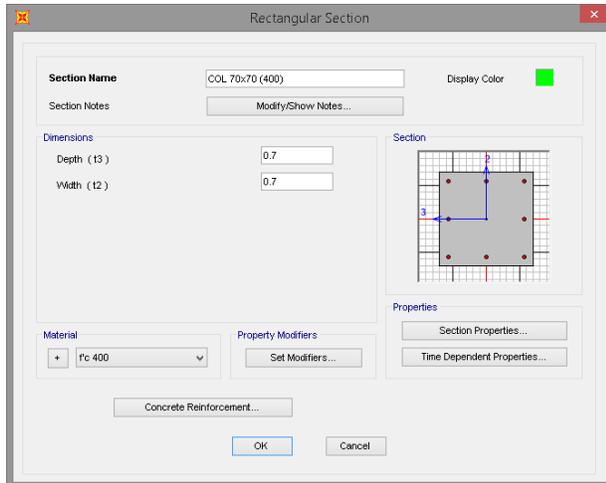
○ Resistencia a la compresión	$f'_c = 350.00$	kg/cm ²
○ Peso Volumétrico	$\gamma_c = 2400.00$	kg/m ³
○ Módulo de elasticidad	$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ $E_c = 261,916.02$	kg/cm ²
○ Módulo de Cortante	$G_c = 109,131.67$	kg/cm ²
○ Resistencia a la compresión	$f'_c = 450.00$	kg/cm ²
○ Peso Volumétrico	$\gamma_c = 2400.00$	kg/m ³
○ Módulo de elasticidad	$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ $E_c = 280,000.00$	kg/cm ²
○ Módulo de Cortante	$G_c = 116,666.67$	kg/cm ²

- **ACERO DE REFUERZO**

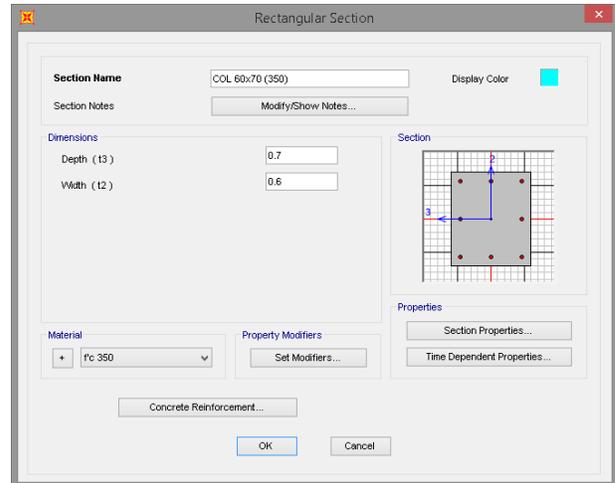
○ Fluencia del acero de refuerzo	$f_y = 4,200.00$	kg/cm ²
○ Peso Volumétrico	$\gamma_s = 7,849.00$	kg/m ³
○ Módulo de elasticidad	$E_s = 2,000,00.00$	kg/cm ²

III.5. Secciones

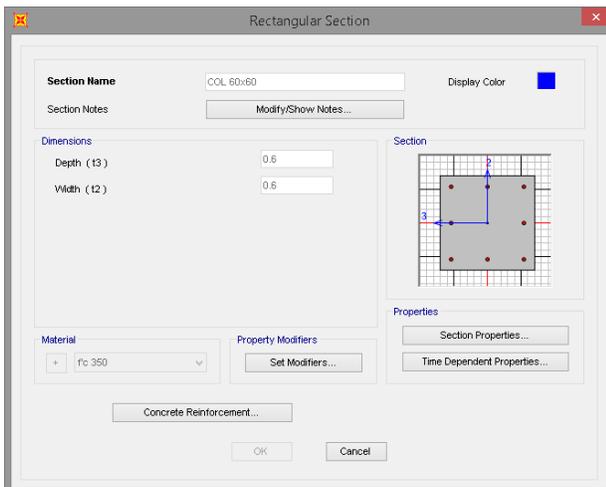
A continuación, se presentan las secciones empleadas para el análisis y diseño estructural.



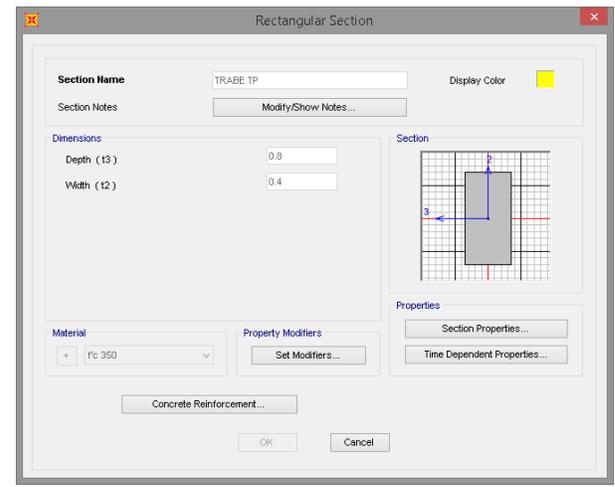
*COLUMNA 70 x 70 cm.
f'c=400 kg/cm²*



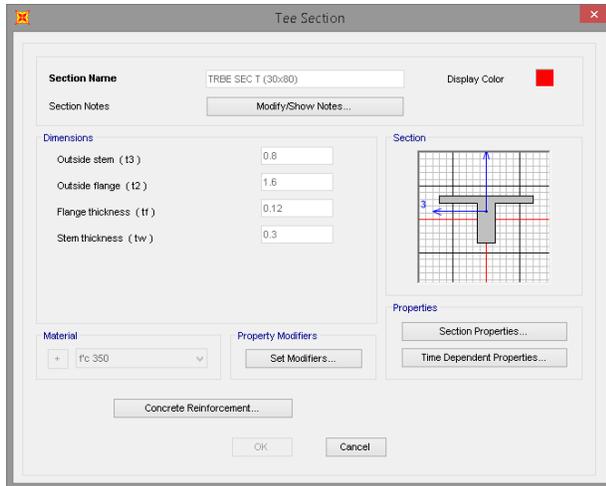
*COLUMNA 60 x 70 cm
f'c=350 kg/cm²*



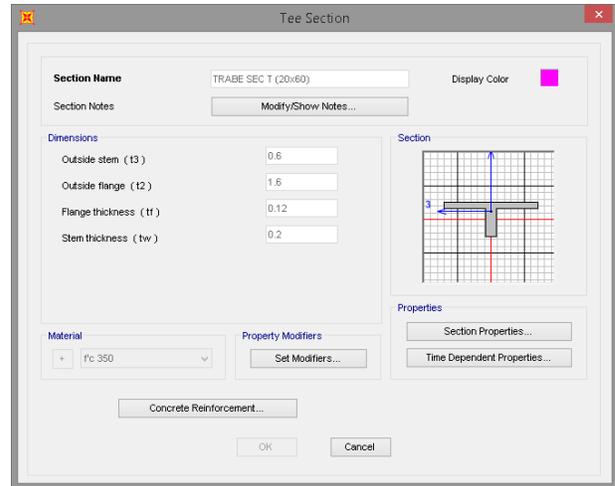
*COLUMNA 60 x 60 cm
f'c=350 kg/cm²*



*TRABE T-1 y T-2 (40 x 80 cm).
f'c=350 kg/cm²*



*TRABE TS-1 (30 x 80 cm).
f'c=350 kg/cm²*



*TRABE TS-2 (20 x 60 cm).
f'c=350 kg/cm²*

Conforme a lo establecido en las NTC-DCEC-2020, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de los elementos se calculan con el módulo de elasticidad del concreto, E_c , y con los momentos de inercia de la tabla siguiente.

Momentos de inercia para cálculo de rigideces

<i>Elemento</i>	<i>Momento de inercia</i>
Vigas y muros agrietados	0.5I _g
Columnas agrietadas	0.7I _g

III.6. Análisis de carga

En el diseño de la estructura deben tomarse en cuenta los efectos de las acciones permanentes, las acciones variables y las acciones accidentales. En el caso de la carga viva, se considera con intensidad máxima para la combinación con las acciones permanentes y con intensidad instantánea para la combinación con las acciones accidentales, y su magnitud se definió a partir de lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE-2020).

**ANÁLISIS DE CARGAS
EDIFICIOS 1 – 4
“PLANTA BAJA”**

Sistema de Piso (Losa e=12cm)		288	kg/m ²
	PESO PROPIO (LOSA)	288	kg/m²
Acabado de piso		90	kg/m ²
Densidad de muros		255	kg/m ²
Plafón		15	kg/m ²
Instalaciones		25	kg/m ²
Sobre carga RCDF (losa)		20	kg/m ²
Sobre carga RCDF (acabado)		20	kg/m ²
	SOBRE CARGA MUERTA (SCM)	425	kg/m²
	CARGA VIVA MAXIMA* (CV MAX.)	250	kg/m²
	CARGA VIVA ACCIDENTAL* (CV ACC.)	180	kg/m²

*NTCCADEE-2017

**ANÁLISIS DE CARGAS
EDIFICIOS 1 - 4
“NIVEL 1-2”**

Sistema de Piso (Losa e=12cm)		288	kg/m ²
	PESO PROPIO (LOSA)	288	kg/m²
Acabado de piso		90	kg/m ²
Densidad de muros		255	kg/m ²
Plafón		15	kg/m ²
Instalaciones		25	kg/m ²
Sobre carga RCDF (losa)		20	kg/m ²
Sobre carga RCDF (acabado)		20	kg/m ²
	SOBRE CARGA MUERTA (SCM)	425	kg/m²
	CARGA VIVA MAXIMA* (CV MAX.)	250	kg/m²
	CARGA VIVA ACCIDENTAL* (CV ACC.)	180	kg/m²

*NTCCADEE-2017

**ANÁLISIS DE CARGAS
EDIFICIOS 1 Y 3
“NIVEL 3 (AZOTEA)”**

Sistema de Piso (Losa e=12cm)	288	kg/m ²
PESO PROPIO (LOSA)	288	kg/m²
Relleno fluido p/ pendiente	160	kg/m ²
Impermeabilizante	10	kg/m ²
Plafón	15	kg/m ²
Instalaciones	25	kg/m ²
Sobre carga RCDF (losa)	20	kg/m ²
Sobre carga RCDF (acabado)	20	kg/m ²
SOBRE CARGA MUERTA (SCM)	250	kg/m²
CARGA VIVA MAXIMA* (CV MAX.)	100	kg/m²
CARGA VIVA ACCIDENTAL* (CV ACC.)	70	kg/m²

*NTCCADEE-2017

**ANÁLISIS DE CARGAS
EDIFICIOS 2 - 4
“NIVEL 3”**

Sistema de Piso (Losa e=12cm)	288	kg/m ²
PESO PROPIO (LOSA)	288	kg/m²
Acabado de piso	90	kg/m ²
Densidad de muros	255	kg/m ²
Plafón	15	kg/m ²
Instalaciones	25	kg/m ²
Sobre carga RCDF (losa)	20	kg/m ²
Sobre carga RCDF (acabado)	20	kg/m ²
SOBRE CARGA MUERTA (SCM)	425	kg/m²
CARGA VIVA MAXIMA* (CV MAX.)	250	kg/m²
CARGA VIVA ACCIDENTAL* (CV ACC.)	180	kg/m²

*NTCCADEE-2017

**ANÁLISIS DE CARGAS
EDIFICIOS 2 Y 4
“NIVEL 4 (AZOTEA)”**

Sistema de Piso (Losa e=12cm)	288	kg/m ²
PESO PROPIO (LOSA)	288	kg/m²
Relleno fluido p/ pendiente	160	kg/m ²
Impermeabilizante	10	kg/m ²
Plafón	15	kg/m ²
Instalaciones	25	kg/m ²
Sobre carga RCDF (losa)	20	kg/m ²
Sobre carga RCDF (acabado)	20	kg/m ²
SOBRE CARGA MUERTA (SCM)	250	kg/m²
CARGA VIVA MAXIMA* (CV MAX.)	100	kg/m²
CARGA VIVA ACCIDENTAL* (CV ACC.)	70	kg/m²

*NTCCADEE-2017

**ANÁLISIS DE CARGAS
EDIFICIOS 5
“PLANTA BAJA”**

Sistema de Piso (Losa e=12cm)	288	kg/m ²
PESO PROPIO (LOSA)	288	kg/m²
Acabado de piso	30	kg/m ²
Densidad de muros	50	kg/m ²
Equipo e instalaciones	300	kg/m ²
Sobre carga RCDF (losa)	20	kg/m ²
SOBRE CARGA MUERTA (SCM)	400	kg/m²
CARGA VIVA MAXIMA* (CV MAX.)	250	kg/m²
CARGA VIVA ACCIDENTAL* (CV ACC.)	180	kg/m²

*NTCCADEE-2017

III.7. Condiciones de diseño

III.7.1. Clasificación de la estructura

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2017 (RCDF-2017), por el tipo de uso del proyecto, se tiene una estructura del Grupo A1.

Grupo A1:

*“Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: **hospitales**, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.”*

III.7.2. Factores de carga

Al tratarse de una edificación del Grupo A, los factores de carga que se usarán para la combinación que incluyan acciones permanentes y acciones variables se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, respectivamente.

Para combinaciones de acciones que incluyan sismo o viento, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

III.8. Estados y combinaciones de carga

III.8.2. Estados de carga:

Estados de Carga	
Peso propio Elementos	DEAD
Peso de losa	LOSA
Sobre Carga Muerta (acabados, instalaciones, equipos, etc.)	SCM
Fachadas	FACHADA
Carga Viva Máxima	CVMAX
Carga Viva Instantánea	CVINS
Sismo dirección X	SISMO X
Sismo dirección Y	SISMO Y

III.8.3. Combinaciones para diseño de la estructura

Comb	P.P.	Losa	SCM	Fachada	CVMAX	CVINS	SISMO X	SISMO Y
1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.7			
2	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	1.1	0.33
	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	1.1	-0.33
	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	-1.1	0.33
	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	-1.1	-0.33
3	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	0.33	1.1
	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	-0.33	1.1
	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	0.33	-1.1
	1.1	1.1	1.1	1.1		1.1	-0.33	-1.1

III.9. Análisis Sísmico

Como se indicó anteriormente las NTC-Sismo 2020, no incluye recomendaciones para disipadores como amortiguadores de masa resonante y dispositivos con memoria de forma, ni para disipadores de energía que formen parte de un sistema de aislamiento sísmico. Por lo anterior se toman en cuenta las consideraciones y recomendaciones indicados en el ASCE-16, sin embargo, se utilizarán los parámetros y limitaciones marcadas en las NTC-Sismo2020.

Criterios Generales De Diseño

En una aplicación de aislamiento sísmico ideal, el desplazamiento lateral de la estructura se adapta principalmente a través de un gran desplazamiento lateral o deformación del sistema de aislamiento en lugar de una deformación interna de la superestructura superior. En consecuencia, el sistema resistente a fuerzas laterales de la superestructura sobre el sistema de aislamiento está diseñado para tener suficiente rigidez y resistencia para evitar grandes desplazamientos inelásticos.

Alcance

En general, las estructuras aisladas diseñadas de acuerdo con la norma sean capaces de:

1. Resistir niveles menores y moderados de movimientos sísmicos del suelo sin dañar los elementos estructurales, los componentes no estructurales o el contenido del edificio, y
2. Resistir niveles importantes de movimiento sísmico del suelo sin fallas en el sistema de aislamiento, daños significativos a los elementos estructurales, daños extensos a los componentes no estructurales o interrupción importante del funcionamiento de las instalaciones

Condiciones de análisis y diseño

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales.

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID. En esa base de datos se encuentran el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por

comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R , se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso.

Espectro de diseño sísmico

De acuerdo con el mapa de variación del periodo dominante contenido en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) para las NTC-DS-RCDF-2017, se tiene que para la zona de estudio el periodo dominante de vibración del suelo T_s es de 0.484 s, lo que no es coincidente con la información obtenida por el Estudio de Mecánica de Suelos del sitio, en el cual indica un periodo de vibración del suelo $T_s = 4.00$ s.

Por lo anterior, se realizó un estudio de diseño sísmico para un periodo de retorno de $T_r=250$, 450, y 2500 años, realizado por la empresa MKE INGENIERÍA DE SUELOS, S.A. DE C.V. a continuación se presentan los parámetros del espectro de sitio.

Tr (años)	ao	c	Ta	Tb	k
250	0.24	0.67	1.15	3.49	0.75
450	0.28	0.80	1.30	3.52	0.75
2500	0.53	1.62	1.45	5.05	0.60

Al tratarse de una estructura tipo A1, estas ordenadas espectrales se multiplicarán por 1.5.

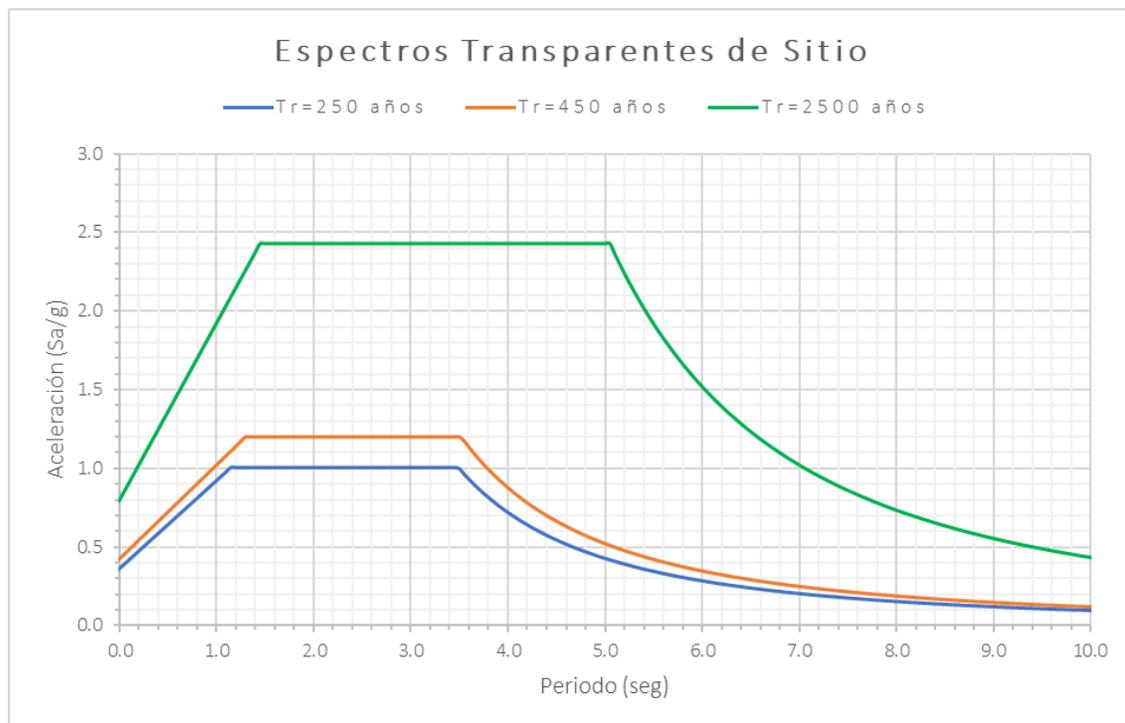


Figura 21. Espectros transparentes de sitio.

Para conocer las acciones sísmicas, usaremos el espectro de diseño sísmico con periodo de retorno de 250 años basado en las consideraciones del SASID de la norma para sismo. Para la construcción del espectro se toman los siguientes parámetros.

Factor de corrección por hiperestaticidad $k_1 = 1.0$

1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

Factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas

$$k_2 = 0.5 \left(1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right) > 0$$

Para Las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño empleando para ello los criterios que fija el Capítulo 4 de las NTCDS, en función de las características estructurales y del terreno.

Para el diseño de los elementos estructurales se podrán reducir las fuerzas sísmicas, por lo que obtenemos los siguientes factores de comportamiento sísmico y sobre resistencia.

Factor de comportamiento sísmico $(Q = 2.00)$

Este factor nos ayuda a diseñar una estructura que tiene la capacidad de deformarse, y está en función del tipo de estructuración y del tipo de materiales utilizados.

De acuerdo con las NTC-SISMO 2020, le correspondería un valor de 2.00 al tratarse de una estructura formado por marcos de concreto.

Factor de comportamiento sísmico para la estructura aisladas $(Q = 1.50)$

Al agregar el sistema de aislamiento, buscamos que la estructura principal del edificio sufra pequeñas deformaciones, es por ello que se le asigna un valor ductilidad de 1.50.

Factor de sobre resistencia $R = 1.75$

La sobre-resistencia depende de diversos factores, entre los que se encuentran la diferencia entre las resistencias nominales y reales de los materiales estructurales, el uso de factores de carga y resistencia, el sobre diseño ante cargas verticales, y las suposiciones del lado de la seguridad que casi siempre se hacen durante el diseño de los elementos estructurales.

Para el caso de la estructura aislada se considera el mismo valor de sobre resistencia.

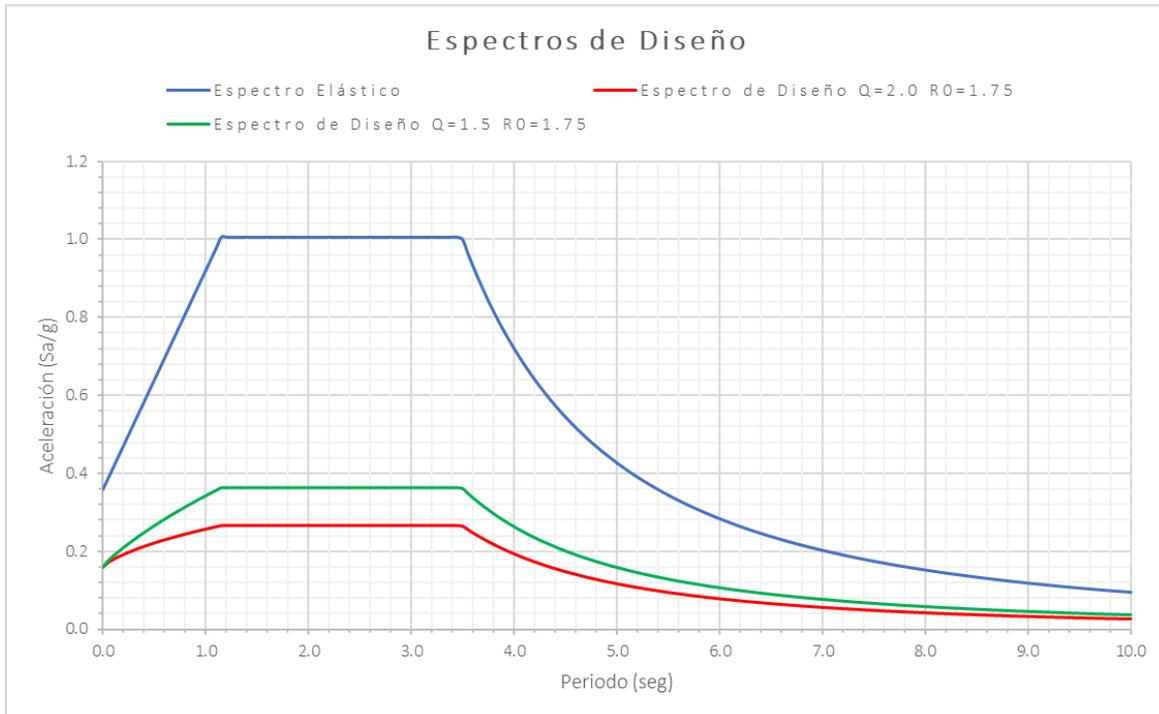


Figura 22. Espectro de diseño para el análisis

De acuerdo con el American Society of Civil Engineers (ASCE 7 -10) se realizarán dos tipos de análisis y diseño estructural.

- El diseño de los elementos estructurales que queden por arriba del sistema de aislamiento debe diseñarse usando adecuadamente los requisitos para una estructura no aislada y con las fuerzas obtenidas de un análisis modal reducido por el factor de comportamiento sísmico y de sobre-resistencia.
- El diseño del sistema de aislamiento se debe analizar y diseñar para soportar las fuerzas producidas por un espectro sísmico elástico. Para este caso usaremos el espectro elástico para un periodo de retorno de 250 años, sin ningún factor de reducción.

Efectos bidireccionales

Para el análisis modal espectral, los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto, de acuerdo con la norma por diseño por sismo.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. Cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales, cuyas intensidades individuales presenten una correlación probabilística similar a la que se tiene en muestras de movimientos sísmicos reales.

Efectos de torsión

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo.

$$M_{0i} = \pm(M_{ai} - M_{a(i-1)}) \quad (III.1)$$

donde M_{0i} es el momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel, y $M_{ai} = (V_i * e_{ai})$, en donde V_i es la fuerza cortante del i -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y e_{ai} su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso.

Para este caso se consideró el 10% de excentricidad en cada nivel.

III.10. Modelo matemático, análisis y diseño de los edificios con base fija.

Para el análisis y diseño, se utilizó el software SAP2000, el cual cuenta con las herramientas necesarias para generar un análisis dinámico modal.

El análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Las cargas gravitacionales (sobre carga muerta y carga viva) se consideraron uniformemente repartidas en cada elemento estructural, el peso propio de los elementos ya es considerado por el mismo programa. Las columnas y trabes se modelaron con los elementos tipo barra o *frame*, para las losas se usó el elemento tipo *shell*.

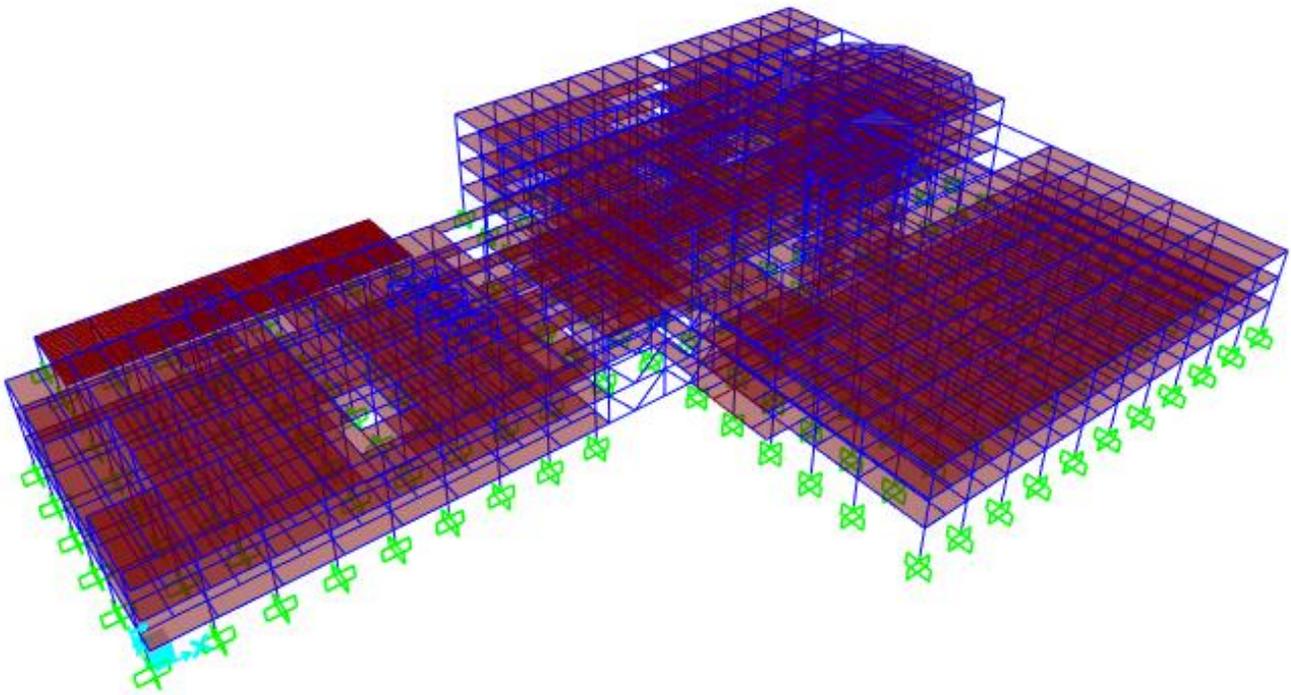


Figura 23 . Modelo en SAP2000 del conjunto de 5 edificios.

Se verifican las masas modales efectivas y su porcentaje acumulado respecto a la masa total, cumpliendo que la participación de masas se mayor o igual al 90%.

TABLA: Relación de Participación de Masas

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.836861	0.6603	0.0122	0.6603	0.0122	0.1049	0.1049
2	0.805972	0.0656	0.5818	0.7258	0.594	0.1593	0.2643
3	0.75589	0.0622	0.1927	0.7881	0.7867	0.5055	0.7698
4	0.702287	0.0002	0.003	0.7883	0.7897	0.0031	0.7729
5	0.650499	0	0.0011	0.7883	0.7908	0.0008	0.7737
6	0.578118	0	0.0001	0.7883	0.7908	0	0.7737
7	0.484219	0	0.0002	0.7883	0.791	0.0002	0.7739
8	0.415434	0	0	0.7883	0.791	0	0.7739
9	0.415134	0	0	0.7883	0.791	0	0.7739
10	0.393568	0	0	0.7883	0.791	0	0.7739
11	0.390148	0	0	0.7883	0.791	0	0.7739
12	0.378094	0.0134	0.0089	0.8017	0.7999	0.0159	0.7898
13	0.373321	0.0018	0.0008	0.8036	0.8007	0.0011	0.791
14	0.371121	0.0289	0.0001	0.8325	0.8008	0.0043	0.7953
15	0.343785	0.0001	0	0.8325	0.8008	0	0.7953
16	0.342866	0	0	0.8325	0.8008	0	0.7953
17	0.31223	0.0109	0.0242	0.8435	0.825	0.0102	0.8056
18	0.297824	0.0433	0.0029	0.8868	0.8279	0.0059	0.8115
19	0.288244	0.0079	0.016	0.8947	0.8439	0.0317	0.8432
20	0.288062	0	0.0001	0.8947	0.844	0.0001	0.8433
21	0.272279	0	0.0001	0.8947	0.8441	0	0.8433
22	0.268841	0.0004	0.0615	0.8951	0.9055	0.0123	0.8556
23	0.261208	0.0001	0.0022	0.8952	0.9077	0.001	0.8566
24	0.254596	0.0001	0	0.8953	0.9078	0.0001	0.8566
25	0.250149	0	0.0002	0.8953	0.908	0.0015	0.8582
26	0.246065	0	0.0006	0.8953	0.9086	0.0009	0.8591
27	0.244434	0.001	0.0003	0.8963	0.9089	0.0033	0.8624
28	0.244009	0.0009	0.0062	0.8972	0.915	0.0253	0.8877
29	0.240854	0.0002	0.0001	0.8974	0.9151	0.0011	0.8888
30	0.239807	0.0028	0.0049	0.9002	0.9201	0.0327	0.9215
31	0.236633	0	0	0.9002	0.9201	0	0.9215
32	0.236395	0	0	0.9002	0.9201	0	0.9215
33	0.23214	0	0	0.9002	0.9201	0	0.9215
34	0.231844	0	0	0.9002	0.9201	0	0.9215
35	0.228129	0.0107	0.0001	0.9109	0.9202	0.0022	0.9237
36	0.21618	0.0121	0	0.923	0.9202	0.0055	0.9292
37	0.214802	0.0254	0.0022	0.9485	0.9224	0.0026	0.9319
38	0.2057	0.0006	0	0.949	0.9224	0.0001	0.932
39	0.205651	0.0003	0	0.9493	0.9224	0	0.932

TABLA: Relación de Participación de Masas

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
40	0.20516	0.0002	0	0.9495	0.9225	0.0001	0.9321
41	0.201856	0.0009	0	0.9505	0.9225	0.0001	0.9322
42	0.198175	0.0001	0.0003	0.9506	0.9227	0.0003	0.9326
43	0.19672	0	0.001	0.9506	0.9238	0.0012	0.9338
44	0.192834	0	0	0.9507	0.9238	0	0.9338
45	0.190448	0.0004	0	0.9511	0.9238	0.0016	0.9354
46	0.189547	0.0001	0.0001	0.9512	0.9239	0.0012	0.9366
47	0.188448	0.0001	0.0006	0.9513	0.9246	0	0.9366
48	0.187886	0.0002	0.0005	0.9514	0.925	0.0003	0.9369
49	0.187576	0.002	0.0024	0.9534	0.9275	0.0035	0.9404
50	0.186362	0.0064	0.0077	0.9598	0.9352	0.0079	0.9483
51	0.186198	0.0001	0.0001	0.9599	0.9353	0.0001	0.9484
52	0.185503	0.0012	0.0012	0.9611	0.9365	0.0008	0.9493
53	0.183435	0.0001	0.0025	0.9612	0.939	0.0001	0.9493
54	0.182814	0.0002	0.0002	0.9614	0.9392	0.0001	0.9494
55	0.182082	0	0.0092	0.9614	0.9484	0	0.9494
56	0.181899	0	0.0002	0.9614	0.9485	0	0.9494
57	0.181355	0	0	0.9614	0.9485	0	0.9494
58	0.18113	0	0	0.9614	0.9485	0	0.9494
59	0.1807	0	0.0001	0.9614	0.9486	0	0.9494
60	0.180446	0	0	0.9614	0.9486	0	0.9494

Con el diseño antes mencionado se obtienen los siguientes pesos por nivel, considerando peso propio, carga muerta y carga viva accidental.

TABLA: Pesos por Cuerpo del Modelo Fijo

Edificio	PoPo	Carga Muerta	Carga Viva instantánea	Carga Vertical Sismo
1	3,223.69	5,099.89	1,202.72	9,526.30
2	3,677.92	5,874.59	1,361.12	10,913.62
3	4,009.88	6,270.69	1,524.16	11,804.73
4	2,042.94	2,655.46	607.05	5,305.45
5	336.89	477.67	55.53	870.08
Total	13,291.31	20,378.29	4,750.57	38,420.18

Revisión del cortante mínimo

Las NTC-Sismo 2020, señala que Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_0 obtenida con el análisis dinámico modal es menor que $a_{min} W_0$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_0 iguale ese valor donde a_{min} es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño y se tomará igual a:

$$a_{min} = \begin{cases} 0.04/R & \text{para } Ts < 0.5 \\ 0.04 Ts + 0.02 & \text{para } 0.5 < Ts < 1.00 \\ 0.06/R & \text{para } Ts > 1.00 \end{cases}$$

TABLE: Base Reactions

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Dead	0.00	0.00	13,613.20	8,621.09	-8,656.19	0.00
CMUERTA	0.00	0.00	20,583.21	11,368.74	-11,401.90	0.00
CVIns	0.00	0.00	4,797.87	2,980.83	-2,989.52	0.00

$$W_0 = 38,994.28 \text{ ton}$$

$$T = 0.8367 \text{ seg}$$

$$R = 1.8329$$

$$a_{min} = 0.06 / R = 0.0327$$

$$V_{min} = 1,276.48 \text{ ton}$$

SISMOX-Q2R175 Max	7,186.22	-	-	-	-	-
SISMOY-Q2R175 Max	-	7,022.91	-	-	-	-

Caso	Vmin		V0	Condición
Sismo X	1276.4782	<	7186.2169	CUMPLE
Sismo Y	1276.4782	<	7022.906	CUMPLE

Con lo anterior, se considera que la revisión de cortante basal se cumple satisfactoriamente.

Revisión de desplazamientos y distorsiones de entrepiso

Del análisis estructural del edificio para el espectro elástico, se obtuvieron las componentes de los desplazamientos en cada dirección de análisis, con los cuales se calculó el desplazamiento total de la estructura con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} \quad (III.2)$$

Δ = desplazamiento relativo considerando los desplazamientos en las dos direcciones x, y.

Donde:

$\Delta_x = D_{x(i)} - D_{x(i-1)}$; desplazamiento relativo en la dirección x

$\Delta_y = D_{y(i)} - D_{y(i-1)}$; desplazamiento relativo en la dirección y

Se obtuvieron las distorsiones de entrepiso según los lineamientos de las NTCDS-2020, las cuales son menores a la distorsión límite, para marcos de concreto es $\gamma_{max} = 0.015$.

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$	$\gamma = \frac{\Delta}{h_i}$	$\gamma \leq \gamma_{max}$
Sismo en X	4	450.00	23.25	3.98	23.588	0.05242	NO CUMPLE
	3	450.00	19.19	3.24	19.458	0.04324	NO CUMPLE
	2	450.00	12.52	2.06	12.683	0.02819	NO CUMPLE
	1	450.00	4.63	0.77	4.698	0.01044	CUMPLE
	PB	-	-	-	-	-	-

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$	$\gamma = \frac{\Delta}{h_i}$	$\gamma \leq \gamma_{max}$
Sismo en Y	4	450.00	2.98	22.31	22.509	0.05002	NO CUMPLE
	3	450.00	2.24	18.27	18.403	0.04090	NO CUMPLE
	2	450.00	1.52	12.27	12.360	0.02747	NO CUMPLE
	1	450.00	0.62	4.96	4.996	0.01110	CUMPLE
	PB	-	-	-	-	-	-

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entepiso	
Sismo en X	3	450.00	16.41	9.59	19.005	0.04223	NO CUMPLE
	2	450.00	11.04	6.58	12.853	0.02856	NO CUMPLE
	1	450.00	3.98	2.20	4.546	0.01010	CUMPLE
	PB	-	-	-	-	-	-

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entepiso	
Sismo en Y	3	450.00	8.92	18.08	20.159	0.04480	NO CUMPLE
	2	450.00	6.31	12.46	13.967	0.03104	NO CUMPLE
	1	450.00	2.34	4.74	5.288	0.01175	CUMPLE
	PB	-	-	-	-	-	-

Como se observa en las tablas anteriores, las distorsiones que se presentan en los distintos edificios no cumplen con el límite permisible.

La alternativa más común para que la estructura cumpla con los desplazamientos, es haciéndola más rígida, ya sea con muros de concreto, contraventeos o aumentando la sección transversal de las columnas y trabes. A continuación, se muestra una opción diferente que consiste en implementar **Aisladores Sísmicos**.

III.11. Modelo matemático, análisis y diseño de los edificios con aisladores sísmicos de base.

Se coloca el mismo sistema de piso sobre los aisladores con el fin de rigidizar la base y que el edificio se comporte como un cuerpo rígido sobre el sistema de aislamiento, figura 16.3. Por lo anterior, se debe considerar un aumento de peso en la estructura debido a la adición de estos elementos, que indica el peso de la losa base y que se refleja en el peso final del edificio.

TABLA: Pesos por Cuerpo del Modelo Aislado				
Edificio	PoPo	Carga Muerta	Carga Viva instantánea	Carga Vertical Sismo
1	4,044.86	6,894.64	1,738.36	12,677.86
2	5,033.35	8,238.17	2,096.17	15,367.69
3	4,884.90	8,225.13	2,041.81	15,151.84
4	2,575.36	3,639.48	891.14	7,105.98
5	683.39	1,194.91	207.53	2,085.83
Total	17,221.86	28,192.33	6,975.01	52,389.20

Con la información anterior se inicia el DISEÑO DEL AISLADOR, para este caso se proponen tres valores: el factor de incremento del periodo de vibración de la estructura (n_{obj}) y los amortiguamientos; del aislamiento (ζ_a) y del sistema estructura-aislador (ζ_{sis}), con los que, mediante los cálculos indicados se obtienen las dimensiones para el aislador. Cabe aclarar que para esta iteración solo se obtendrán las características mecánicas del aislador.

Es importante mencionar que la propuesta del aislador se realizará con el espectro elástico, por lo que el factor de comportamiento es $Q=1$ y el factor de sobre-resistencia $R=1$. Es decir, el aislador se diseñará para el espectro completo.

El periodo objetivo recomendado (ASCE 07-16) de una estructura aislada debe ser mayor de dos a tres veces el periodo de una estructura con base rígida.

Datos de la estructura aislada.

Peso total de la estructura

$$W_T = 50,303.37 \text{ tonf} = 493,476.06 \text{ kN}$$

Peso del aislador más cargado

$$W_{ais\ max} = 446.49 \text{ tonf} = 4,350.64 \text{ kN}$$

Número de aisladores

$$n_{ais} = 208$$

Datos propuestos para la primera iteración

n_{obj} = factor de incremento propuesto para el período objetivo. Se considera entre 1.5 y 4

k_{eff} = rigidez efectiva de un aislador, [kN/m]

ζ_a = porcentaje de amortiguamiento del sistema de aislamiento propuesto $\leq 30\%$

ζ_{sis} = porcentaje de amortiguamiento propuesto del sistema estructura-aislador $< \zeta_a$

Para el ejemplo partimos de los siguientes valores:

$$\begin{aligned}n_{obj} &= 2.20 \\ \zeta_a &= 30\% \\ \zeta_{sis} &= 25\%\end{aligned}$$

Periodo de vibración de la estructura

$$T_s = T_{obj} = n_{obj} T_e \quad (III.3)$$

$$T_s = T_{obj} = 2.2(0.8368) = 1.8410s$$

T_s = Periodo del sistema estructura - aislador

T_e = Periodo del sistema estructura rígida

Periodo de Aislamiento Requerido

$$T_a = \sqrt{T_s^2 - T_e^2} \quad (III.4)$$

$$T_a = \sqrt{T_s^2 - T_e^2} = 1.6399s$$

Rigidez efectiva

$$k_{eff} = M_s \frac{4\pi^2}{T_a^2} = \frac{W_T}{g} \frac{4\pi^2}{T_a^2} \quad (III.5)$$

$$k_{effa} = \frac{k_{eff}}{n_{ais}} \quad (III.6)$$

Donde:

$$k_{eff} = 738,446.33 \text{ kN/m}$$

$$k_{effa} = 3,550.22 \text{ kN/m} = 3.550 \text{ kN/mm}$$

Se considerará este valor para el desarrollo de la iteración.

Desplazamiento de la estructura aislada con el periodo objetivo.

Para el cálculo de los siguientes pasos, usamos los amortiguamientos del sistema y del aislamiento propuestos al inicio y que son 25% y 30% respectivamente.

El desplazamiento total lo expresamos en términos de la pseudoaceleración espectral A , basándonos en la siguiente expresión (Chopra-2001):

$$A = \omega^2 D \quad (\text{III.7})$$

$$S_a = \omega^2 D \quad (\text{III.8})$$

$S_a = ag$; pseudoaceleración obtenida del espectro de diseño con 5% de amortiguamiento.

$$D_{total} = \frac{S_a}{\omega_{sa}^2} = \frac{S_a T_{sa}^2}{4\pi^2 B_m} \quad (\text{III.9})$$

B_m = factor que modifica el espectro con base en el factor de amortiguamiento:

$$B_m = \frac{4}{1 - \ln(\zeta_{sis})} \quad (\text{III.10})$$

Donde:

D_{total} = la suma de los desplazamientos del aislador y de la estructura

$$D_{total} = D_a + D_e \quad (\text{III.11})$$

$$D_a = D_{total} \left(\frac{T_a^2}{T_{sa}^2} \right) \quad (\text{III.12})$$

$$D_a = 0.9349 \left(\frac{(1.6399)^2}{(1.8410)^2} \right) = 0.4425m$$

Energía disipada en un ciclo de histéresis

El método más común para definir el amortiguamiento viscoso equivalente es equiparar la energía disipada en un ciclo de vibración de la estructura real y un sistema viscoso equivalente. La energía disipada en la estructura real se da por el área E_D encerrada por el diagrama de histéresis.

$$\zeta_a = \frac{E_D}{4\pi E_{So}} = \frac{E_D}{2\pi k u_0^2} \quad (\text{III.13})$$

Sustituyendo $u_0 = D_a$ y $k = k_{eff}$ tenemos que:

$$\zeta_a = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D_a^2} \quad (\text{III.14})$$

$$E_D = 2\pi k_{eff} D_a^2 \zeta_a = 1,310.46 \text{ kN m} \quad (\text{III.15})$$

Cálculo de la Fuerza Característica (Q_0) suponiendo D_y

El cálculo de D_y , se trata de un proceso iterativo, en el que, se supone D_y en la primera iteración y el valor obtenido al final es sustituido al inicio de la siguiente iteración, hasta que los valores final e inicial sean iguales. A continuación, se muestran los cálculos con el valor de la última iteración.

$$D_y = 0.05839 \text{ m}$$

Partiendo de la ecuación II.8, tenemos que:

$$Q_0 = \frac{E_D}{4 (D_a - D_y)} \quad (\text{III.16})$$

$$Q_0 = 807.689 \text{ kN}$$

La rigidez postfluencia k_2 la obtenemos a partir de la ecuación III.17

$$k_2 = k_{eff} + \frac{Q_0}{D_{max}} \quad (\text{III.17})$$

$$k_2 = 1,725.023 \text{ kN/m}$$

Para apoyos con núcleo de plomo $k_1 = 10k_2$

$$k_1 = 17,250.239 \text{ kN/m}$$

Con la ecuación II.9, verificamos que el valor propuesto de D_y .

$$D_y = 0.05839 \text{ m}$$

A partir de la ecuación II.5, la fuerza de fluencia F_y es igual a

$$F_y = 947.6433 \text{ kN}$$

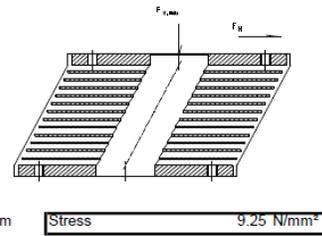
Propiedades y datos iniciales del aislador:

$n_{obj} = 2.20$	$E_D = 1,310.46 \text{ kN m}$
$\zeta_a = 30\%$	$Q_0 = 807.689 \text{ kN}$
$\zeta_{sis} = 25\%$	$k_{eff} = 3,550.22 \text{ kN/m}$
$T_{sa} = 1.8410 \text{ s}$	$k_1 = 17,250.239 \text{ kN/m}$
$T_a = 1.6399 \text{ s}$	$k_2 = 1,725.023 \text{ kN/m}$
$D_a = 0.4425 \text{ m}$	$F_y = 947.6433 \text{ kN}$

A partir de los resultados obtenidos del proceso numérico, se solicitó al fabricante hacer el diseño del dispositivo correspondiente.

La empresa Maurer, proporcionó las siguientes propiedades para el aislador.

PROJECT: Tlahuac Mexico		DATE: 27.04.2018	
Lead Rubber Bearing for			
Vertical load - SLS	$F_{z,d,max} =$	5100 kN	Standards: For Service load cases => EN 1337
Factor of earthquake	$b =$		For seismic load cases => EN15129
	$F_{z,E,seismic} = b * F_{z,d,max}$	5100 kN	
	$F_{z,min,E,seismic} =$	1 kN	
Service displacement	$d_{d,temperature} =$	0 mm	
	$d_{d,irreversible} =$	0 mm	
Service displacement part of d_{max}	$d_{d,SLS} = creep/shrink + 50\% thermal$	0 mm	
Pur seismic displacement	$d_{bd} =$	266 mm	
Seismic displacement according EN			
	$d_{Ed} = d_{max} = d_{bd} * \gamma_x + creep/shrink + 50\% thermal$	400 mm	Bridge: according to EN1998-2
	$d_{Ed} = d_{max} = d_{bd} * \gamma_x$	400 mm	Building or other structure:
	$\gamma_x =$	1.51 => 1,5 according to spec	
	$\gamma_m =$	1.00 partial safety factor for rubber isolators; EN15129 recommendation 1,0; according to EN1998-2 1,15 ;	
Rotation α for seismic action	$\alpha_{b,d} =$	0.005 rad w/ rotation around lateral bridge axis or parallel to longer bearing edge line	
Damping ratio	$\beta_{eff} =$	30 % for elastic seismic displacement from FE-Calculation = $dE_{real} =$	266.00 mm
Static data of bearing			
Dynamic impact yield stress of lead	$T_{lead,dynamic} =$	14 N/mm ² for impact without displacement only	
Average dynamic yield stress of lead	$T_{lead,average} =$	10.5 N/mm ² for average of first three displacement cycles	
Static yield stress of lead	$T_{lead,static} = 1/3 * T_{lead,average}$	3.5 N/mm ² for thermal and similar slow displacements	
Dynamic shear modulus	$G_o = G_{rubber}$	0.70 N/mm ²	
Static shear modulus	$G_{rubber} =$	0.60 N/mm ² (0,9N/mm ² recommended; 0,3 and 1,5 N/mm ² including manufacturing tolerances allowed upon approval of checker)	
Calculations on bearings			
Elastomer layer thickness	$t_e =$	11 mm	
Nos. of rubber layers	$n =$	18 nos.	
Thickness steel sheets	$t_s = (S355)$	3 mm (min. thickness 2mm - EN1337-3)	
Thickness plate top+bottom	$t_{s,top/bottom} =$	25 mm	
Thickness of edge cover layer	$t_{edge} =$	6 mm (min. 4mm)	
Diameter	$d =$ diameter of bearing	850 mm in longitudinal direction	
Diameter lead	$d_{lead} =$	220 mm	
Bearing total height	$I_b =$	$n * t_e + (n-1) * t_s + 2 * t_{s,top/bottom}$	299 mm
Rubber thickness total	$T_e =$	$n * t_e$	198 mm
Effective surface rubber	$A_{rubber,eff} = A_1$	$d^2/4 * \pi * A_{lead}$	513528 mm ²
Plan surface rubber	$A_{rubber} = A$	$d^2/4 * \pi * A_{lead}$	529437 mm ²
Real diameter	$d' =$	$d - 2 * t_{edge}$	838 mm
	$d =$	$d' + 2 * t_{edge}$	850 mm
Surface of lead	$A_{lead} =$	$\pi/4 * d_{lead}^2$	38013 mm ²
	$E_{ic} =$	$6,73 * G_{rubber} * (d'/4 * t_e) * (d'/4 * t_e)$	1465 N/mm ²
Vertical stiffness (rubber)	$K_v =$	$E_{ic} * A_{rubber,eff} / T_e$	3798812 N/mm
Service design pressure	$\sigma_{cd} =$	$F_{z,d,max} / (A * \pi)$	9.2 N/mm ²
Lead:			
Surface of lead	$A_{lead} =$	$\pi/4 * d_{lead}^2$	38013 mm ²
Lead diameter in relation to diameter d'			26.25 %
Lead surface in relation to effective rubber surface			7.40 %
Dynamic shear resistance of lead	$F_{Pb} =$	$t_{lead,average} * A_{lead} / 1000$	399 kN
Dynamic Impact resistance of lead	$F_{Pb,dynamic} =$	$t_{lead,dynamic} * A_{lead} / 1000$	532 kN
Creeping force resistance of lead	$F_{Pb,creep} =$	$t_{lead,static} * A_{lead} / 1000$	133 kN
Volume of lead	$V_{lead} =$	$A_{lead} * (T_b - 5)$	11.18 l
Relation height/diameter of lead	Relation =	$(T_b - 5) / d_{lead}$	1.34
Check calculations:			
Static min. steel sheet thickness	$t_{s,min} =$	$(K_p * F_{z,d,max} * (t_e + t_s) * K_h * \gamma_m) / (A_{c,SLS} * f_y)$	0.81 mm <= 3.00 mm OK
Seismic min. steel sheet thickness	$t_{s,min} =$	$(K_p * F_{z,E,seismic} * (t_e + t_s) * K_h * \gamma_m) / (A_{c,E} * f_y)$	0.81 mm <= 3.00 mm OK
	$\gamma_m =$	1.00 $K_h =$	1.00 => "1" without or one centre hole; "2" with several holes
Stress correction factor	$K_p =$	1.30	
	$I_p =$	$\pi * d^4$	2632.65 mm ⁴
Shape factor	$S =$	$A_{rubber,eff} / (I_p * t_e)$	17.73
Reduced plan area	$A_{c,SLS} =$	$A_{rubber,eff} * (1 - d_{x,d} / d' - d_{y,d} / d')$	507399.86 mm ²
Simultaneously occurring displacements	$d_{x,d} = d_{d,SLS}$		0 mm
	$d_{y,d} =$		10 mm
		$d_{xy,SLS} = \sqrt{(d_{x,d}^2 + d_{y,d}^2)}$	10.0 mm
Resulting force SLS	$R_{xy,SLS} =$	$A * G_{rubber} * d_{xy,SLS} / T_e + F_{Pb,creep}$	149.1 kN
ELEMENT:	Lead Rubber Bearing	PAGE:	1 of 3
BLOCK:			
RECORD:	Static Calculation		



PROJECT:		Tlahuac Hospital - Mexico		DATE:		27.04.2018	
Service strain deformations - SLS							
Compression strain for $F_{z,d,max}$	$\epsilon_{c,d} =$	$(1.5 \cdot F_{z,d,max}) / (G_{rubber} \cdot A_{r,sis} \cdot S)$	1.42				
Shear strain	$\epsilon_{q,d} =$	$d_{xy,0,d} / T_e$	0.05	<		1	OK
Rotation strain	$\epsilon_{\alpha,d} =$	$(d^{2\alpha} \alpha_{\alpha,d} + d^{2\alpha} \alpha_{\alpha,d}) \cdot \sqrt{1 / (2^{\alpha} \Sigma(t^{\alpha}))}$	1.29				
Simultaneously occurring rotations	$\alpha_{\alpha,d} =$		0.003 rad				
	$\alpha_{\beta,d} =$		0.005 rad				
Sum strain deformation - SLS	$\epsilon_{1,d} \cdot \gamma_m =$	$K_L \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{\alpha,d}) \cdot \gamma_m$	2.76	<		7	OK
Partial factor for elastomer material	$\gamma_m =$		1.00				
Loading factor	$K_L =$		1.00				
Seismic strain deformations - ULS (seismic)							
Seismic reduced plan area	$A_{r,E} = A_{r,SLS}$	$A_{rubber,eff} \cdot (1 - d_{x,d} / d - d_{y,d} / d)$	507399.86 mm ²				
Simultaneously occurring displacements	$d_{x,E} =$		400 mm				
	$d_{y,E} =$	0	0 mm				
	$d_{E,total} = d_{max} = d_{ED}$	$\sqrt{(d_{x,E}^2 + d_{y,E}^2)}$	400 mm				
Compression modulus	$E_c =$	$3 \cdot G_{rubber} \cdot (1 + S_E^2)$	654.71 N/mm ²				
Shape factor	$S_E =$	$d / 4 \cdot t_e$	19.05				
Compression strain for $F_{z,E,seismic}$	$\epsilon_{c,E} =$	$(6 \cdot S_E \cdot F_{z,E,seismic}) / (A_{r,E} \cdot E_c)$	1.75				
Shear strain seismic	$\epsilon_{q,E} =$	$\sqrt{(d_{x,0,E}^2 + d_{y,0,E}^2)} / T_e$	1.40				
Max. shear strain	$\epsilon_{q,max} =$	$\sqrt{(d_{x,E}^2 + d_{y,E}^2)} / T_e$	2.02	≤		2.5	OK
Rotation strain seismic	$\epsilon_{\alpha,E} =$	$(d^{2\alpha} \alpha_{\alpha,d} + d^{2\alpha} \alpha_{\alpha,d}) \cdot \sqrt{1 / (2^{\alpha} \Sigma(t^{\alpha}))}$	0.97				
Simultaneously occurring rotations	$\alpha_{\alpha,E} =$	(minimal value to be assumed $\alpha = 0,003$)	0.003 rad				
	$\alpha_{\beta,E} =$	(minimal value to be assumed $\alpha = 0,003$)	0.003 rad				
Sum strain deformations seismic	$\epsilon_{1,E} \cdot \gamma_m \leq$	$K_L \cdot (\epsilon_{c,E} + \epsilon_{q,E} + \epsilon_{\alpha,E})$	4.12	≤		7	OK
Partial factor for elastomer material	$\gamma_m =$		1.00				
Loading factor for dynamic loads	$K_L =$		1.00				
Resulting force ULS	$R_{xy,ULS} =$	$A \cdot G_{rubber} \cdot d_{E,total} / T_e + F_{P0,dynamic}$	1174.5 kN				
Acceptable ULS up-lift force	$F_{up-lift} =$	$A_{rubber,eff} \cdot 2 \cdot G_{rubber}$	-616 kN up-lift force acceptable for the bearing valid for seismic load case only!				
Buckling stability for service deformations $\epsilon_{q,d}$:							
Service load case - SLS							
Overlapping surface	$A_{r,SLS} =$	$A_{rubber,eff} \cdot (1 - d_{x,d,SLS} / d - d_{y,d,SLS} / d)$	507399.86 mm ²				
Critical loading for zero deflection	$P_{cr,SLS} =$	$\lambda^2 \cdot G_{rubber} \cdot A_{r,SLS} \cdot d^4 \cdot S / T_e$	25133 kN				
Coefficient of slenderness	$\lambda =$		1.10				
Critical stress for zero deflection	$\sigma =$	$P_{cr,SLS} / A_{r,SLS}$	49.53 N/mm ²				
Safety against buckling	$u =$	$P_{cr,SLS} / F_{z,d,max}$	4.93	>		1	
	$F_{z,d,max} / A_{r,SLS} =$	10.05	<				OK
			30.02	$= 2 \cdot d^4 \cdot G_{rubber} \cdot S / (3 \cdot T_e)$			
Buckling stability for seismic deformations $\epsilon_{q,E}$:							
Seismic load case - ULS							
Overlapping surface	$A_{r,E} = A_{r,SLS}$	$A_{rubber,eff} \cdot (1 - d_{x,d} / d - d_{y,d} / d)$	507399.86 mm ²				
Critical loading at zero deflection	$P_{cr,E} =$	$\lambda^2 \cdot G_0 \cdot A_{r,E} \cdot d^4 \cdot S_E / T_e$	29322.25 kN		for $S >$	5	OK
Coefficient of slenderness	$\lambda =$		1.10				
Critical stress for zero deflection	$\sigma_{cr} =$	$P_{cr,E} / A_{r,E}$	57.79 N/mm ²				
Safety against buckling	$u =$	$P_{cr,E} / F_{z,E,seismic}$	5.75	>		1	
In case	$P_{cr,E} / 2 > F_{z,E,seismic} \geq P_{cr,E} / 4$						
OK	$P_{cr,E} / 2 =$	14661.13	>				
then	$1 - 2 \cdot F_{z,E,seismic} / P_{cr,E} \geq 0,75$						not valid
OK	$\delta =$	$\sqrt{(d_{x,E}^2 + d_{y,E}^2)} / d$	0.48	with longitudinal displacement parallel to d'			
	$1 - 2 \cdot F_{z,E,seismic} / P_{cr,E} =$	0.65	≥				OK
			0.33				
Or if above is not valid in case	$F_{z,E,seismic} < P_{cr,E} / 4$						
	$F_{z,E,seismic} =$	5100.00	<				OK
then	$\delta \leq 0,7$						
OK	$\delta =$	$\sqrt{(d_{x,E}^2 + d_{y,E}^2)} / d$	0.48	≤		0.7	OK
In case of recessed isolators:	$d_{E,total} \leq 1 / \gamma_R \cdot F_{z,min,E,seismic} \cdot d' / (K_b \cdot T_b + F_{z,min,E,seismic})$						Bolting necessary!
Partial factor	$\gamma_R =$		1.50				
Shear stiffness at seismic condition	$K_b =$	$A \cdot G_0 / T_e$	1.82 kN/mm				
OK	$d_{E,total} =$	400.33 mm	≤				$1 / \gamma_R \cdot F_{z,min,E,seismic} \cdot d' / (K_b \cdot T_b + F_{z,min,E,seismic})$
ELEMENT:	Lead Rubber Bearing						
BLOCK:				PAGE:	2 of 3		
RECORD:	Static Calculation						

Further bearing values

Horizontal deflection stiffness	k _b =	A*G _v /T _q	1815.50 N/mm
Plastic stiffness	k ₂ = k _b		1815.50 N/mm
Elastic stiffness	k ₁ =	10*k ₂	18155.03 N/mm
Shear resistance of lead	Q _{lead} =	T _{lead_average} *A _{lead}	399139.35 N
Effective dynamic stiffness	k _{eff} =	k _b +Q _{lead} /d _{E,real}	3316.03 N/mm
Realistic seismic displacement from FE-Calculation	d _{E,real} = (d _{x,E,real} ² + d _{y,E,real} ²) ^{0,5}		266.00 mm
Elastic limit deformation	d _{el} =	Q _{lead} /(k ₁ -k ₂)	24.43 mm
Deformation work	W _D =	4*Q _{lead} *d _{E,real}	385683808.2 Nmm
Eff. Damping ratio	ξ =	W _D /(2*pi*k _{eff} *d _{E,real} ²)+0,04	0.302
Eff. Damping ratio	ξ =	2*Q _{lead} *(d _{E,real} -Q _{max} /(K ₁ +ξ)))/(pi*K _{eff} *d _{E,real} ² +0,04	0.302
Max. horizontal force	F _n = Q _{lead} +k _b *d _{E,total}		1125.94 kN
Elastic shear force	F _{n,el} =	k ₁ *d _{el}	443.49 kN

EN1998-2/7.5.4

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}$$

Period (eff.): 2.49 s

Rubber damping was considered with 4% (0,04)
 Rubber damping was considered with 4% (0,04)

Anchoring to concrete

SLS horizontal forces

Minimum vertical SLS load	F _{min, SLS} =		1.00 kN
Max. horizontal force for longitudinal SLS displacement	H _X =	A _{rubber,eff} *G _{rubber} *d _{0,SLS} /T _q +Q _{lead,static}	133.05 kN
	Q _{lead,static} =	A _{lead} *T _{lead,static}	133.05 kN
Max. horizontal force for lateral SLS displacement	H _Y =		0.00 kN

ULS horizontal forces

For the seismic load case the entire occurring horizontal forces have to be anchored as no friction in the joints shall be considered

Max. horizontal force total seismic displacement	F _n = Q _{lead} +k _b *d _{E,total}	1125.94 kN
--	--	------------

$n_{obj} = 2.22$	$E_D = 385.68 \text{ kN m}$
$\zeta_a = 30.2\%$	$Q_0 = 399.139 \text{ kN}$
$\zeta_{sis} = 26\%$	$k_{eff} = 3,316.03 \text{ kN/m}$
$T_{sa} = 1.85 \text{ s}$	$k_1 = 18,155.03 \text{ kN/m}$
$T_a = 1.65 \text{ s}$	$k_2 = 1,815.50 \text{ kN/m}$
$D_a = 0.45 \text{ m}$	$F_y = 443.49 \text{ kN}$

La revisión de la estructura se realizó con las propiedades proporcionadas por el fabricante (Maurer).

Ya con los datos reales que el dispositivo es capaz de producir, calculamos el amortiguamiento efectivo.

$$c = 2\zeta_a\omega_a m_a = 549.6967 \text{ kNs/m} \quad (\text{III.18})$$

Finalmente, las propiedades a utilizar en el modelo (para nuestro caso se usó el programa SAP2000) son:

Propiedades Lineales

$$\begin{aligned} k_v &= 3,798,812 \text{ kN/m} \\ k_{eff} &= 3,316.03 \text{ kN/m} \\ c &= 549.6967 \text{ kNs/m} \end{aligned}$$

Propiedades No Lineales

$$\begin{aligned} k_1 &= 18,155.03 \text{ kN/m} \\ k_2 &= 1,815.50 \text{ kN/m} \\ F_y &= 443.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

III.11.2 Modelo matemático

Para el análisis y diseño, se continuó utilizando el software SAP2000, el cual también cuenta con los recursos para modelar los aisladores, a partir de su herramienta “LINK”.

A los elementos Links, se le pueden asignar propiedades lineales, no lineales para cada uno de sus grados de libertad.

Dentro del software, se pueden definir diferentes tipos de Links de acuerdo con lo que se desee modelar. Para nuestro caso, se utiliza el link tipo “Rubber Isolator”.

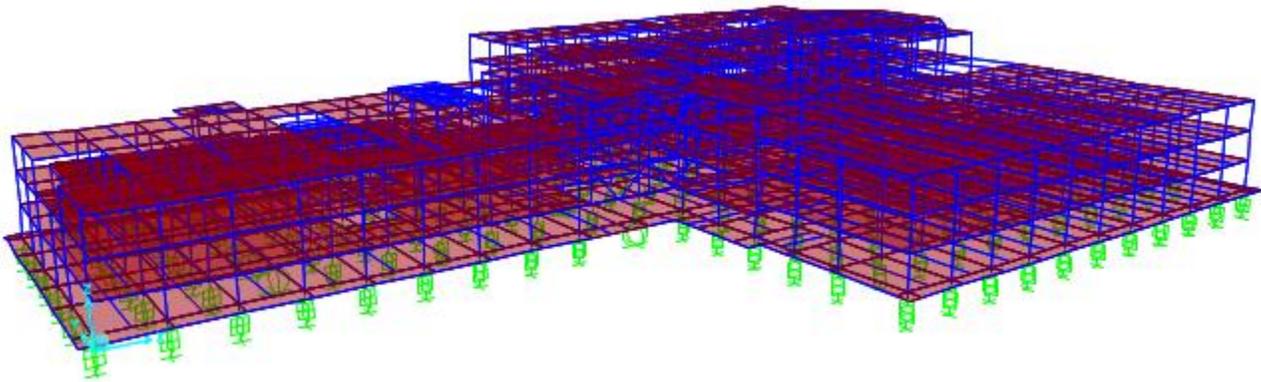


Figura 24. Modelo 3D, software SAP2000. Se ilustra el modelado de los aisladores.

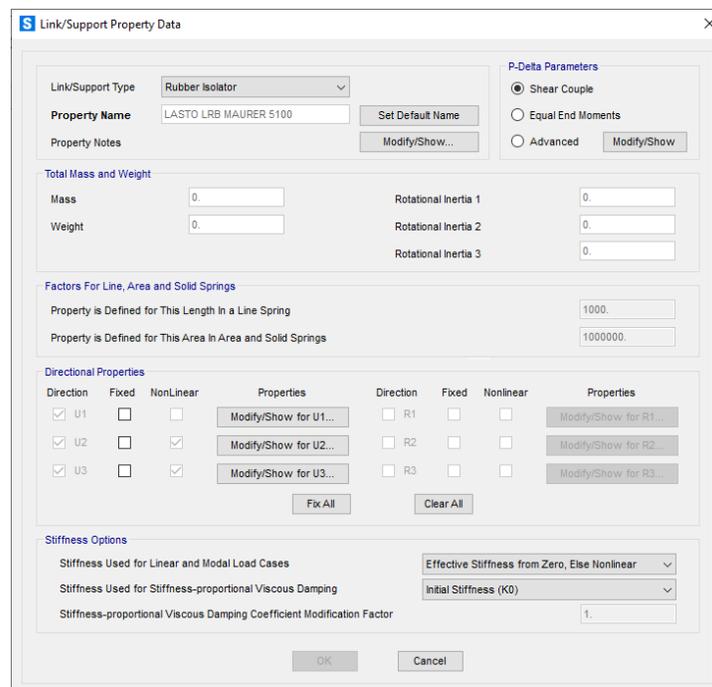


Figura 25. Ventana para definición del aislador

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name	LASTO LRB MAURER 5100
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness	3316.
Effective Damping	549.89

Shear Deformation Location

Distance from End-J	0.
---------------------	----

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness	18155.
Yield Strength	443490.
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

OK Cancel

Figura 26. Ventana para definición del aislador.

Respuesta Modal Espectral

Se presenta la participación de las masas en cada dirección de análisis donde es mayor al 90%. Los periodos fundamentales y su porcentaje de amortiguamiento del crítico, el cual no debe ser mayor al 30%.

TABLA: Relación de Participación de Masas							
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1.859099	0.970	0.012	0.970	0.012	0.000	0.000
2	1.853651	0.012	0.970	0.990	0.980	0.004	0.004
3	1.644245	0.000	0.004	0.990	0.990	1.000	1.000
4	0.481202	0.013	0.000	1.000	0.990	0.000	1.000
5	0.461725	0.000	0.011	1.000	1.000	0.000	1.000
6	0.29099	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
7	0.157229	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
8	0.135211	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
9	0.109046	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
10	0.100202	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
11	0.096924	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
12	0.091837	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
13	0.090719	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
14	0.089594	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
15	0.089155	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
16	0.088686	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
17	0.087043	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
18	0.086205	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
19	0.08545	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
20	0.083671	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000

Con la tabla anterior, nos aseguramos de que la estructura aislada se puede comportar como una estructura de un grado de libertad, debido a que, para la primera forma modal, en cada dirección, participa el 97% de la masa de la estructura.

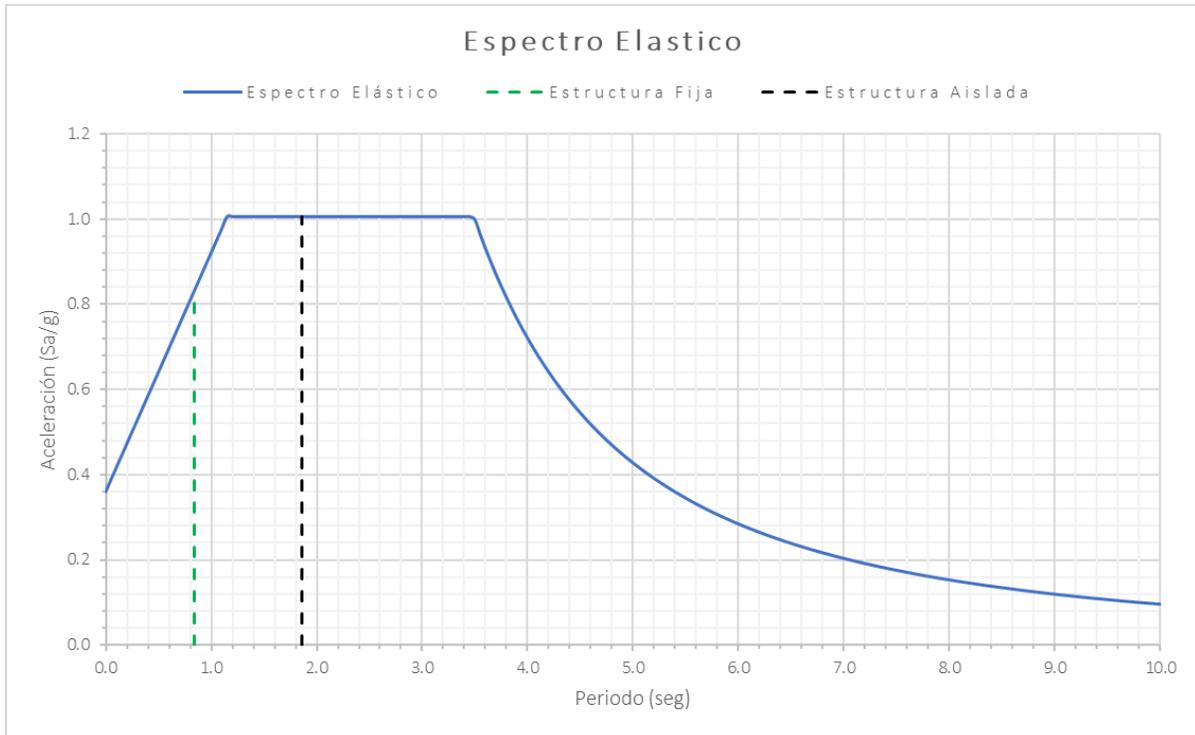


Figura 27. Espectro Elástico con periodos de la estructura fija y aislada.

Amortiguamiento efectivo

TABLE: Espectro de Respuesta

OutputCase	ModalCase	StepType	StepNum	Period	DampRatio	U1Acc	U2Acc	U3Acc
Text	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	m/sec2	m/sec2	m/sec2
SISMO X	MODAL	Mode	1	1.859099	0.2995	4.02504	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	2	1.853651	0.3001	4.02504	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	3	1.644245	0.4037	4.02504	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	4	0.481202	0.2345	7.39875	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	5	0.461725	0.2292	7.11337	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	6	0.29099	0.2152	6.71294	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	7	0.157229	0.1613	6.60464	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	8	0.135211	0.1532	6.38099	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	9	0.109046	0.1365	6.29749	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	10	0.100202	0.0682	6.19336	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	11	0.096924	0.1241	5.81708	0	0
SISMO X	MODAL	Mode	12	0.091837	0.0692	5.81542	0	0

OutputCase	ModalCase	StepType	StepNum	Period	DampRatio	U1Acc	U2Acc	U3Acc
Text	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	m/sec2	m/sec2	m/sec2
SISMO Y	MODAL	Mode	1	1.859099	0.2995	0	4.02504	0
SISMO Y	MODAL	Mode	2	1.853651	0.3001	0	4.02504	0
SISMO Y	MODAL	Mode	3	1.644245	0.4037	0	4.02504	0
SISMO Y	MODAL	Mode	4	0.481202	0.2345	0	7.39875	0
SISMO Y	MODAL	Mode	5	0.461725	0.2292	0	7.11337	0
SISMO Y	MODAL	Mode	6	0.29099	0.2152	0	6.71294	0
SISMO Y	MODAL	Mode	7	0.157229	0.1613	0	6.60464	0
SISMO Y	MODAL	Mode	8	0.135211	0.1532	0	6.38099	0
SISMO Y	MODAL	Mode	9	0.109046	0.1365	0	6.29749	0
SISMO Y	MODAL	Mode	10	0.100202	0.0682	0	6.19336	0
SISMO Y	MODAL	Mode	11	0.096924	0.1241	0	5.81708	0
SISMO Y	MODAL	Mode	12	0.091837	0.0692	0	5.81542	0

Con la tabla de anterior, verificamos que estamos alcanzando el 30% de amortiguamiento, con ayuda del aislador.



Figura 28. Comparación de aceleración Espectro Elástico con amortiguamiento 5% para la estructura fija y espectro con amortiguamiento del 30% para la estructura aislada.

Revisión del cortante mínimo

Cuando se haga un análisis modal espectral, V_0 / W_0 no se tomará menor que el valor de a_{min} establecido de acuerdo con la sección 1.7 de las NTCDS-2020. V_0 es la fuerza cortante en la base de la construcción y W_0 el peso de la estructura al nivel del desplante.

En las tablas siguientes se consigna el peso total de la estructura y la fuerza cortante en la base en cada dirección de análisis.

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD	0.000	0.000	17,221.86	295466.780	-1565991.940	0.000
SCM	0.000	0.000	28,192.33	389216.705	-2227428.730	0.000
CVINS	0.000	0.000	6,975.01	107833.718	-602913.250	0.000
$W_0 =$			52,389.20	ton		

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SISMO X	30,106.820	25.467	0.000	282.819	281,610.336	563,783.973
SISMO Y	25.448	30,115.726	0.000	281,102.978	339.913	2,895,594.894

En ambos casos, se cumple con la condición de a_{min} .

Caso	V_0 / W_0		a_{min}	Condición
Sismo X	0.573	>	0.05	CUMPLE
Sismo Y	0.573	>	0.05	CUMPLE

Adicionalmente se realiza la revisión de acuerdo con el ASCE 7-16. Donde la estructura que se encuentre por encima del sistema de aislación deberá diseñarse y construirse para resistir una fuerza cortante mínima de:

$$V_{min} = K_{eff} \times D \times \text{No. Aisladores} / R$$

Keff (ton/m)	No. Aisladores	D (m)	V (ton)
338.14	208	0.40	28,133.248
117.04	24	0.40	1,123.584
			29,256.832
$V_{min} =$			$V/R =$
			19,504.555

OutputCase	Cortante actuante		Cortante mínimo	Condición
Text	Tonf		Tonf	
SISMO X	30,106.820	>	19,504.555	CUMPLE
SISMO Y	30,115.726	>	19,504.555	CUMPLE

Revisión de desplazamientos y distorsiones de entrepiso

Del análisis estructural del edificio para el espectro elástico, se obtuvieron las componentes de los desplazamientos en cada dirección de análisis, con los cuales se calculó el desplazamiento total de la estructura con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} \quad (\text{III.19})$$

Δ = desplazamiento relativo considerando los desplazamientos en las dos direcciones x, y.

Donde:

$\Delta_x = D_{x(i)} - D_{x(i-1)}$; desplazamiento relativo en la dirección x

$\Delta_y = D_{y(i)} - D_{y(i-1)}$; desplazamiento relativo en la dirección y

Se obtuvieron las distorsiones de entrepiso según los lineamientos de las NTCDS-2020, las cuales son menores a la distorsión límite, para marcos de concreto es $\gamma_{max} = 0.015$.

Edificio 1

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "X".

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$		
Sismo en X	3	450.00	54.41	4.47	3.358	0.00746	CUMPLE
	2	450.00	51.08	3.92	5.218	0.01160	CUMPLE
	1	450.00	45.88	3.54	4.595	0.01021	CUMPLE
	PB	-	41.32	2.93	41.42	-	-

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "Y".

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$		
Sismo en Y	3	450.00	2.71	60.23	3.390	0.00753	CUMPLE
	2	450.00	2.51	56.84	6.063	0.01347	CUMPLE
	1	450.00	2.20	50.79	5.307	0.01179	CUMPLE
	PB	-	1.96	45.48	45.53	-	-

Edificio 2

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "X".

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x		D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$	
Sismo en X	4	450.00	55.70	3.42	2.179	0.00484	CUMPLE
	3	450.00	53.53	3.27	3.398	0.00755	CUMPLE
	2	450.00	50.15	2.84	4.716	0.01048	CUMPLE
	1	450.00	45.45	2.47	4.862	0.01080	CUMPLE
	PB	-	40.60	2.14	40.65	-	-

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "Y".

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x		D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$	
Sismo en Y	4	450.00	0.91	61.44	2.152	0.00478	CUMPLE
	3	450.00	0.77	59.28	3.656	0.00812	CUMPLE
	2	450.00	0.70	55.63	5.234	0.01163	CUMPLE
	1	450.00	0.62	50.40	5.446	0.01210	CUMPLE
	PB	-	0.51	44.95	44.95	-	-

Edificio 3

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "X".

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x		D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$	
Sismo en X	3	450.00	55.40	3.31	2.904	0.00645	CUMPLE
	2	450.00	52.51	2.87	5.297	0.01177	CUMPLE
	1	450.00	47.23	2.53	5.107	0.01135	CUMPLE
	PB	-	42.13	2.18	42.19	-	-

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "Y".

Caso de Carga	Nivel	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
			D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$		
Sismo en Y	3	450.00	6.71	59.21	3.441	0.00765	CUMPLE
	2	450.00	6.26	55.79	5.554	0.01234	CUMPLE
	1	450.00	5.44	50.30	5.463	0.01214	CUMPLE
	PB	-	4.69	44.88	45.13	-	-

Edificio 4

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "X".

Caso de Carga	Nivel	H (m)	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
				D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$		
Sismo en X	4	18.000	450.00	58.16	1.24	2.073	0.00461	CUMPLE
	3	13.500	450.00	56.08	1.15	3.808	0.00846	CUMPLE
	2	9.000	450.00	52.28	0.93	5.401	0.01200	CUMPLE
	1	4.500	450.00	46.88	0.72	4.888	0.01086	CUMPLE
	PB	0.00	-	42.00	0.54	42.00	-	-

Desplazamientos máximos por Sismo en Dirección "Y".

Caso de Carga	Nivel	H (m)	hi (cm)	Desplazamientos absolutos (cm)		Desplazamientos relativos(cm)	Distorsiones de entrepiso	
				D_x	D_y	$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2}$		
Sismo en Y	4	18.000	450.00	5.60	56.76	2.125	0.00472	CUMPLE
	3	13.500	450.00	5.32	54.65	3.518	0.00782	CUMPLE
	2	9.000	450.00	4.87	51.16	4.914	0.01092	CUMPLE
	1	4.500	450.00	4.25	46.29	4.877	0.01084	CUMPLE
	PB	0.00	-	3.69	41.44	41.60	-	-

Capítulo IV. Análisis Dinámico Historia en el Tiempo

Con la finalidad de revisar los aisladores y así garantizar el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos, se estudió la respuesta de los edificios que conforman el proyecto considerando análisis no lineales. En el presente capítulo se exponen los resultados obtenidos a partir de 12 parejas de acelerogramas para un periodo de retorno de 475 años, los cuales fueron proporcionados por una empresa especializada en mecánica de suelos y espectros de sitio.

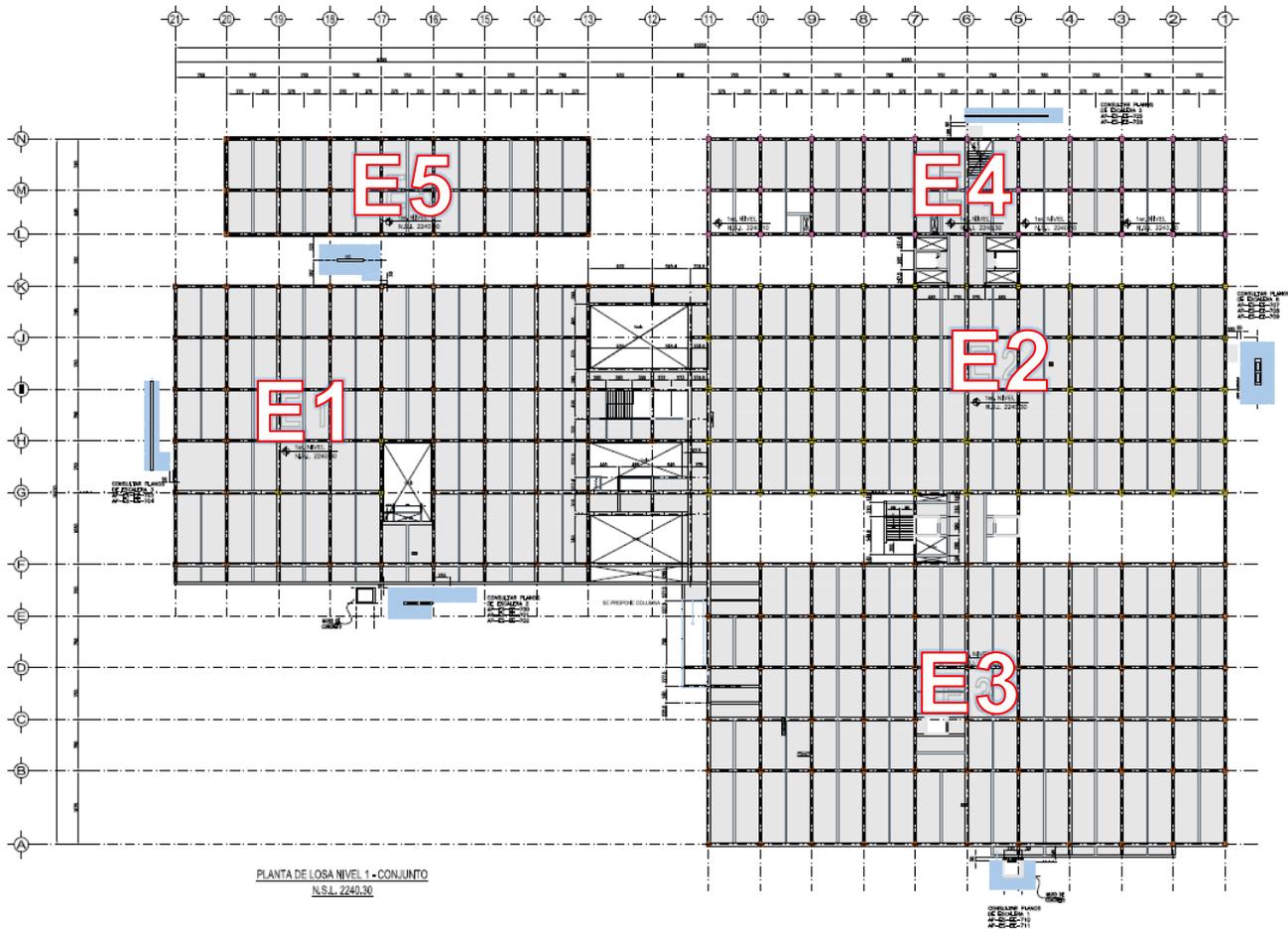


Figura 29 Arreglo edificios Hospital Tláhuac

Todos los resultados que se muestran en este capítulo se obtuvieron del análisis con 12 pares de acelerogramas para un periodo de retorno de 475 años. Estos pares se muestran en la figura 31.

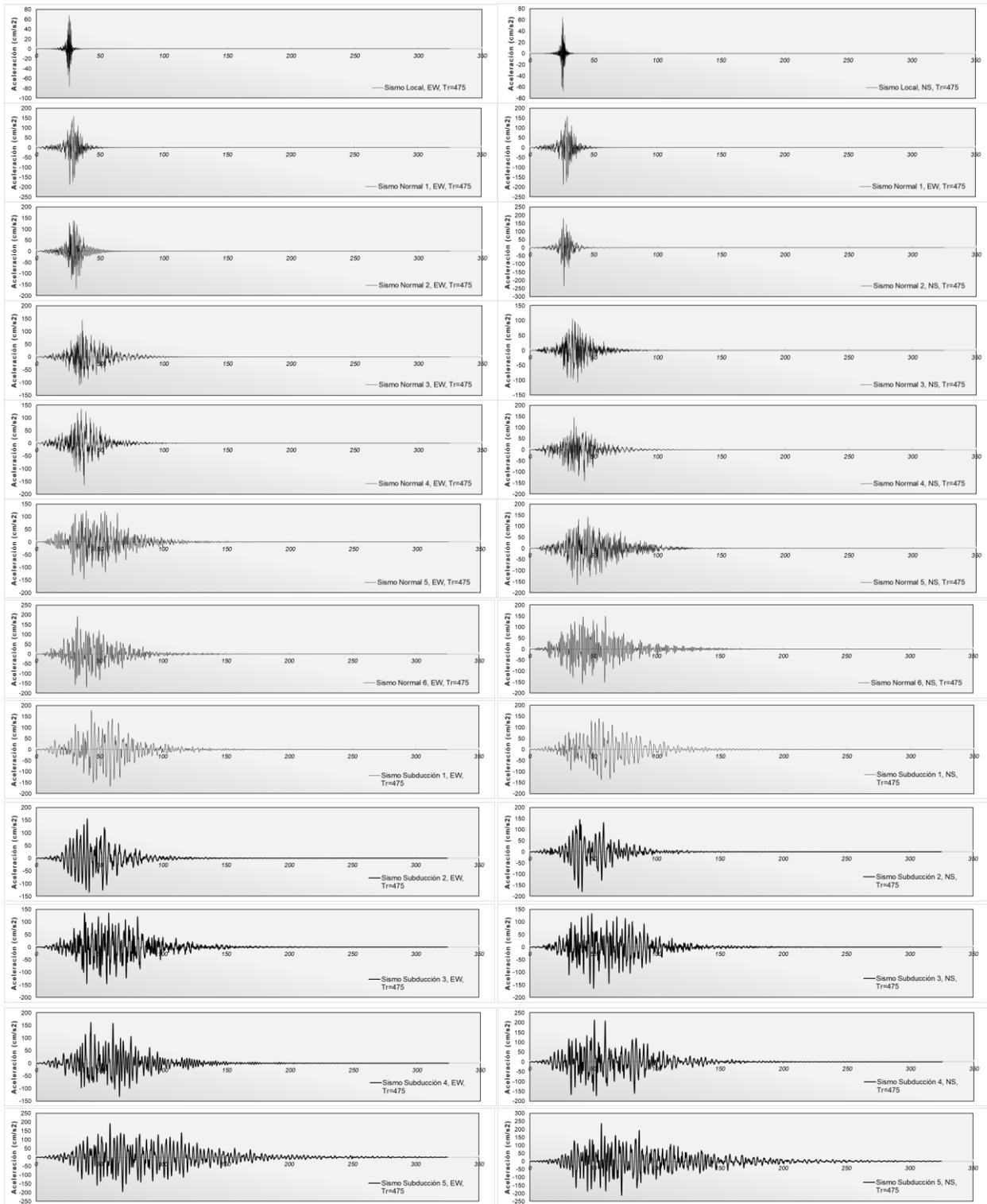


Figura 30. Parejas de Acelerogramas (Componentes NS-WS) TR=450años.

Nomenclatura de nodos por edificio

La distribución de los nodos que corresponden a cada aislador se muestra en las figuras 31 a 34, para los edificios 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

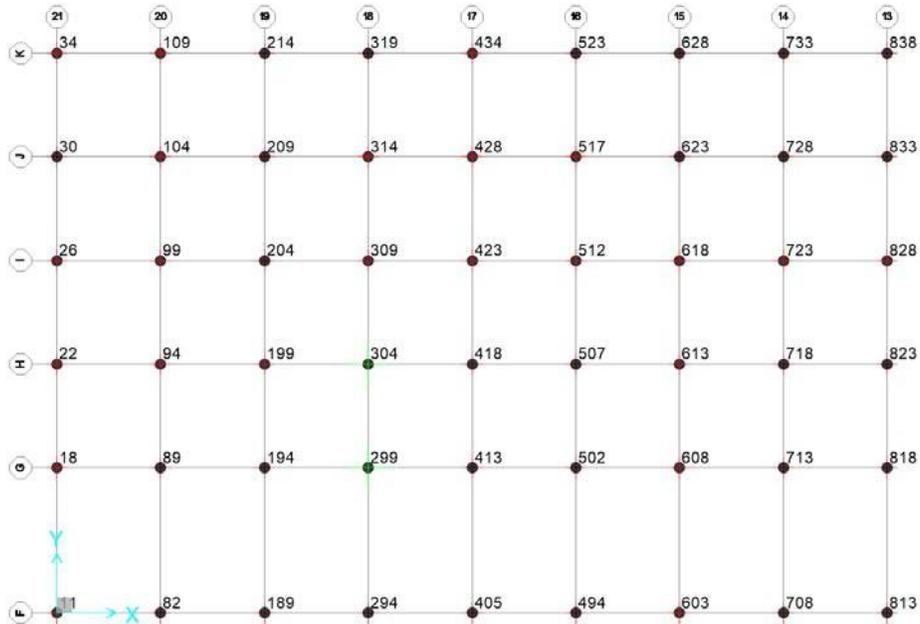


Figura 31 Nodos de los aisladores en el edificio 1.

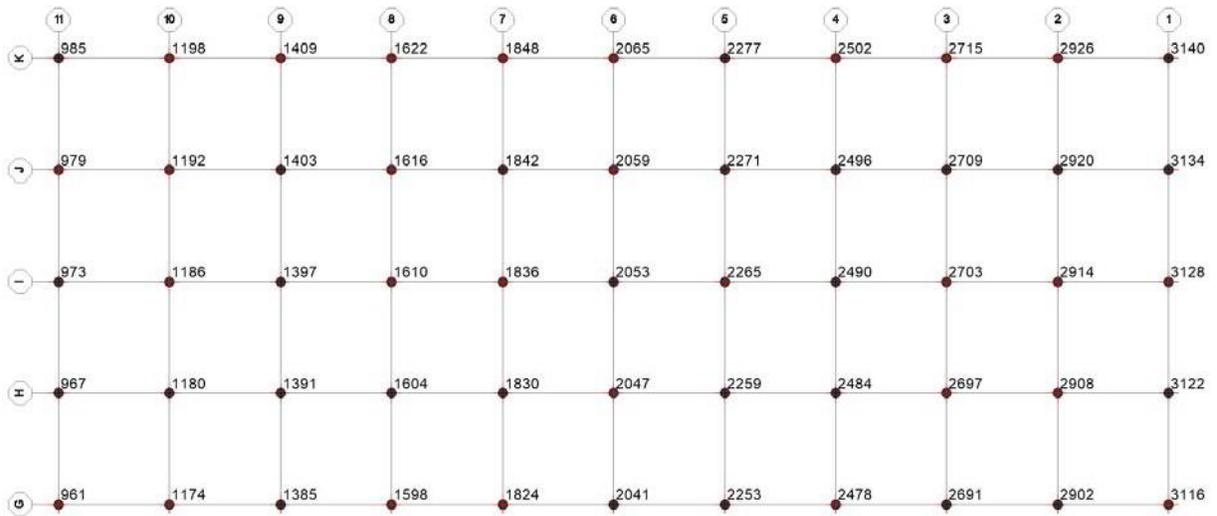


Figura 32 Nodos de los aisladores en el edificio 2.

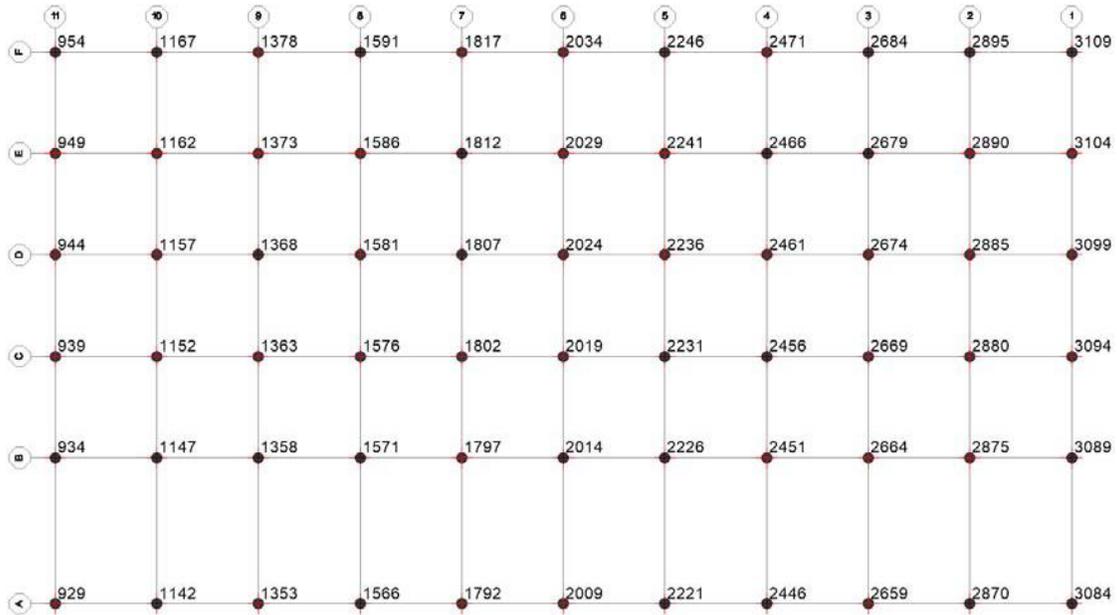


Figura 33. Nodos de los aisladores en el edificio 3

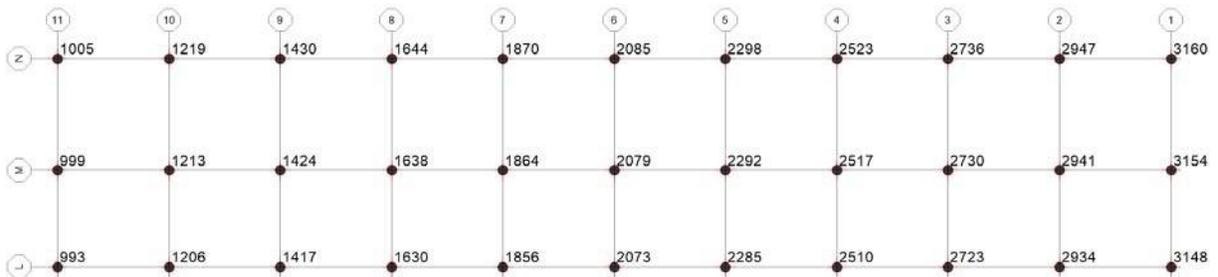


Figura 34. Nodos de los aisladores en el edificio 4

IV.1. Características de los aisladores

LASTO LBR de MAURER (5100 kN), colocado en los nodos de los edificios 1, 2, 3 y 4.

Característica	Valor	Unidades
Desplazamiento máximo	400	mm
	40	cm
Carga vertical	5100	kN
	519.88	ton _f
Tensión	-616	kN
	-62.8	ton _f
Cortante máximo	1,125.94	kN
	114.78	ton _f

IV.2. Resultados del análisis

Metodología para el análisis de cortante

En el análisis de cortante se utiliza el cortante máximo y mínimo en X y en Y, obtenidos de la envolvente para cada uno de los acelerogramas. Los nodos con el máximo cortante en cada sentido se analizan paso a paso. El cortante total para cada nodo analizado paso a paso se calcula con la ecuación IV.1.

$$V_{total} = \sqrt{V_{Xmax}^2 + V_{Ymax}^2} \quad (IV.1)$$

Carga vertical

La carga vertical se calcula sometiendo el modelo a una combinación de cargas.

Las reacciones obtenidas en la base corresponden a las máximas fuerzas actuantes (envolvente) en cada aislador. Se dividen en dos tablas, la primera para los aisladores de 5100 kN y la otra para los de 1200 kN. La combinación de carga (ecuación 2.2) utilizada es la misma en todos los casos, sólo se cambia el sismo (acelerograma).

$$Comb4_{AC\#} = CM + CV_{INST} + SISMO_{AC\#} \quad (IV.2)$$

Metodología para el análisis de desplazamientos

Los desplazamientos se calculan sometiendo el modelo únicamente a fuerzas sísmicas.

Al igual que con la metodología para determinar el cortante máximo, el objetivo de esta metodología es encontrar el acelerograma crítico para cada uno de los edificios con el fin de calcular y analizar los desplazamientos paso a paso de los nodos con ese acelerograma y así obtener un nodo crítico. También se debe ubicar el instante en que se presenta el máximo desplazamiento en el nodo crítico. Este instante es el tiempo crítico.

El acelerograma crítico se obtiene con el siguiente procedimiento:

Se obtiene la tabla de los desplazamientos máximos y mínimos (envolvente) de todos los nodos en la base del edificio para cada uno de los acelerogramas. De dicha tabla se extraen dos nodos, uno con el mayor desplazamiento en X y otro en Y:

NODO	ΔX	ΔY
Max X	Δx_{max}	Δy
Max Y	Δx	Δy_{max}

Δ_{Xmax} = desplazamiento máximo en la dirección X, para cada uno de los edificios.

Δ_Y = desplazamiento en la dirección Y, para cuando ocurre Δ_{Xmax} .

Δ_{Ymax} = desplazamiento máximo en la dirección Y, para cada uno de los edificios.

Δ_X = desplazamiento en la dirección X, para cuando ocurre Δ_{Ymax} .

Es importante mencionar que los desplazamientos Δ_X y Δ_Y para cada nodo no se presentan en el mismo instante, por lo que el desplazamiento total será un poco más grande que el real. La razón de hacer esto es por tiempo del proceso.

- I. A cada par de desplazamientos se le calcula el desplazamiento total con la ecuación IV.3.

$$\Delta_{total} = \sqrt{\Delta_X^2 + \Delta_Y^2} \quad (IV.3)$$

Se toma el mayor desplazamiento, de estos dos, como el más desfavorable para cada acelerograma, con lo que se obtienen 12 desplazamientos máximos (uno por sismo). El sismo al que le corresponde el mayor desplazamiento es el acelerograma crítico.

El nodo y tiempo crítico se obtienen a través del siguiente procedimiento:

- I. Se obtienen los desplazamientos paso a paso (en cada instante del sismo) para todos los nodos en la planta baja del edificio con el acelerograma crítico.
- II. A estos desplazamientos se les calcula el desplazamiento total con la ecuación 2.3. El nodo con el mayor desplazamiento total corresponde al nodo crítico. En el instante en que se presenta dicho desplazamiento máximo es el *tiempo crítico*.

El cálculo de las distorsiones se realiza en la columna correspondiente al *nodo crítico*, en el *tiempo crítico* utilizando el sismo más desfavorable (*acelerograma crítico*).

Distorsiones

Las distorsiones de entrepiso deben cumplir con dos requisitos establecidos en las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del Reglamento de construcciones del Distrito Federal (2017):

- a) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, la distorsión no debe exceder de los valores especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 de las NTC-Sismo 2020. Para este caso, la estructuración es de marcos de ductilidad baja, por lo tanto, la distorsión (γ_{max}) se limita a 0.015.
- b) Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes (daños a elementos no estructurales), la distorsión calculada se debe multiplicar por el factor K_s y el resultado no debe ser mayor a 0.002.

Ya que el desplazamiento para cada nodo varía en ambos sentidos para cada entrepiso, se debe calcular el desplazamiento relativo real con la ecuación IV.4.

$$\delta = \sqrt{(\Delta_{x_{i+1}} - \Delta_{x_i})^2 + (\Delta_{y_{i+1}} - \Delta_{y_i})^2} \quad (\text{IV.4})$$

Reacciones en la base (para todos los apoyos de la losa transfer)

Cortante máximo y mínimo

COMBINACIÓN	NODO	Vxmax (tonf)	NODO	Vxmin (tonf)	NODO	Vymax (tonf)	NODO	Vymin (tonf)
COMB4 AC1	2947	13.14	1219	-17.24	82	16.51	3089	-16.95
COMB4 AC2	30	49.48	109	-45.44	3084	55.91	3148	-53.86
COMB4 AC3	30	49.48	109	-45.44	3084	55.91	3148	-53.86
COMB4 AC4	109	38.95	1142	-31.72	3154	41.37	3104	-46.79
COMB4 AC5	2941	39.85	104	-47.17	2895	50.52	2934	-42.62
COMB4 AC6	2941	49.53	104	-52.37	3084	50.84	1147	-49.33
COMB4 AC7	30	55.86	1147	-55.00	3154	69.12	3148	-56.41
COMB4 AC8	934	53.20	214	-50.55	3109	67.06	3160	-54.69
COMB4 AC9	109	49.86	3154	-67.02	3154	53.97	3089	-45.14
COMB4 AC10	2947	50.08	214	-60.05	3154	61.33	3089	-60.07
COMB4 AC11	2947	76.41	3154	-68.78	1213	55.86	3089	-41.48
COMB4 AC12	818	71.94	3116	-66.42	2895	57.61	3148	-52.89
CORTANTE MÁX/MÍN	2947	76.41	3154	-68.78	3154	69.12	3089	-60.07

Los nodos para analizar son el 2947 con el acelerograma 11 y el 3154 con el acelerograma 7.

NODO	AC	t (s)	Vx (tonf)	Vy (tonf)	V _{total} (tonf)
2947	11	51.36	76.38	-12.25	77.36
3154	7	32.97	15.81	68.85	70.64

La fuerza cortante máxima que soporta el aislador es de 114.78 tonf (1,125.94 kN), por lo tanto, todos los aisladores soportan las fuerzas actuantes.

Carga vertical máxima

Aislador LASTO LBR de MAURER (5100 kN)

COMBINACIÓN	Rmax (ton _f)
COMB4 AC1	471.29
COMB4 AC2	501.86
COMB4 AC3	501.86
COMB4 AC4	485.42
COMB4 AC5	491.01
COMB4 AC6	502.47
COMB4 AC7	508.17
COMB4 AC8	496.00
COMB4 AC9	490.42
COMB4 AC10	503.04
COMB4 AC11	516.59
COMB4 AC12	496.83
CARGA MÁXIMA	516.59

La reacción más desfavorable se presenta en el nodo 194 (edificio 1), indicado en la figura 35. El aislador resiste una carga vertical máxima de 519.88 tonf (5100 kN), por lo tanto, todos los aisladores soportan las fuerzas actuantes.

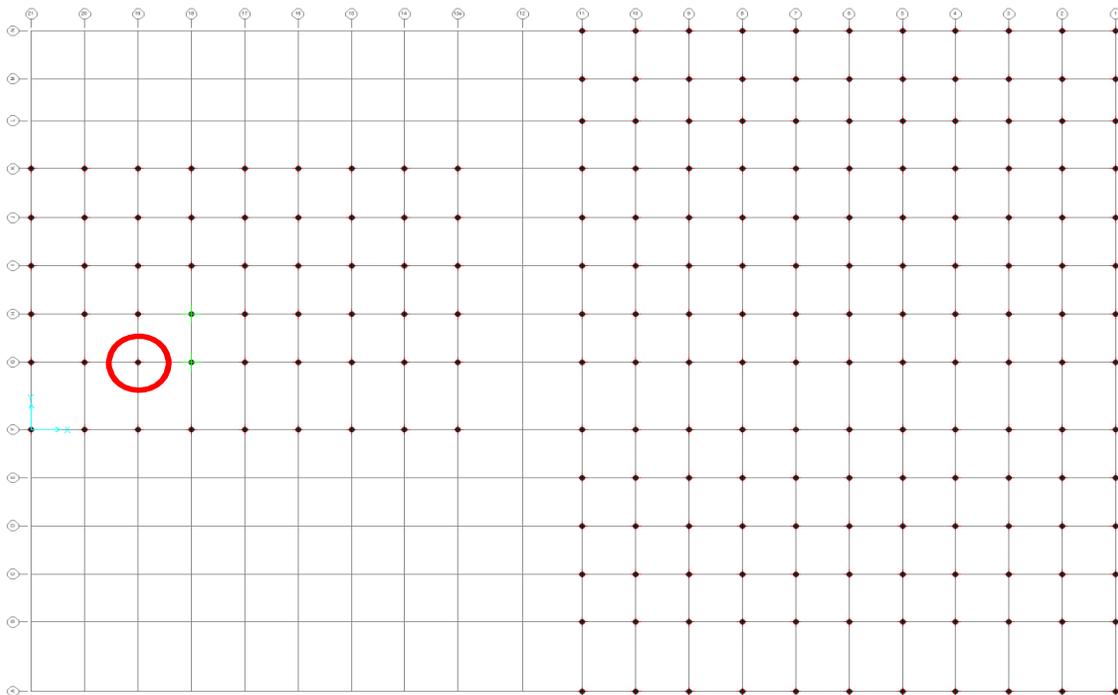


Figura 35. Ubicación del aislador (5100 kN) con la carga vertical más desfavorable.

Tensiones para cada acelerograma

COMBINACIÓN	NODO	R _{min} (tonf)
COMB4 AC1	SIN TENSIONES	
COMB4 AC2	3	-15.98
COMB4 AC3	3	-15.98
COMB4 AC4	SIN TENSIONES	
COMB4 AC5	SIN TENSIONES	
COMB4 AC6	3	-10.04
COMB4 AC7	34	-28.81
	3160	-10.41
	1005	-2.99
COMB4 AC8	3	-2.17
COMB4 AC9	SIN TENSIONES	
COMB4 AC10	3	-14.27
COMB4 AC11	3	-45.14
	1005	-23.74
COMB4 AC12	3	-5.07

Los aisladores sujetos a estas tensiones se localizan en la figura 36. Aunque el aislador soporta una tensión de **-62.8 tonf (-616 kN)**, y las fuerzas del análisis no rebasan la fuerza permisible, es conveniente colocar un lastre para contrarrestar la tensión existente.

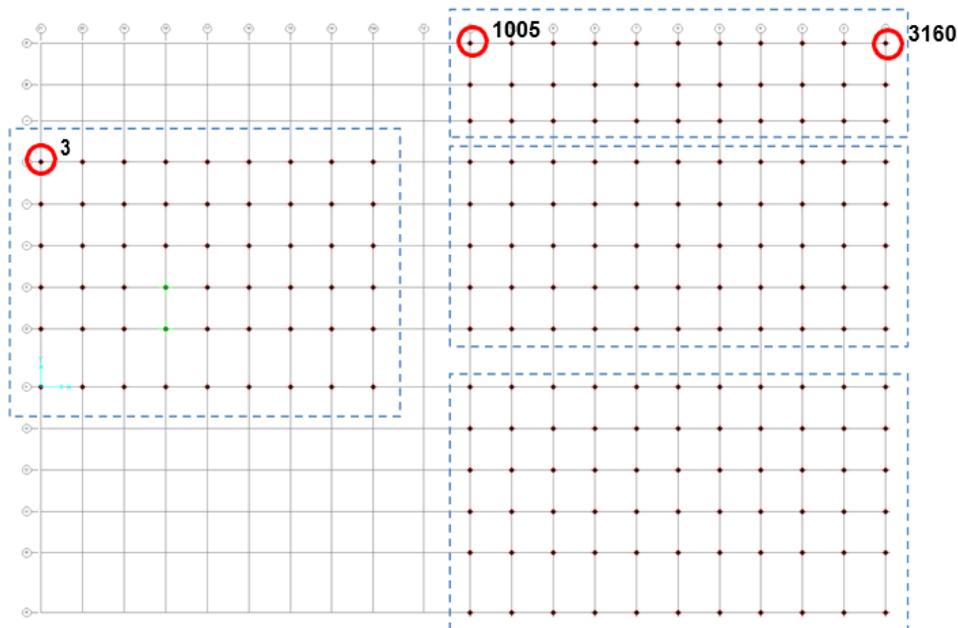


Figura 36. Ubicación de aisladores con fuerza de tensión

Desplazamientos en la base

Utilizando el procedimiento presentado en el capítulo IV.2, se obtuvieron las siguientes tablas de los nodos con mayor desplazamiento en la base de cada edificio para cada acelerograma. Con esto se determinó el acelerograma crítico.

Edificio 1

ACELEROGRAMA	NODO	Δx (cm)	Δy (cm)	Δ_{total} (cm)
SISMO AC1	733	0.87	0.78	1.17
SISMO AC2	823	-5.53	-7.80	9.56
SISMO AC3	818	-11.87	-7.35	13.96
SISMO AC4	818	1.67	4.82	5.10
SISMO AC5	823	-2.50	-5.46	6.00
SISMO AC6	733	7.28	7.40	10.38
SISMO AC7	823	-8.74	-15.13	17.47
SISMO AC8	823	-7.31	-13.30	15.17
SISMO AC9	214	14.27	5.91	15.44
SISMO AC10	214	11.03	9.40	14.49
SISMO AC11	823	-19.07	-13.36	23.29
SISMO AC12	818	-17.06	-9.25	19.40

El acelerograma crítico para el edificio 1 es el SISMO AC11. Analizando todos los nodos de la planta baja del edificio con dicho sismo, se obtiene que el desplazamiento más desfavorable se presenta en el nodo 838 (figura 37) con un valor de 19.79 cm y a los 51.38 s. Las distorsiones se deben revisar para la columna K-13 correspondiente a la de este nodo bajo dichas condiciones.



Figura 37 Ubicación del nodo 838 con el mayor desplazamiento

Edificio 2

ACELEROGRAMA	NODO	Δx (cm)	Δy (cm)	Δ_{total} (cm)
SISMO AC1	3122	0.78	0.92	1.21
SISMO AC2	3122	-5.50	-8.62	10.22
SISMO AC3	2926	-11.84	-7.46	13.99
SISMO AC4	3122	1.63	5.37	5.61
SISMO AC5	3122	-2.48	-5.77	6.28
SISMO AC6	3122	7.17	8.23	10.91
SISMO AC7	3122	-8.71	-15.54	17.81
SISMO AC8	3122	-7.27	-14.23	15.98
SISMO AC9	2926	14.27	6.12	15.53
SISMO AC10	2926	11.03	11.20	15.71
SISMO AC11	2926	-19.28	-13.97	23.81
SISMO AC12	961	-17.06	-9.33	19.45

El acelerograma crítico para el edificio 2 es el SISMO AC11. Analizando todos los nodos de la planta baja del edificio con dicho sismo, se obtiene que el desplazamiento más desfavorable se presenta en el nodo 2926 (figura 38) con un valor de 19.99 cm y a los 51.37 s. Las distorsiones se deben revisar para la columna K-2 correspondiente a la de este nodo bajo dichas condiciones.

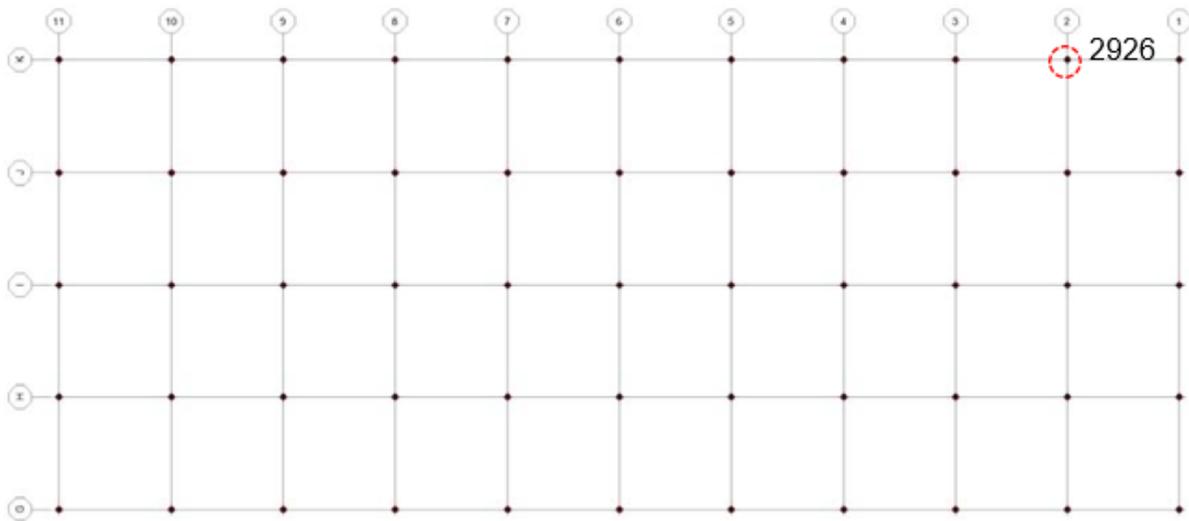


Figura 38. Ubicación del nodo 2926 con el mayor desplazamiento

Edificio 3

ACELEROGRAMA	NODO	Δx (cm)	Δy (cm)	Δ_{total} (cm)
SISMO AC1	3104	0.82	0.92	1.23
SISMO AC2	2870	6.74	8.38	10.75
SISMO AC3	2880	-11.86	-7.45	14.00
SISMO AC4	2674	1.74	5.29	5.57
SISMO AC5	3104	-2.41	-5.77	6.25
SISMO AC6	3104	7.07	8.23	10.85
SISMO AC7	2895	-8.63	-15.52	17.76
SISMO AC8	3104	-7.31	-14.23	16.00
SISMO AC9	2895	14.17	6.12	15.43
SISMO AC10	1167	10.63	10.34	14.83
SISMO AC11	2895	-18.95	-13.96	23.53
SISMO AC12	2895	-17.04	-9.70	19.61

El acelerograma crítico para el edificio 3 es el SISMO AC11. Analizando todos los nodos de la planta baja del edificio con dicho sismo, se obtiene que el desplazamiento más desfavorable se presenta en el nodo 2895 (figura 39) con un valor de 19.66 cm y a los 51.38 s. Las distorsiones se deben revisar para la columna F-2 correspondiente a la de este nodo bajo dichas condiciones

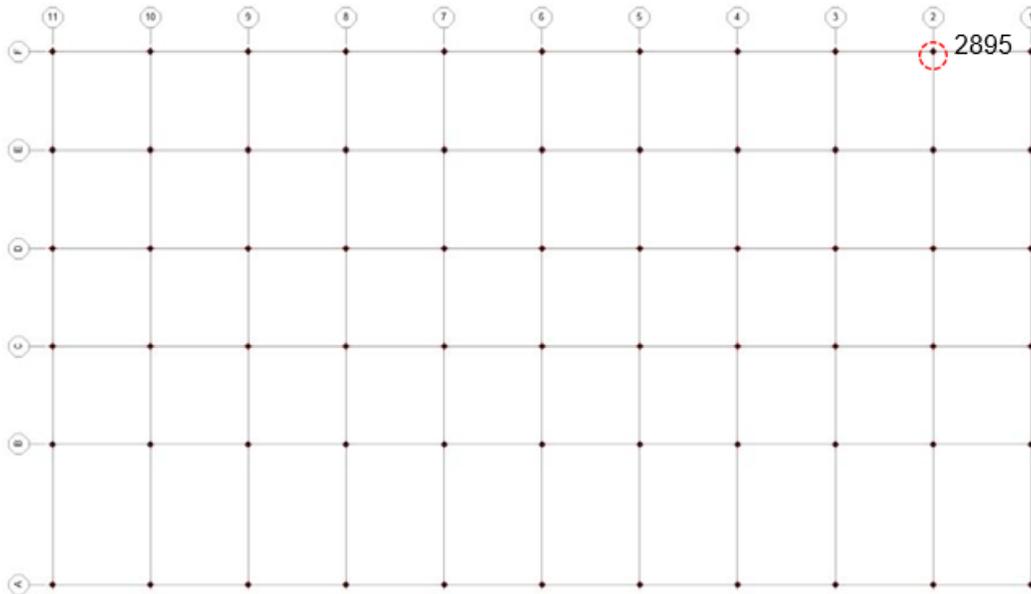


Figura 39. Ubicación del nodo 2895 con el mayor desplazamiento

Edificio 4

ACELEROGRAMA	NODO	Δx (cm)	Δy (cm)	Δ_{total} (cm)
SISMO AC1	2947	0.95	0.91	1.32
SISMO AC2	3154	-5.56	-8.62	10.26
SISMO AC3	2934	-11.84	-7.46	13.99
SISMO AC4	3154	1.69	5.37	5.63
SISMO AC5	3154	-2.57	-5.77	6.32
SISMO AC6	3154	7.30	8.23	11.00
SISMO AC7	3154	-8.92	-15.54	17.92
SISMO AC8	3154	-7.22	-14.24	15.97
SISMO AC9	2941	14.30	6.12	15.56
SISMO AC10	2947	11.22	11.15	15.82
SISMO AC11	2947	-19.41	-13.91	23.88
SISMO AC12	2934	-17.07	-9.72	19.64

El acelerograma crítico para el edificio 4 es el SISMO AC11. Analizando todos los nodos de la planta baja del edificio con dicho sismo, se obtiene que el desplazamiento más desfavorable se presenta en el nodo 2947 (figura 40) con un valor de 20.10 cm y a los 51.37 s. Las distorsiones se deben revisar para la columna N-2 correspondiente a la de este nodo bajo dichas condiciones.

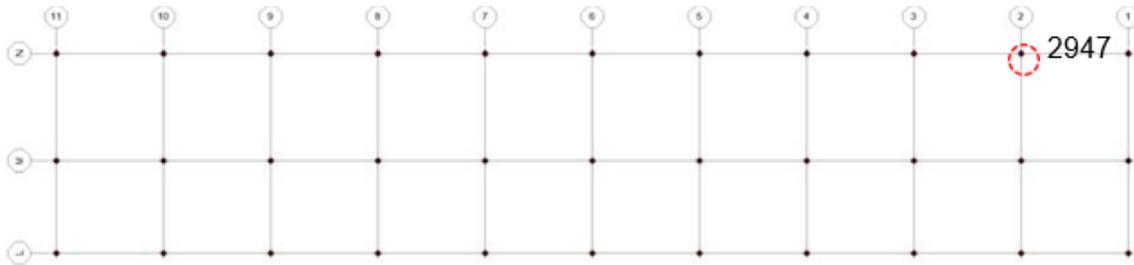


Figura 40. Ubicación del nodo 2947 con el mayor desplazamiento

Distorsiones

Una vez identificado el acelerograma crítico, el tiempo donde se presenta el desplazamiento máximo en el aislador, procedemos a verificar las distorsiones de entrepiso para cada edificio con la ecuación IV.4.

Edificio 1

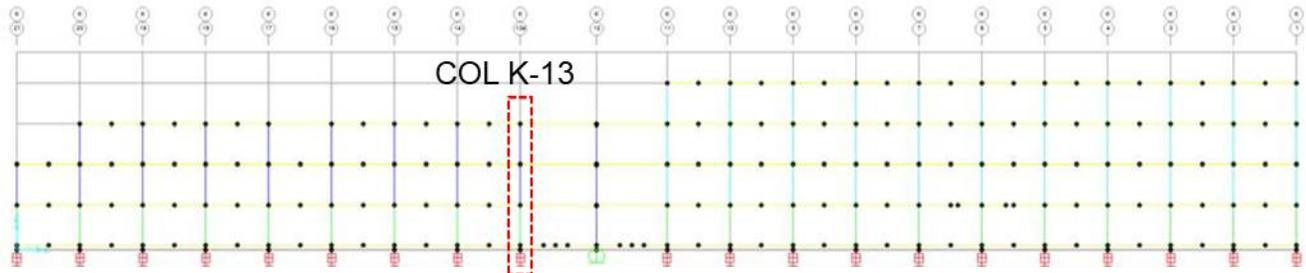


Figura 41. Marco K. Columna K-13

En las figuras 42a y 42b se muestra la gráfica de desplazamientos contra tiempo del nodo en la base de la columna K-13 con el acelerograma 11.

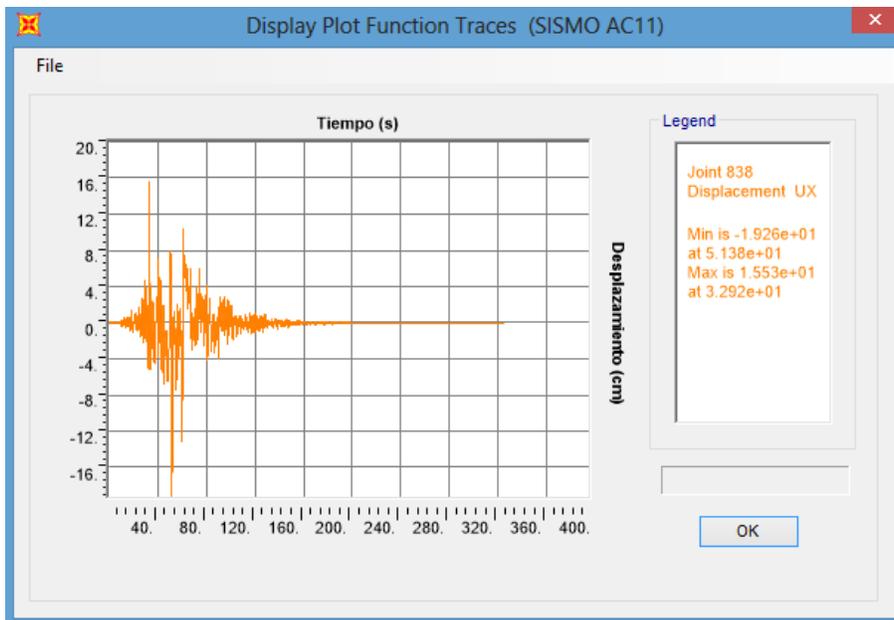


Figura 42a. Desplazamientos en dirección X contra tiempo nodo 838. Columna K-13.

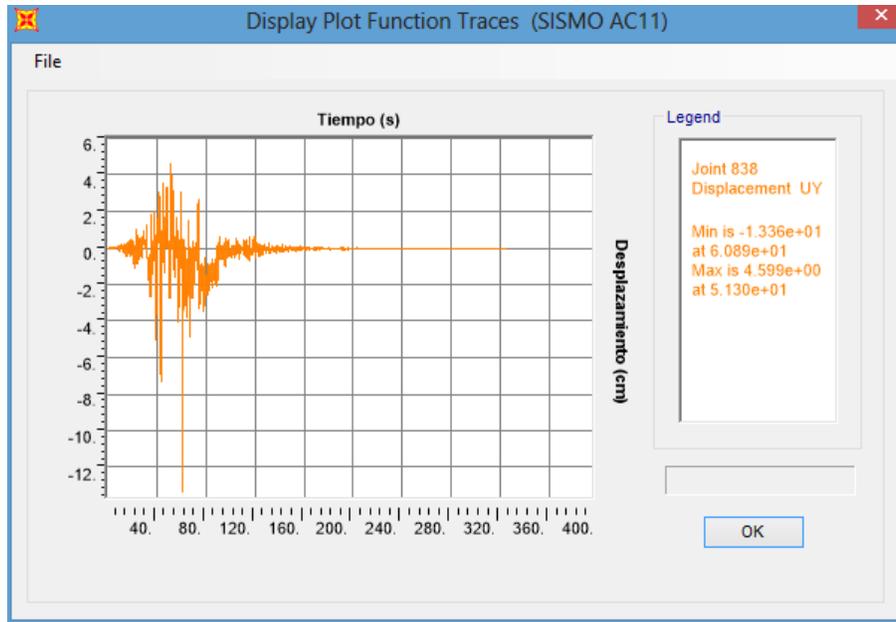


Figura 42b. Desplazamientos en dirección Y contra tiempo nodo 838. Columna K-13.

A los 51.38 segundos, se tiene los siguientes desplazamientos y distorsiones:

NIVEL	Δx (cm)	Δy (cm)	δ (cm)	h (cm)	γ	0.015	$\gamma \cdot K_s$	0.002
AZOTEA	-27.06	5.99	1.91	450	0.0043	CUMPLE	0.0011	CUMPLE
2	-25.17	5.69	3.04	450	0.0068	CUMPLE	0.0017	CUMPLE
1	-22.2	5.05	2.85	450	0.0063	CUMPLE	0.0016	CUMPLE
PB	-19.39	4.57	-	-	-	-	-	-
AISLADOR	-19.26	4.55	-	-	-	-	-	-

Edificio 2

La columna por analizar se indica en la figura 38.

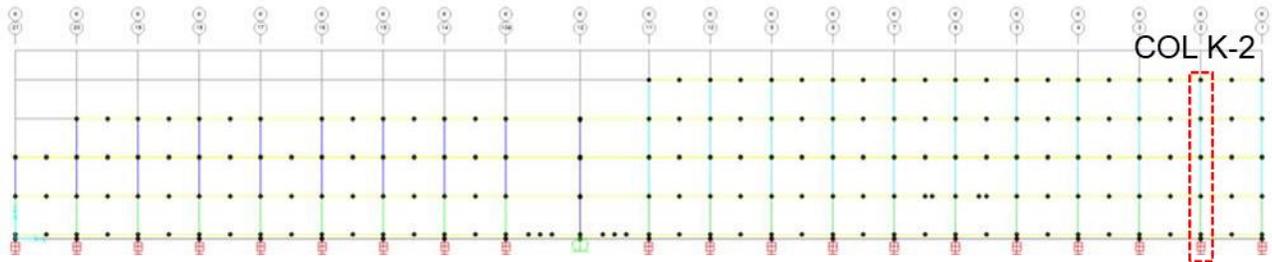


Figura 43. Marco K. Columna K-2.

En las figuras 44a y 44b muestra la gráfica de desplazamientos contra tiempo del nodo en la base de la columna K-2 con el acelerograma 11.

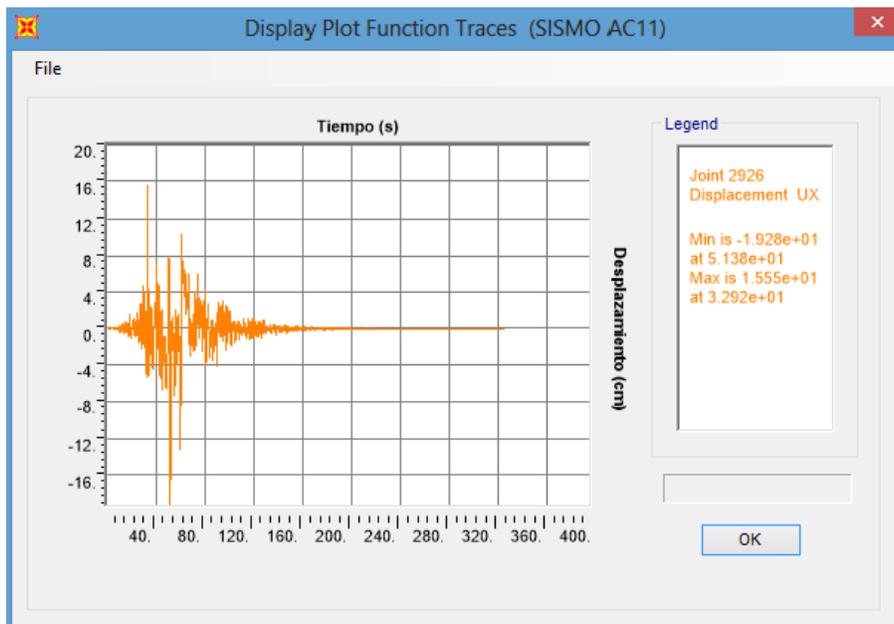


Figura 44a. Desplazamientos en dirección X contra tiempo nodo 2926. Columna K-2.

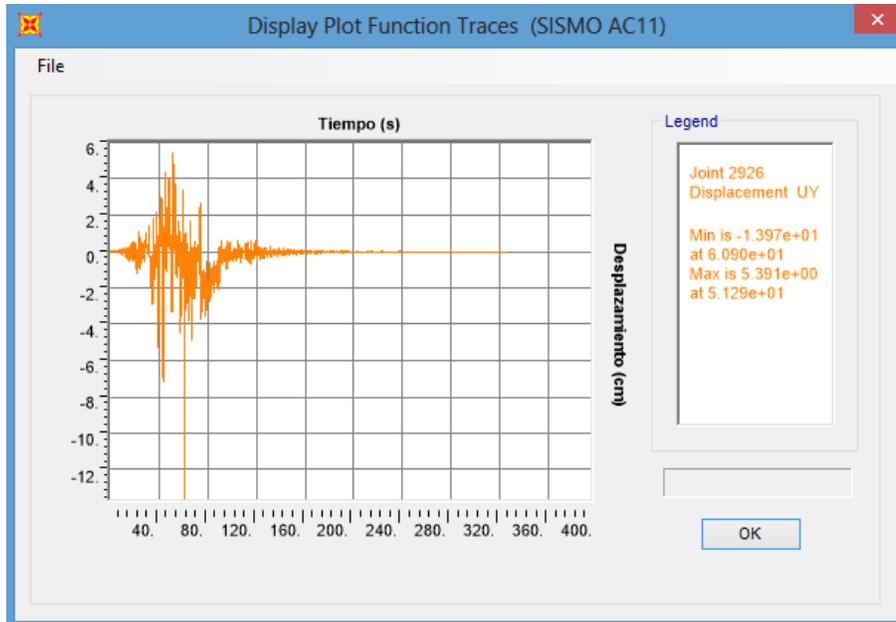


Figura 44b.Desplazamientos en dirección Y contra tiempo nodo 2926. Columna K-2.

A los 51.37 segundos, se tiene los siguientes desplazamientos y distorsiones:

NIVEL	Δx (cm)	Δy (cm)	δ (cm)	h (cm)	γ	0.015	$\gamma \cdot K_s$	0.002
AZOTEA	-28.13	7.26	1.21	450	0.0027	CUMPLE	0.0007	CUMPLE
3	-26.94	7.06	2.04	450	0.0045	CUMPLE	0.0011	CUMPLE
2	-24.96	6.55	2.87	450	0.0064	CUMPLE	0.0016	CUMPLE
1	-22.17	5.89	2.84	450	0.0063	CUMPLE	0.0016	CUMPLE
PB	-19.39	5.29	-	-	-	-	-	-
AISLADOR	-19.28	5.27	-	-	-	-	-	-

Edificio 3

La columna por analizar se indica en la figura 40.

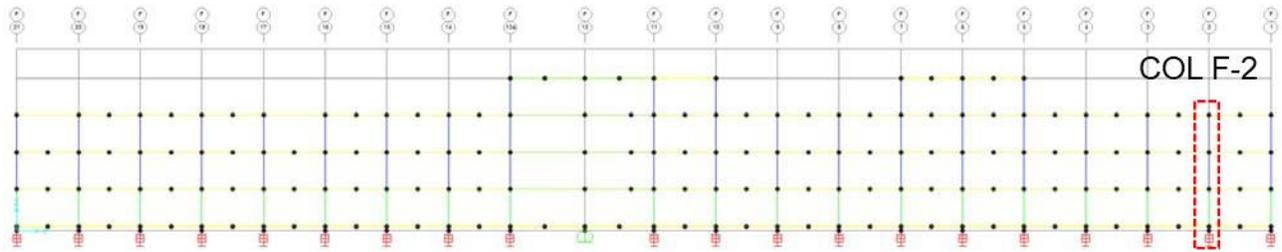


Figura 45. Marco F. Columna F-2.

Las figuras 46a y 46b, se muestra la gráfica de desplazamientos contra tiempo del nodo en la base de la columna F-2 con el acelerograma 11.

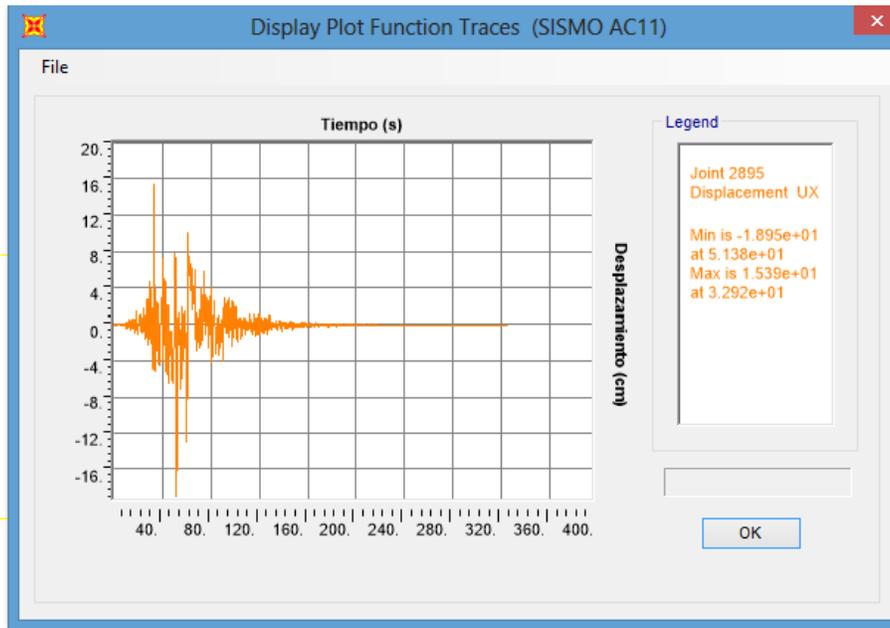


Figura 46a. Desplazamientos en dirección X contra tiempo nodo 2895. Columna F-2.

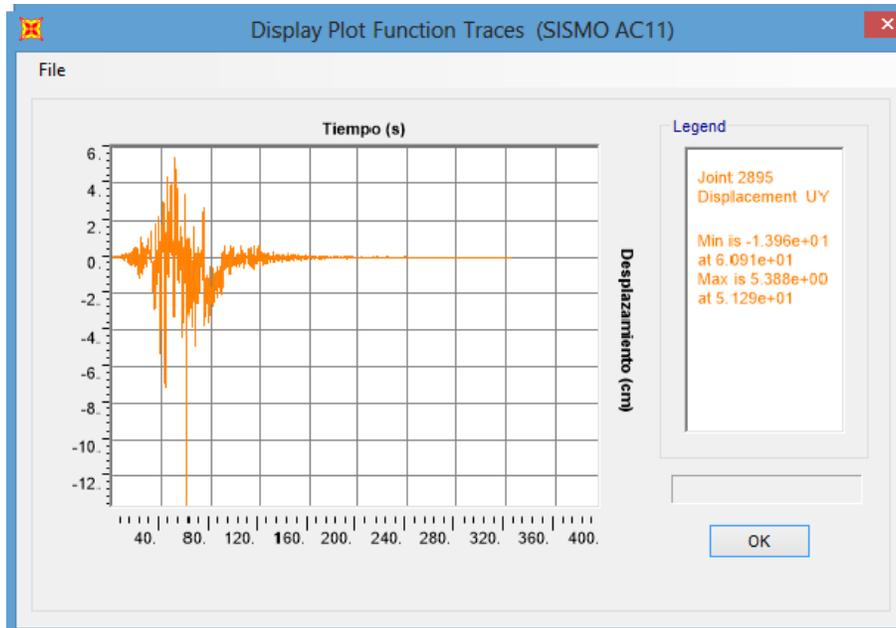


Figura 46b. Desplazamientos en dirección Y contra tiempo nodo 2895. Columna F-2.

A los 51.38 segundos se tiene los siguientes desplazamientos y distorsiones en el eje:

NIVEL	Δx (cm)	Δy (cm)	δ (cm)	h (cm)	γ	0.015	$\gamma \cdot K_s$	0.002
AZOTEA	-26.47	7.1	1.79	450	0.0040	CUMPLE	0.0010	CUMPLE
2	-24.76	6.56	2.96	450	0.0066	CUMPLE	0.0016	CUMPLE
1	-21.87	5.91	2.84	450	0.0063	CUMPLE	0.0016	CUMPLE
PB	-19.1	5.28	-	-	-	-	-	-
AISLADOR	-18.95	5.25	-	-	-	-	-	-

Edificio 4

La columna por analizar se indica en la figura 42

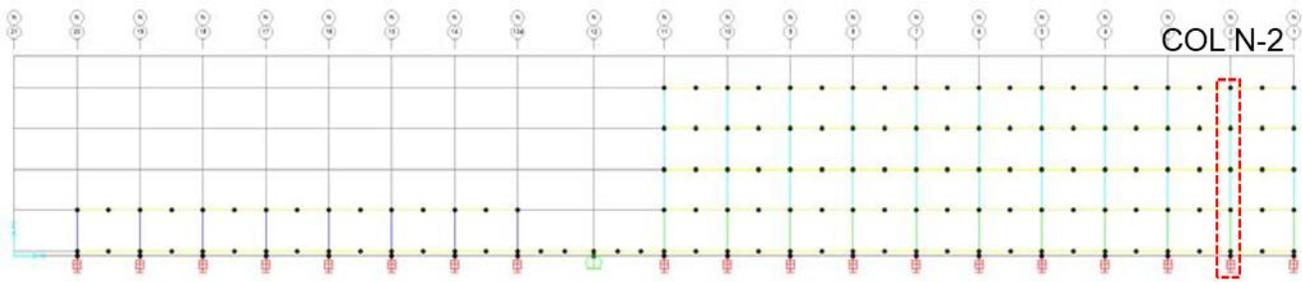


Figura 47. Marco N. Columna N-2.

En las figuras 48a y 48b, se muestra la gráfica de desplazamientos contra tiempo del nodo en la base de la columna N-2 con el acelerograma 11.

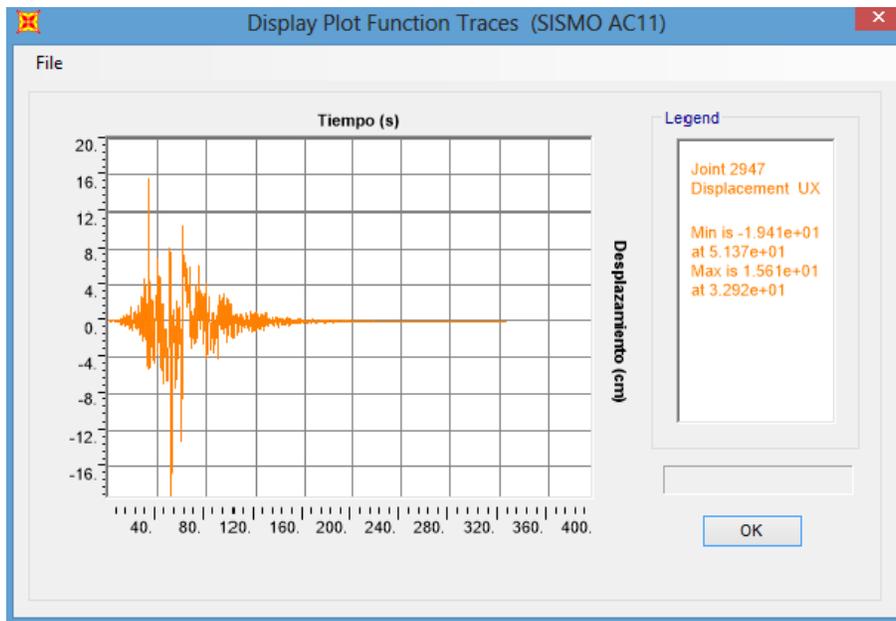


Figura 48a. Desplazamientos en dirección X contra tiempo nodo 2947. Columna N-2.

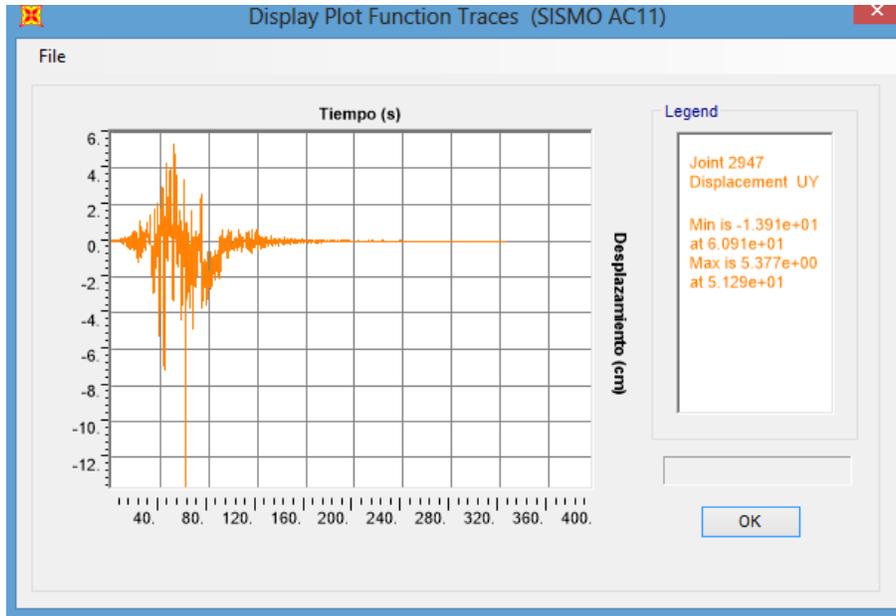
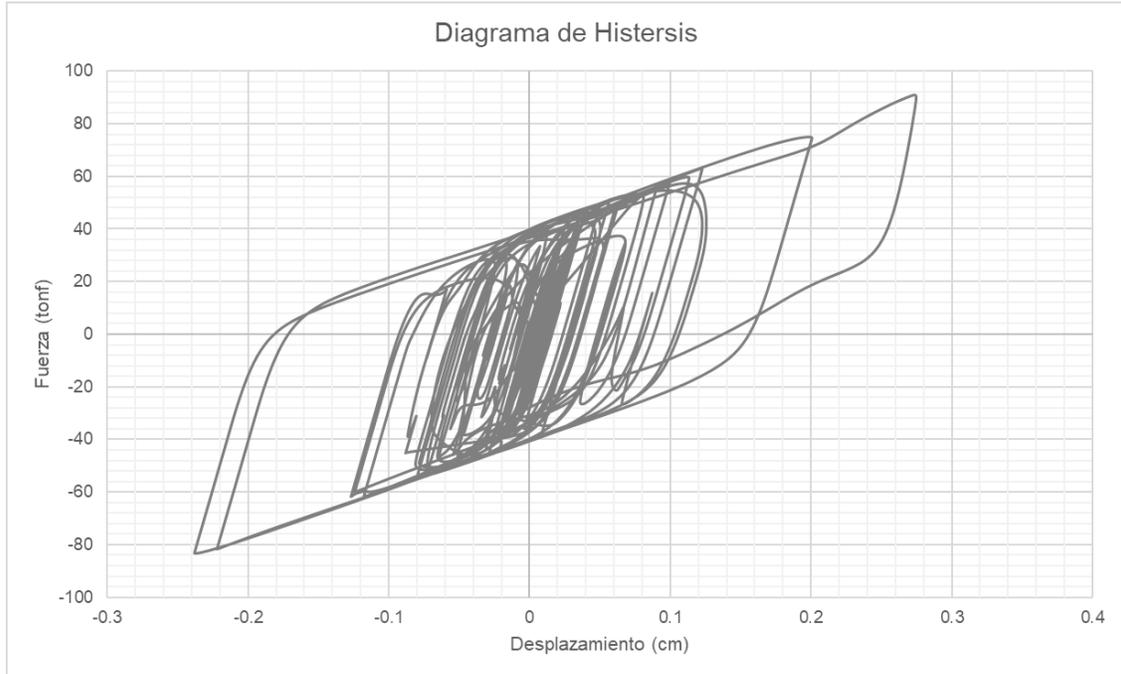


Figura 48b. Desplazamientos en dirección Y contra tiempo nodo 2947. Columna N-2.

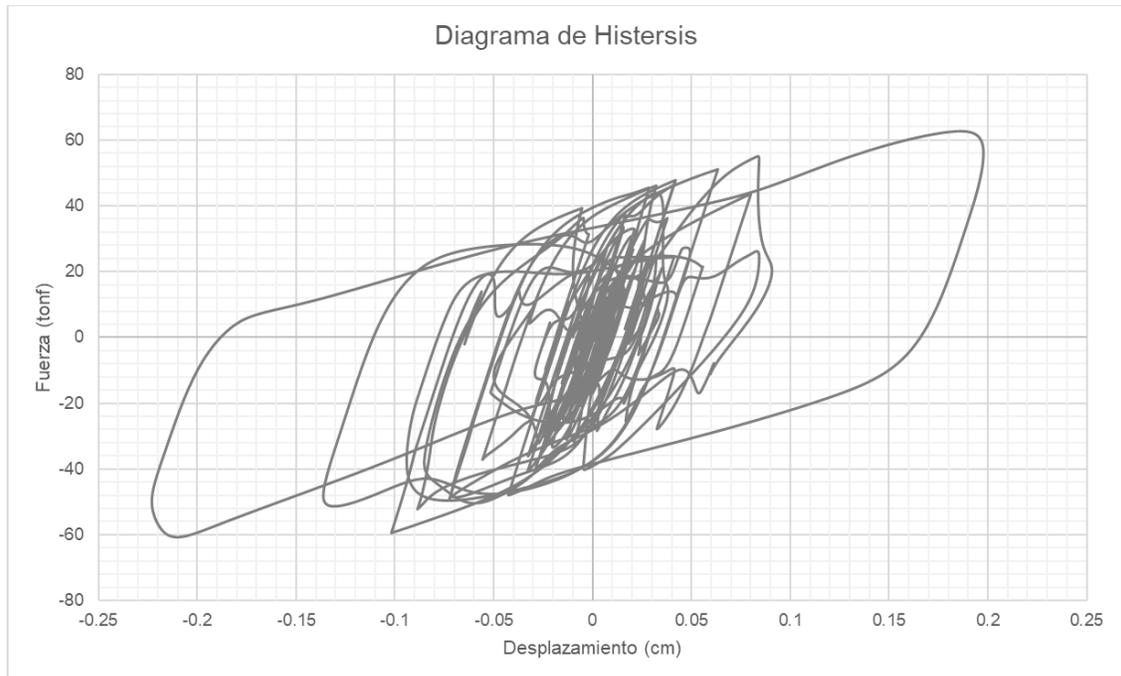
A los 51.37 segundos, se tiene los siguientes desplazamientos y distorsiones

NIVEL	Δx (cm)	Δy (cm)	δ (cm)	h (cm)	γ	0.015	$\gamma \cdot K_s$	0.002
AZOTEA	-28.45	7.26	1.16	450	0.0026	CUMPLE	0.0006	CUMPLE
3	-27.31	7.06	2.12	450	0.0047	CUMPLE	0.0012	CUMPLE
2	-25.25	6.56	3.01	450	0.0067	CUMPLE	0.0017	CUMPLE
1	-22.32	5.89	2.81	450	0.0063	CUMPLE	0.0016	CUMPLE
PB	-19.57	5.29	-	-	-	-	-	-
AISSLADOR	-19.41	5.25	-	-	-	-	-	-

Diagramas de Histéresis

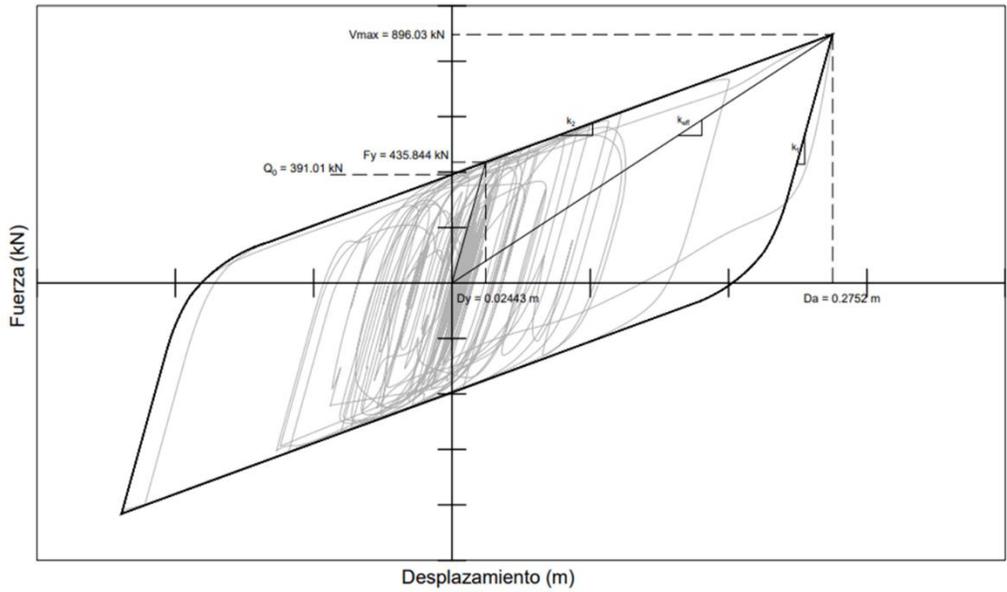


a) Aislador 277. Nodo 2926. Desplazamiento en U_x y Constante V_x



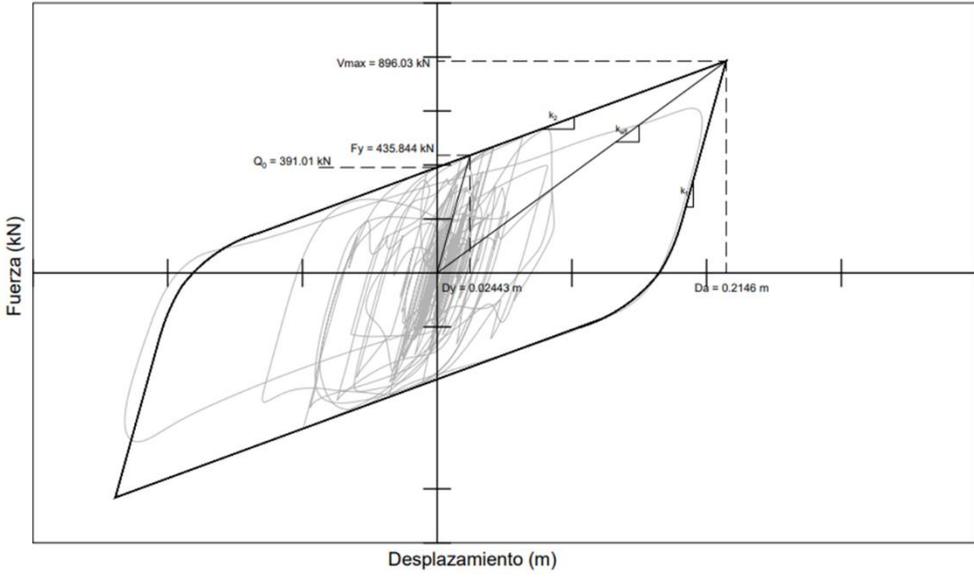
b) Desplazamiento en U_y y Constante V_y

Figura 49. Aislador 277, nodo 2927.



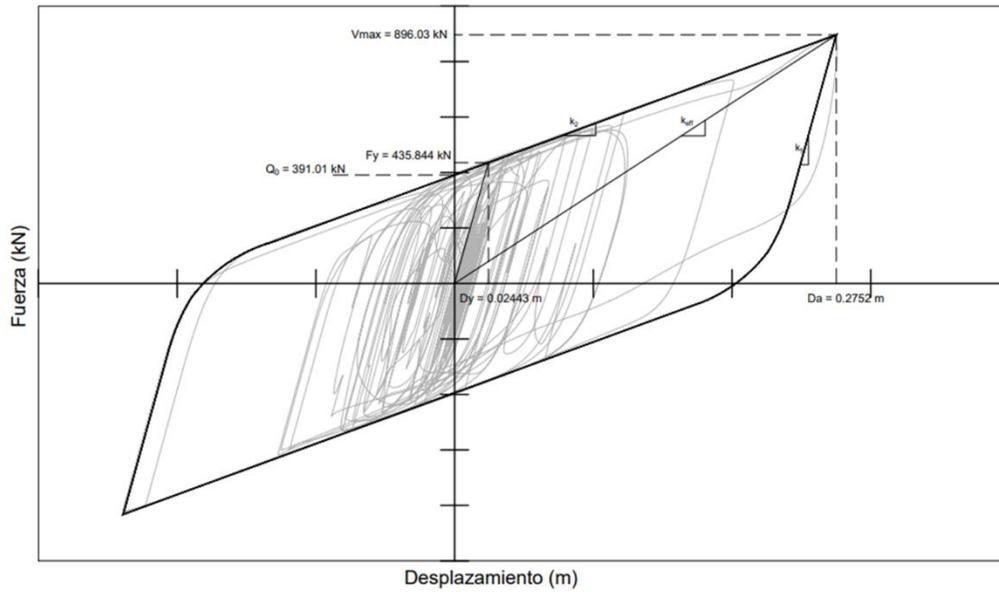
$k_{eff} = 3,255.92 \text{ kN/m}$
 $k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$
 $k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$
 $F_y = 435.84 \text{ kN}$
 $Q_0 = 391.01 \text{ kN}$

Figura 50. Ciclo de histéresis del aislador 277 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para Ux y Vx.



$k_{eff} = 3,656.92 \text{ kN/m}$
 $k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$
 $k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$
 $F_y = 435.84 \text{ kN}$
 $Q_0 = 391.01 \text{ kN}$

Figura 51. Ciclo de histéresis del aislador 277 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para Uy y Vy.



$$k_{eff} = 3,255.92 \text{ kN/m}$$

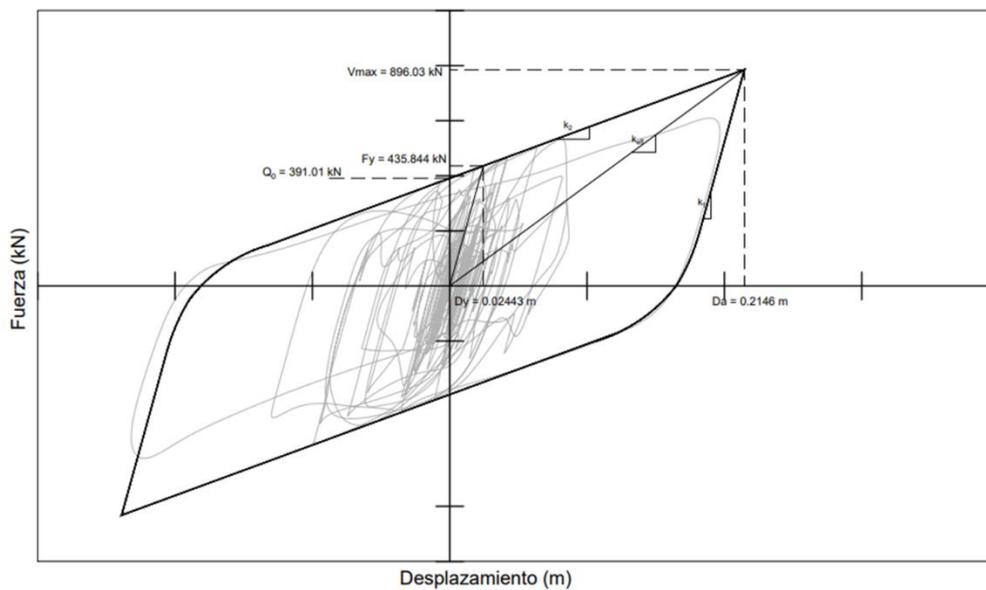
$$k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 435.84 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 391.01 \text{ kN}$$

Figura 52. Ciclo de histéresis del aislador 123 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para U_x y V_x .



$$k_{eff} = 3,656.92 \text{ kN/m}$$

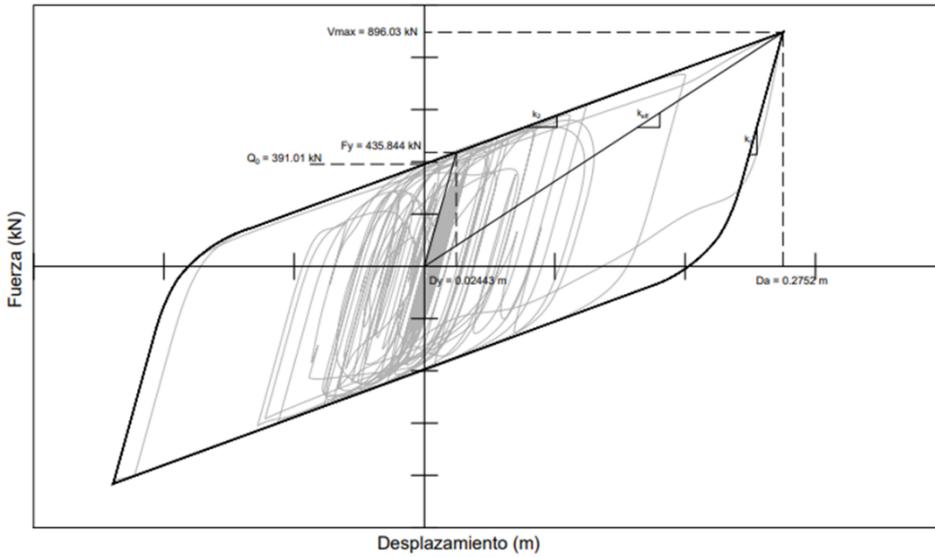
$$k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 435.84 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 391.01 \text{ kN}$$

Figura 53. Ciclo de histéresis del aislador 123 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para U_y y V_y .



$$k_{eff} = 3,255.92 \text{ kN/m}$$

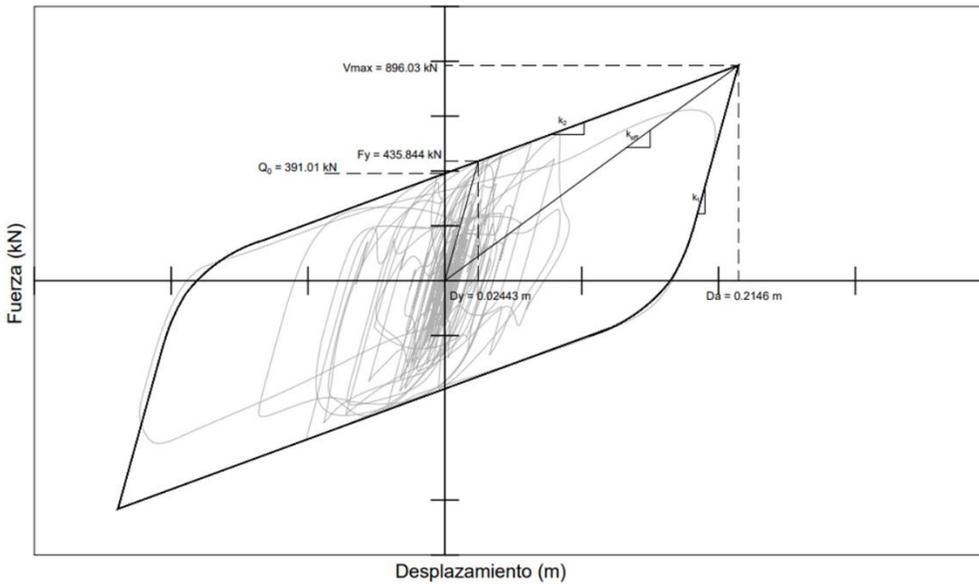
$$k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 435.84 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 391.01 \text{ kN}$$

Figura 54. Ciclo de histéresis del aislador 272 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para U_x y V_x .



$$k_{eff} = 3,656.92 \text{ kN/m}$$

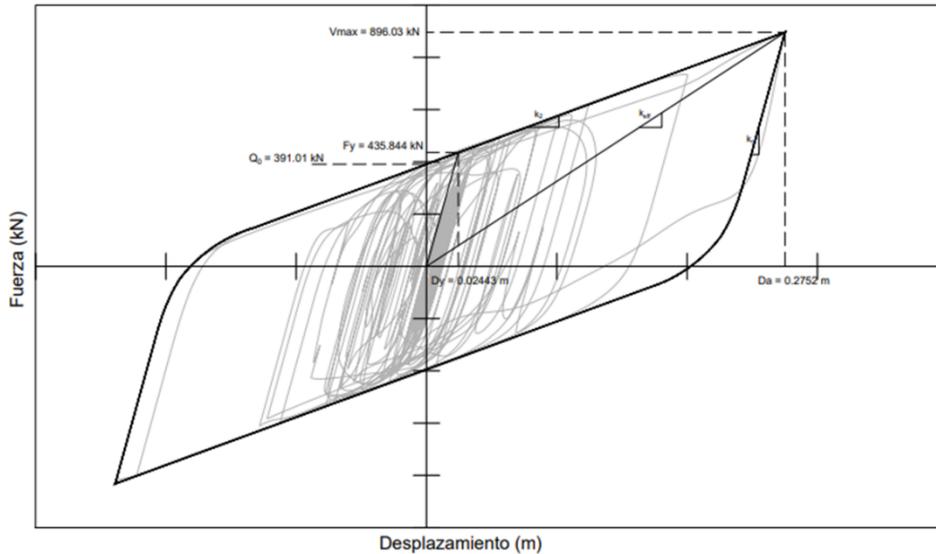
$$k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 435.84 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 391.01 \text{ kN}$$

Figura 55. Ciclo de histéresis del aislador 272 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para U_y y V_y .



$$k_{eff} = 3,255.92 \text{ kN/m}$$

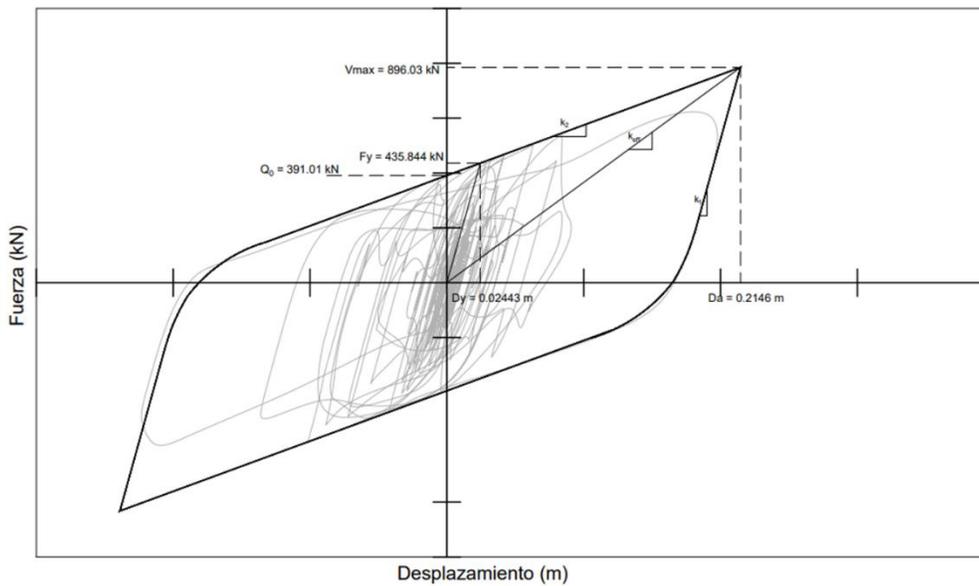
$$k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 435.84 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 391.01 \text{ kN}$$

Figura 56. Ciclo de histéresis del aislador 280 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para Ux y Vx.



$$k_{eff} = 3,656.92 \text{ kN/m}$$

$$k_1 = 17,840.52 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = 1,835.20 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 435.84 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 391.01 \text{ kN}$$

Figura 57. Ciclo de histéresis del aislador 280 y sus propiedades extraídas de los resultados de SAP2000 para Uy y Vy.

En las figuras anteriores, se muestran los ciclos de histéresis de un aislador en cada edificio y se calculan las propiedades k_1 y k_2 del aislador. Se observa que son parecidas a las calculadas y a las proporcionadas por el proveedor de los dispositivos.

Espectros de respuesta

Conforme a lo indicado en las NTC-Sismo 2020, las parejas de acelerogramas reales como las simuladas, se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas promedio de los espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos naturales comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar de la estructura

Este apartado describe como se obtienen los espectros de respuesta para cada una de las parejas de acelerogramas, para los periodos de retorno 250 años. Y se compara con el espectro de diseño empleado.

La metodología empleada consistió en, obtener el espectro de respuesta de cada componente de un acelerograma (N-S y E-W) y calcular su espectro resultante mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada aceleración.

Se obtuvo el espectro de respuesta a partir del acelerograma.

A continuación, se indica el procedimiento para el Acelerograma 11 con un periodo de retorno 475 años.

- Se capturan los datos del acelerograma componente E-W

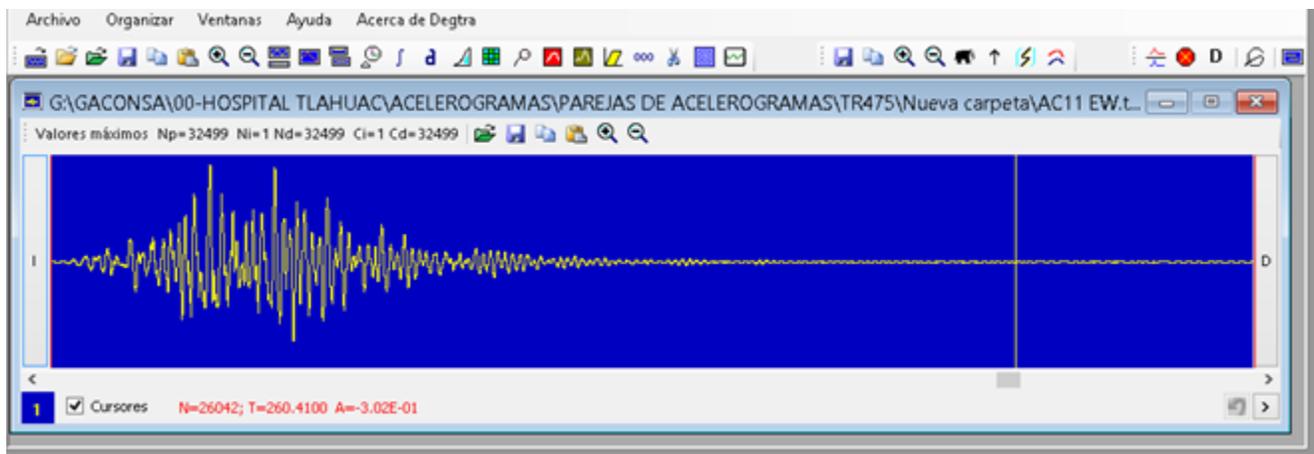


Figura 58. Acelerograma 11 EW en Degtra

- El programa calcula el espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (cm^2/s).

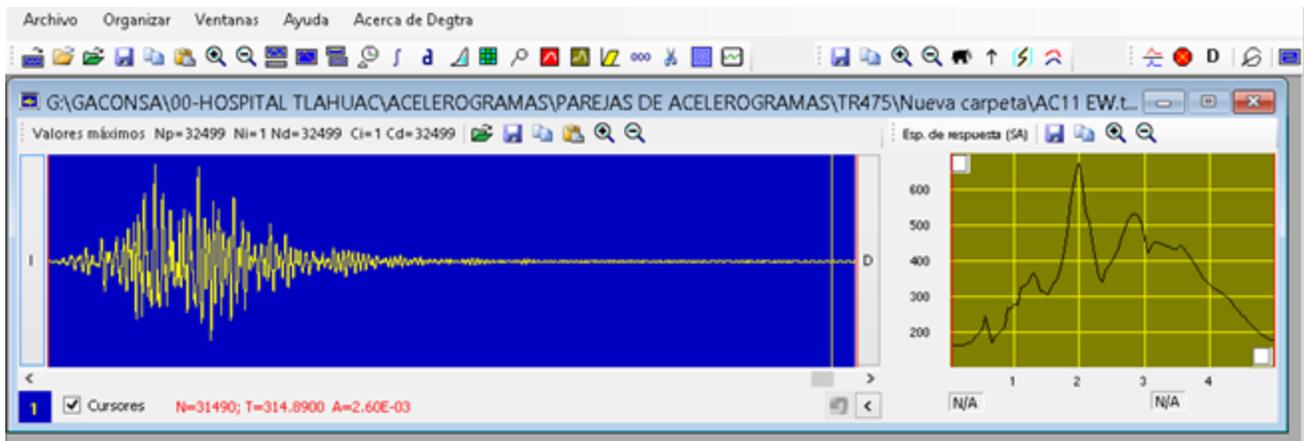


Figura 59. Espectro de respuesta debido al acelerograma 11 EW en Degtra.

- Se obtienen los datos de los periodos y aceleraciones calculadas.

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
0.05	161.768521
0.1	162.286977
0.15	163.179622
0.2	164.660784
0.25	167.031124
0.3	169.795852
0.35	175.726618
0.4	187.287733
0.45	197.969823
0.5	207.698921
0.55	244.366904
0.6	202.874691
0.65	172.125052
0.7	185.3784
0.75	196.739424
0.8	202.488713
0.85	215.399995
0.9	266.89174
0.95	266.969245
1	277.414665
1.05	278.647089
1.1	325.295691
1.15	330.055432
1.2	338.388358
1.25	359.207384

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
1.3	367.284353
1.35	352.919455
1.4	314.880888
1.45	314.994143
1.5	303.063342
1.55	316.759506
1.6	340.260775
1.65	345.566137
1.7	377.328153
1.75	411.104222
1.8	475.161525
1.85	546.670136
1.9	597.041412
1.95	650.26594
2	674.30019
2.05	610.927946
2.1	535.877438
2.15	505.785197
2.2	457.124064
2.25	395.863136
2.3	353.857167
2.35	341.341315
2.4	373.46753
2.45	389.360046
2.5	400.611741

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
2.55	415.002467
2.6	435.288046
2.65	463.28835
2.7	493.571606
2.75	514.63207
2.8	530.461733
2.85	533.321301
2.9	525.301478
2.95	505.916061
3	466.338413
3.05	423.346356
3.1	443.577598
3.15	453.607264
3.2	453.259556
3.25	448.592145
3.3	443.541422
3.35	439.33681
3.4	435.463211
3.45	434.254958
3.5	434.412652
3.55	444.347812
3.6	436.941498
3.65	420.743499
3.7	411.357223
3.75	399.093072

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
3.8	384.557533
3.85	368.754949
3.9	353.411766
3.95	343.254922
4	334.201558
4.05	326.415781
4.1	319.604303
4.15	313.200915
4.2	306.583885

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
4.25	299.255505
4.3	290.944352
4.35	281.624577
4.4	271.471524
4.45	260.784178
4.5	249.910938
4.55	239.180167
4.6	228.83651
4.65	219.09158

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
4.7	210.031389
4.75	201.700823
4.8	194.095028
4.85	187.160271
4.9	181.869884
4.95	179.155903
5	177.00481

- Se realiza el mismo procedimiento para la otra componente (N-S) del acelerograma 11.

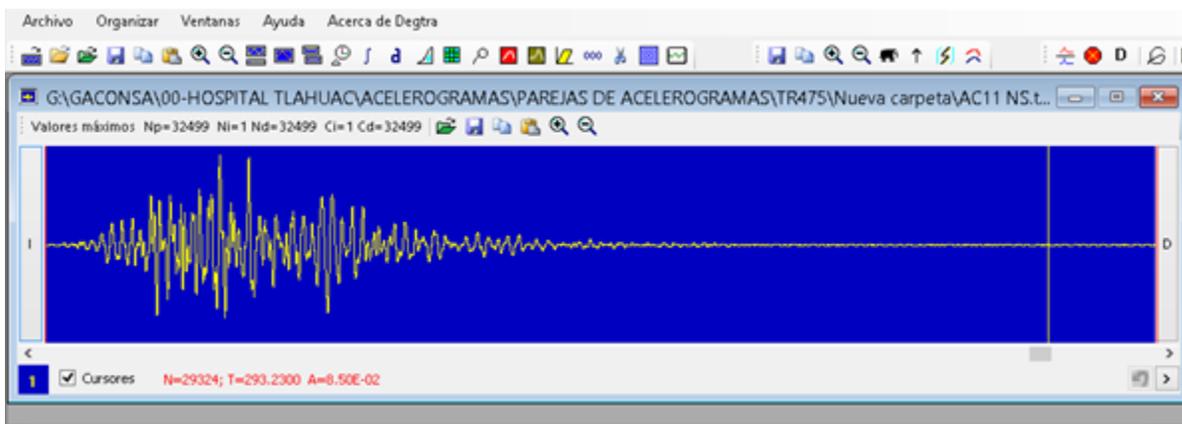


Figura 60. Acelerograma 11 NS en Degtra

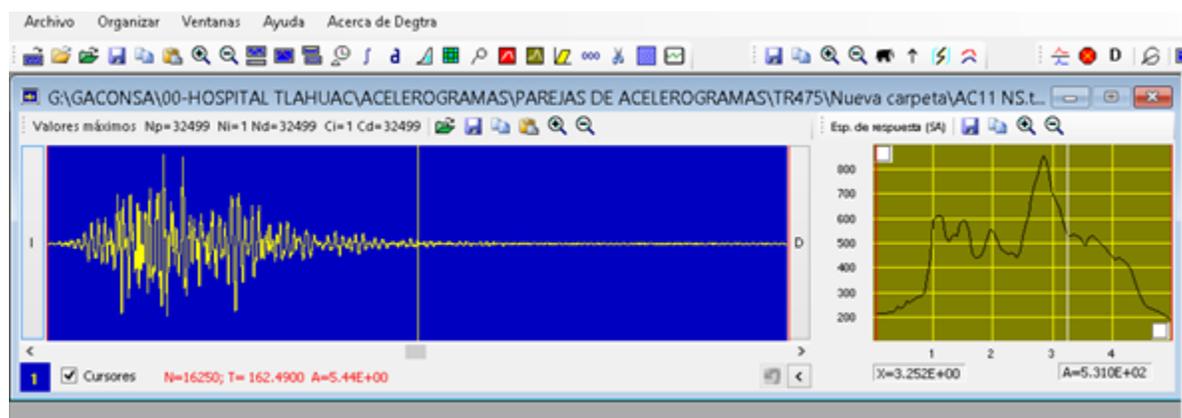


Figura 61. Espectro de respuesta debido al acelerograma 11 NS en Degtra

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
0.05	213.180731
0.1	213.688908
0.15	214.651246
0.2	215.923564
0.25	217.458455
0.3	219.148302
0.35	222.563521
0.4	241.305896
0.45	233.854194
0.5	241.576034
0.55	263.470896
0.6	257.458277
0.65	268.034896
0.7	272.829828
0.75	282.118795
0.8	280.580138
0.85	298.64629
0.9	360.317526
0.95	438.646758
1	593.955969
1.05	606.915611
1.1	611.958221
1.15	603.218226
1.2	535.163985
1.25	503.979222
1.3	525.361157
1.35	532.144589
1.4	531.635524
1.45	576.922295
1.5	591.552002
1.55	587.607162
1.6	542.154109
1.65	462.915215
1.7	438.407179

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
1.75	442.743589
1.8	452.773588
1.85	476.180646
1.9	510.563273
1.95	556.64365
2	548.34188
2.05	526.858861
2.1	498.424156
2.15	470.337588
2.2	466.024181
2.25	457.156865
2.3	460.249545
2.35	453.099296
2.4	439.549438
2.45	469.153473
2.5	523.157864
2.55	571.587693
2.6	614.890387
2.65	686.80946
2.7	739.894765
2.75	772.857355
2.8	829.835938
2.85	853.96888
2.9	830.430918
2.95	765.91648
3	692.222968
3.05	675.966474
3.1	646.551632
3.15	611.356298
3.2	573.272887
3.25	531.049144
3.3	529.35474
3.35	532.246617
3.4	531.974226

AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
3.45	524.401574
3.5	508.596361
3.55	491.711062
3.6	518.135327
3.65	527.641202
3.7	524.552339
3.75	514.336763
3.8	501.600954
3.85	488.67853
3.9	475.623222
3.95	461.137549
4	443.795014
4.05	430.579759
4.1	442.018209
4.15	438.014185
4.2	428.14515
4.25	416.481885
4.3	395.11211
4.35	367.049776
4.4	334.605385
4.45	299.456249
4.5	270.828712
4.55	249.05246
4.6	237.742287
4.65	234.502397
4.7	230.27555
4.75	224.875994
4.8	218.315815
4.85	210.85665
4.9	202.932845
4.95	195.087499
5	187.819225

Por último, se genera un espectro resultante.

RESULTANTE AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
0.05	267.609937
0.1	268.32818
0.15	269.634468
0.2	271.544028
0.25	274.203531
0.3	277.230247
0.35	283.574268
0.4	305.459048
0.45	306.398164
0.5	318.587228
0.55	359.349546
0.6	327.784845
0.65	318.543151
0.7	329.850369
0.75	343.943913
0.8	346.015741
0.85	368.221081
0.9	448.397057
0.95	513.501272
1	655.547549
1.05	667.825395
1.1	693.044119
1.15	687.610948
1.2	633.172307
1.25	618.890136
1.3	641.016491
1.35	638.537395
1.4	617.888585
1.45	657.313202
1.5	664.666202
1.55	667.546823
1.6	640.084739
1.65	577.673309
1.7	578.426651
1.75	604.17594
1.8	656.340153
1.85	724.980169
1.9	785.578324
1.95	855.977772

RESULTANTE AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
2	869.114241
2.05	806.729952
2.1	731.841013
2.15	690.67801
2.2	652.794721
2.25	604.731363
2.3	580.555371
2.35	567.285524
2.4	576.785666
2.45	609.677149
2.5	658.926337
2.55	706.356524
2.6	753.369677
2.65	828.458406
2.7	889.413961
2.75	928.522837
2.8	984.894581
2.85	1006.82395
2.9	982.627677
2.95	917.921084
3	834.652115
3.05	797.591882
3.1	784.085517
3.15	761.259531
3.2	730.811897
3.25	695.160489
3.3	690.612362
3.35	690.147299
3.4	687.477116
3.45	680.862967
3.5	668.868156
3.55	662.740331
3.6	677.777316
3.65	674.855785
3.7	666.610772
3.75	651.012739
3.8	632.050641
3.85	612.19843
3.9	592.551538

RESULTANTE AC 11 EW	
T (s)	a (cm2/s)
3.95	574.86675
4	555.558004
4.05	540.320452
4.1	545.460363
4.15	538.471206
4.2	526.594672
4.25	512.845998
4.3	490.675244
4.35	462.642346
4.4	430.879974
4.45	397.092474
4.5	368.515492
4.55	345.303171
4.6	329.981125
4.65	320.924438
4.7	311.672927
4.75	302.080179
4.8	292.120993
4.85	281.938812
4.9	272.503934
4.95	264.869722
5	258.082863

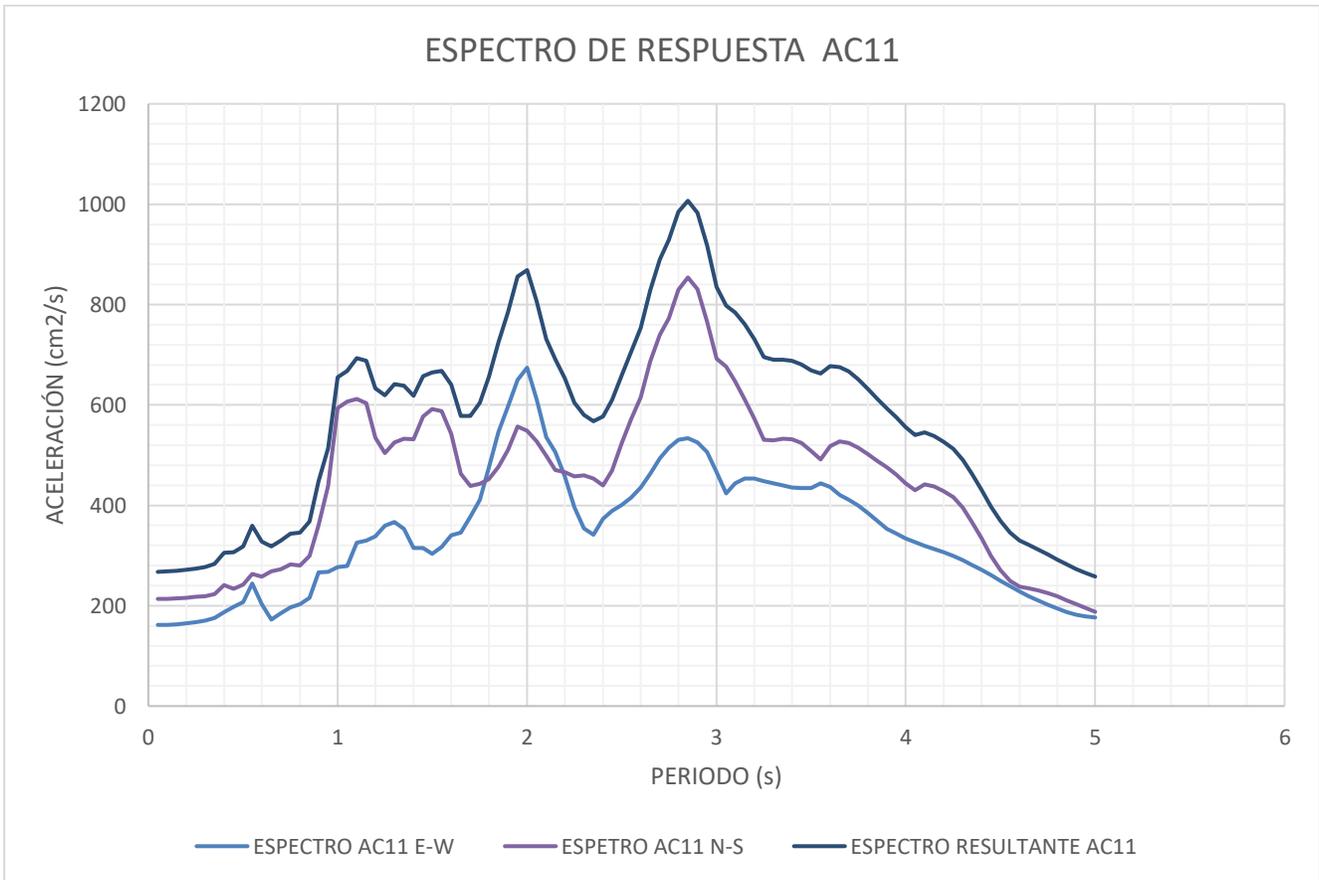


Figura 62. Familia de espectros de respuesta para el acelerograma 11.

- Se realiza el mismo procedimiento para las 12 parejas de acelerogramas.

Factores de escalamiento de parejas de acelerogramas

Las parejas de acelerogramas se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas promedio de los espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos de naturales comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural del modo dominante.

La metodología empleada consistió en, obtener el espectro de respuesta de cada componente de un acelerograma (N-S y E-W) y calcular su espectro resultante mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada aceleración.

Identificar el rango entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural dominante, el cual es igual a 1.859s. Quedando entre 0.37s y 2.42s. Obtenemos el espectro de diseño para un periodo de retorno de 250 años, y afectamos sus ordenadas por un factor de 1.3 veces.

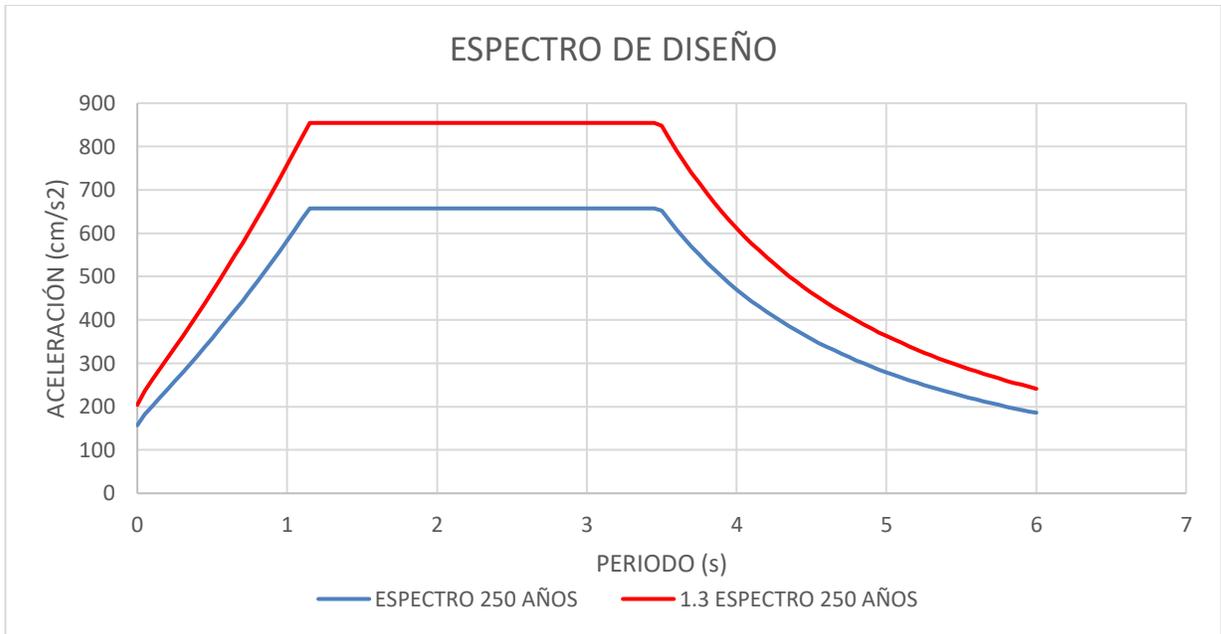


Figura 63. Espectro de diseño y espectro objetivo

Con lo anterior, se busca el promedio de todas las ordenadas de los espectros de respuesta obtenidos a partir de las parejas de acelerogramas, no se encuentren por debajo del espectro

ESPECTROS DE RESPUESTA TR250 (SIN FACTORIZAR)

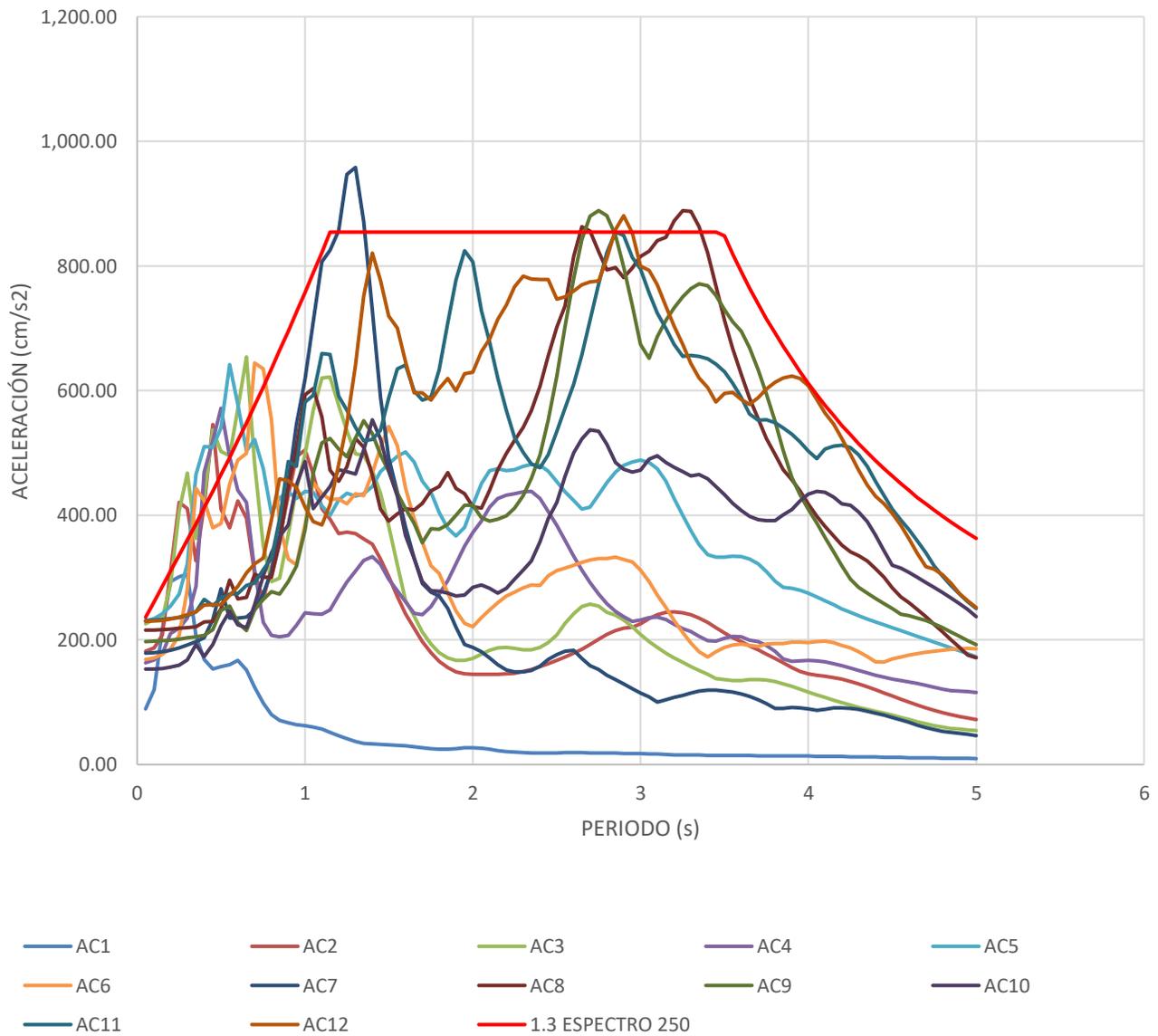


Figura 64. Familia de espectros de respuesta vs espectro objetivo.

Se hace la relación de las ordenadas del espectro de diseño entre las ordenadas del espectro de respuesta, de cada acelerograma, únicamente en el intervalo de interés (0.36s y 2.34s). Se obtiene el valor máximo para cada espectro de respuesta, el cual utilizaremos como el factor de escalamiento (FE) para afectar las aceleraciones de cada acelerograma.

Una vez afectado, cada espectro de respuesta por su FE se procede a obtener un promedio de las ordenadas y verificar que cumplan con lo establecido en la norma.

De igual manera, en el modelo tridimensional se afectan los acelerogramas y se verifica que los desplazamientos en los aisladores no sobrepasen el valor de diseño (40cm).

Primera Iteración

Factores para cada acelerograma												
T (s)	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5	AC6	AC7	AC8	AC9	AC10	AC11	AC12
0.35	1.87	1.18	1.07	1.35	0.83	0.87	1.96	1.75	1.88	2.01	1.58	1.58
0.40	2.45	0.99	0.96	0.88	0.81	0.97	2.03	1.80	1.99	2.38	1.55	1.61
0.45	2.86	0.80	0.82	0.84	0.86	1.15	1.88	1.91	2.02	2.27	1.72	1.71
0.50	2.96	1.14	0.93	0.81	0.86	1.20	1.65	1.86	1.88	2.09	1.74	1.81
0.55	3.07	1.30	0.99	1.00	0.77	1.09	2.10	1.66	1.94	2.00	1.80	1.81
0.60	3.11	1.23	0.91	1.18	0.90	1.06	2.21	1.96	2.28	2.32	1.90	1.82
0.65	3.61	1.39	0.84	1.30	1.09	1.10	2.31	2.04	2.55	2.49	1.91	1.78
0.70	4.65	1.88	1.20	1.85	1.10	0.89	2.32	1.89	2.33	2.25	1.98	1.79
0.75	6.12	2.28	1.73	2.65	1.28	0.95	2.21	2.01	2.29	2.00	1.94	1.83
0.80	7.91	2.01	2.16	3.06	1.58	1.15	2.05	2.11	2.29	1.87	1.92	1.61
0.85	9.36	1.82	2.22	3.24	1.55	1.74	1.82	1.87	2.43	1.82	1.69	1.45
0.90	10.36	1.61	1.88	3.35	1.59	2.11	1.54	1.56	2.36	1.81	1.43	1.53
0.95	11.36	1.47	1.64	3.25	1.70	2.27	1.33	1.43	2.28	1.62	1.52	1.63
1.00	12.21	1.50	1.52	3.11	1.73	1.97	1.22	1.28	2.01	1.56	1.30	1.83
1.05	13.19	1.69	1.39	3.27	1.81	1.74	1.11	1.31	1.69	1.92	1.33	2.03
1.10	14.45	2.00	1.32	3.41	1.98	1.89	1.02	1.47	1.59	1.91	1.25	2.14
1.15	16.51	2.17	1.37	3.45	2.14	2.01	1.04	1.81	1.63	1.92	1.30	2.05
1.20	18.46	2.31	1.48	3.14	2.01	2.01	1.00	1.88	1.69	1.81	1.45	1.77
1.25	20.61	2.29	1.59	2.92	1.96	2.04	0.90	1.79	1.73	1.82	1.50	1.56
1.30	23.00	2.31	1.72	2.75	1.98	1.96	0.89	1.63	1.63	1.83	1.58	1.33
1.35	25.39	2.36	1.72	2.61	1.97	1.98	0.98	1.68	1.55	1.69	1.64	1.14
1.40	25.90	2.41	1.81	2.56	1.91	1.83	1.17	1.84	1.61	1.54	1.64	1.04
1.45	26.50	2.59	1.96	2.66	1.82	1.68	1.45	2.09	1.72	1.64	1.59	1.10
1.50	27.20	2.83	2.23	2.87	1.77	1.57	1.74	2.19	1.82	1.81	1.45	1.19
1.55	27.89	3.17	2.67	3.06	1.73	1.67	1.96	2.12	1.96	1.98	1.35	1.22
1.60	28.68	3.53	3.24	3.27	1.70	1.93	2.24	2.08	2.08	2.33	1.33	1.32
1.65	29.90	3.90	3.58	3.53	1.76	2.17	2.58	2.09	2.21	2.58	1.43	1.43
1.70	31.58	4.34	4.02	3.55	1.88	2.40	2.94	2.04	2.40	2.91	1.46	1.43
1.75	33.46	4.76	4.43	3.37	1.96	2.68	3.09	1.95	2.26	3.06	1.45	1.46

Factores para cada acelerograma

T (s)	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5	AC6	AC7	AC8	AC9	AC10	AC11	AC12
1.80	34.94	5.15	4.76	3.13	2.11	2.79	3.16	1.92	2.27	3.07	1.35	1.42
1.85	34.58	5.50	5.00	2.90	2.25	3.11	3.41	1.82	2.22	3.10	1.21	1.38
1.90	33.16	5.74	5.11	2.65	2.33	3.46	3.88	1.93	2.14	3.16	1.10	1.43
1.95	31.98	5.85	5.11	2.44	2.25	3.78	4.43	1.97	2.05	3.14	1.04	1.36
2.00	31.58	5.88	5.02	2.29	2.06	3.87	4.54	2.06	2.05	3.01	1.06	1.36
2.05	32.53	5.88	4.83	2.19	1.90	3.62	4.72	2.08	2.16	2.96	1.17	1.29
2.10	34.86	5.89	4.65	2.07	1.81	3.44	5.00	1.94	2.19	3.02	1.26	1.25
2.15	38.43	5.89	4.56	2.00	1.80	3.29	5.32	1.81	2.17	3.10	1.38	1.20
2.20	41.48	5.88	4.55	1.98	1.81	3.16	5.63	1.71	2.14	3.02	1.51	1.16
2.25	43.15	5.84	4.59	1.97	1.81	3.09	5.75	1.64	2.08	2.87	1.63	1.11
2.30	44.77	5.73	4.64	1.95	1.79	3.02	5.75	1.58	1.98	2.74	1.71	1.09
2.35	45.88	5.59	4.64	1.95	1.77	2.97	5.65	1.50	1.86	2.62	1.77	1.10
MAXMO	37.62	4.83	4.19	2.91	1.91	3.17	4.72	1.80	2.09	2.59	1.62	1.75

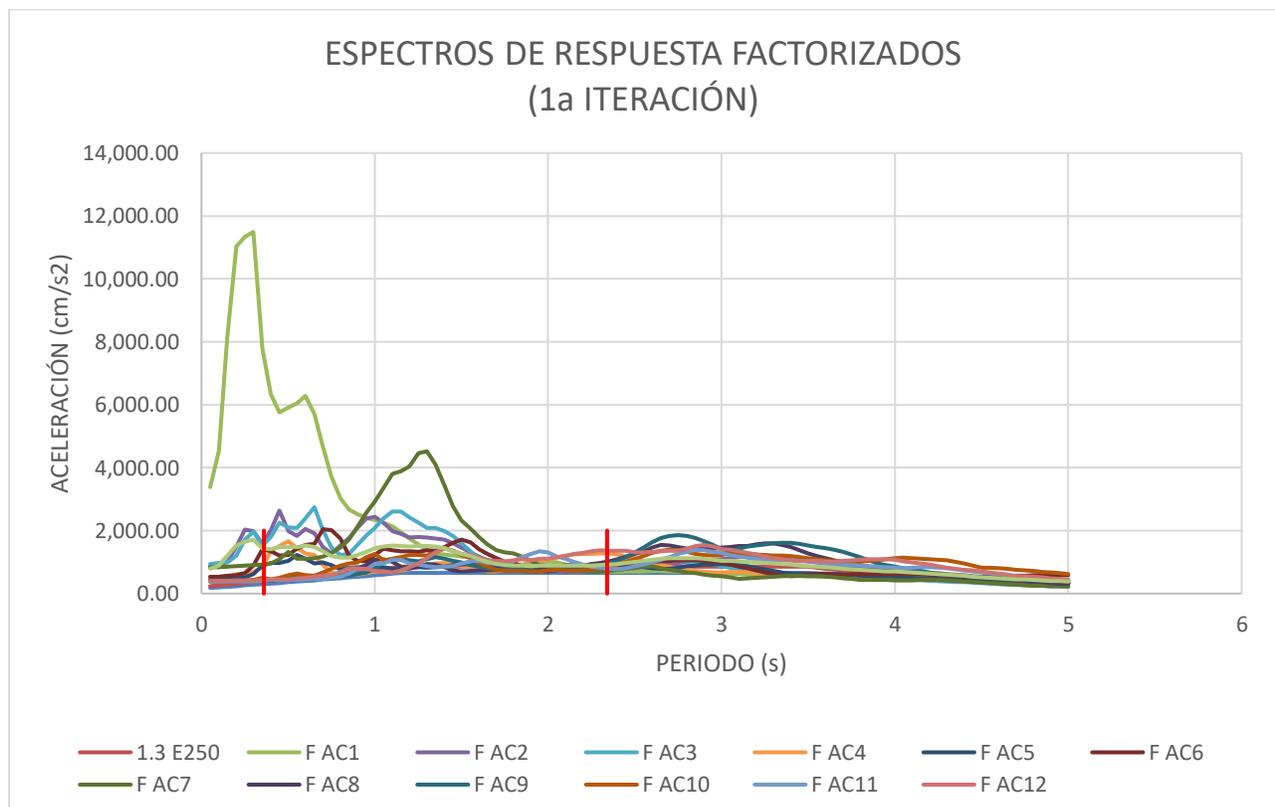


Figura 65. Familia de espectros factorizados en la primera iteración

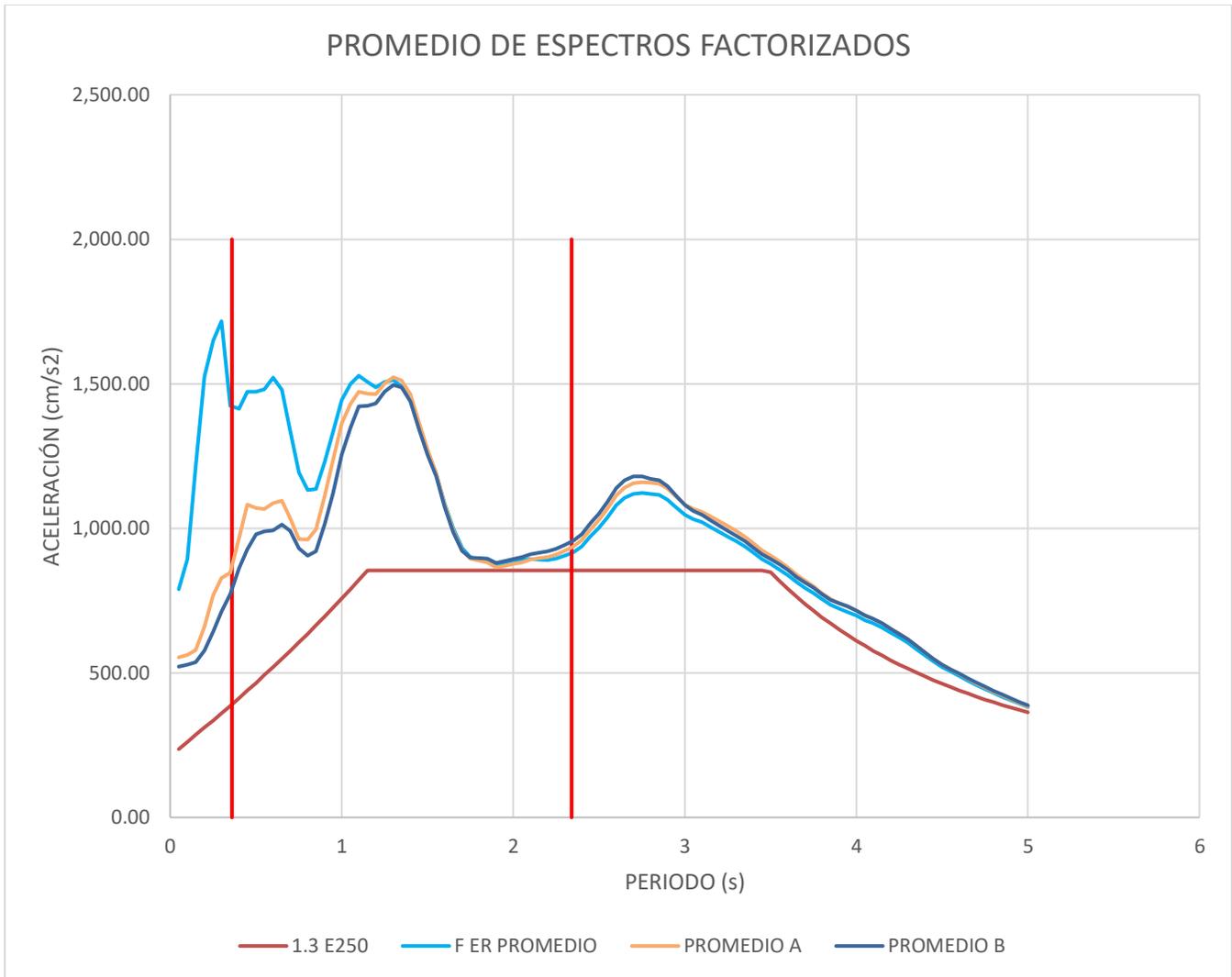


Figura 66. Espectros promedio factorizado vs espectro objetivo.

Para esta primera iteración se obtuvo el espectro promedio de los doce espectros de respuesta factorizados para su valor correspondiente. Y se obtienen los siguientes desplazamientos.

Load Case/Combo		DESPLAZAMIENTOS		Load Case/Combo		DESPLAZAMIENTOS	
		m				m	
SISMO AC1	max	0.0000		SISMO AC7	max	0.4823	
SISMO AC2	max	0.5332		SISMO AC8	max	0.4178	
SISMO AC3	max	0.3634		SISMO AC9	max	0.4750	
SISMO AC4	max	0.2836		SISMO AC10	max	0.3683	
SISMO AC5	max	0.2088		SISMO AC11	max	0.3750	
SISMO AC6	max	0.3228		SISMO AC12	max	0.3493	

Para la primera iteración se observa que para la pareja de acelerogramas AC2, AC7, AC8 y AC9. Sobrepasan el desplazamiento de 40cm.

Se procede a realizar una segunda iteración.

Segunda Iteración

Para la segunda iteración se encontró un factor que afectara a los acelerogramas AC2, AC4, AC5, AC7, AC8 y AC9, de modo que el promedio general no se viera afectado y continuara por encima del espectro de diseño.

Factores para cada acelerograma

T (s)	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5	AC6	AC7	AC8	AC9	AC10	AC11	AC12
0.35	1.87	1.18	1.07	1.35	0.83	0.87	1.96	1.75	1.88	2.01	1.58	1.58
0.40	2.45	0.99	0.96	0.88	0.81	0.97	2.03	1.80	1.99	2.38	1.55	1.61
0.45	2.86	0.80	0.82	0.84	0.86	1.15	1.88	1.91	2.02	2.27	1.72	1.71
0.50	2.96	1.14	0.93	0.81	0.86	1.20	1.65	1.86	1.88	2.09	1.74	1.81
0.55	3.07	1.30	0.99	1.00	0.77	1.09	2.10	1.66	1.94	2.00	1.80	1.81
0.60	3.11	1.23	0.91	1.18	0.90	1.06	2.21	1.96	2.28	2.32	1.90	1.82
0.65	3.61	1.39	0.84	1.30	1.09	1.10	2.31	2.04	2.55	2.49	1.91	1.78
0.70	4.65	1.88	1.20	1.85	1.10	0.89	2.32	1.89	2.33	2.25	1.98	1.79
0.75	6.12	2.28	1.73	2.65	1.28	0.95	2.21	2.01	2.29	2.00	1.94	1.83
0.80	7.91	2.01	2.16	3.06	1.58	1.15	2.05	2.11	2.29	1.87	1.92	1.61
0.85	9.36	1.82	2.22	3.24	1.55	1.74	1.82	1.87	2.43	1.82	1.69	1.45
0.90	10.36	1.61	1.88	3.35	1.59	2.11	1.54	1.56	2.36	1.81	1.43	1.53
0.95	11.36	1.47	1.64	3.25	1.70	2.27	1.33	1.43	2.28	1.62	1.52	1.63
1.00	12.21	1.50	1.52	3.11	1.73	1.97	1.22	1.28	2.01	1.56	1.30	1.83
1.05	13.19	1.69	1.39	3.27	1.81	1.74	1.11	1.31	1.69	1.92	1.33	2.03
1.10	14.45	2.00	1.32	3.41	1.98	1.89	1.02	1.47	1.59	1.91	1.25	2.14
1.15	16.51	2.17	1.37	3.45	2.14	2.01	1.04	1.81	1.63	1.92	1.30	2.05
1.20	18.46	2.31	1.48	3.14	2.01	2.01	1.00	1.88	1.69	1.81	1.45	1.77
1.25	20.61	2.29	1.59	2.92	1.96	2.04	0.90	1.79	1.73	1.82	1.50	1.56
1.30	23.00	2.31	1.72	2.75	1.98	1.96	0.89	1.63	1.63	1.83	1.58	1.33
1.35	25.39	2.36	1.72	2.61	1.97	1.98	0.98	1.68	1.55	1.69	1.64	1.14
1.40	25.90	2.41	1.81	2.56	1.91	1.83	1.17	1.84	1.61	1.54	1.64	1.04
1.45	26.50	2.59	1.96	2.66	1.82	1.68	1.45	2.09	1.72	1.64	1.59	1.10
1.50	27.20	2.83	2.23	2.87	1.77	1.57	1.74	2.19	1.82	1.81	1.45	1.19
1.55	27.89	3.17	2.67	3.06	1.73	1.67	1.96	2.12	1.96	1.98	1.35	1.22
1.60	28.68	3.53	3.24	3.27	1.70	1.93	2.24	2.08	2.08	2.33	1.33	1.32
1.65	29.90	3.90	3.58	3.53	1.76	2.17	2.58	2.09	2.21	2.58	1.43	1.43
1.70	31.58	4.34	4.02	3.55	1.88	2.40	2.94	2.04	2.40	2.91	1.46	1.43
1.75	33.46	4.76	4.43	3.37	1.96	2.68	3.09	1.95	2.26	3.06	1.45	1.46
1.80	34.94	5.15	4.76	3.13	2.11	2.79	3.16	1.92	2.27	3.07	1.35	1.42
1.85	34.58	5.50	5.00	2.90	2.25	3.11	3.41	1.82	2.22	3.10	1.21	1.38
1.90	33.16	5.74	5.11	2.65	2.33	3.46	3.88	1.93	2.14	3.16	1.10	1.43

Factores para cada acelerograma

T (s)	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5	AC6	AC7	AC8	AC9	AC10	AC11	AC12
1.95	31.98	5.85	5.11	2.44	2.25	3.78	4.43	1.97	2.05	3.14	1.04	1.36
2.00	31.58	5.88	5.02	2.29	2.06	3.87	4.54	2.06	2.05	3.01	1.06	1.36
2.05	32.53	5.88	4.83	2.19	1.90	3.62	4.72	2.08	2.16	2.96	1.17	1.29
2.10	34.86	5.89	4.65	2.07	1.81	3.44	5.00	1.94	2.19	3.02	1.26	1.25
2.15	38.43	5.89	4.56	2.00	1.80	3.29	5.32	1.81	2.17	3.10	1.38	1.20
2.20	41.48	5.88	4.55	1.98	1.81	3.16	5.63	1.71	2.14	3.02	1.51	1.16
2.25	43.15	5.84	4.59	1.97	1.81	3.09	5.75	1.64	2.08	2.87	1.63	1.11
2.30	44.77	5.73	4.64	1.95	1.79	3.02	5.75	1.58	1.98	2.74	1.71	1.09
2.35	45.88	5.59	4.64	1.95	1.77	2.97	5.65	1.50	1.86	2.62	1.77	1.10
MAXMO	37.62	3.62	4.19	3.00	2.50	3.17	3.92	1.72	1.75	2.59	1.62	1.75

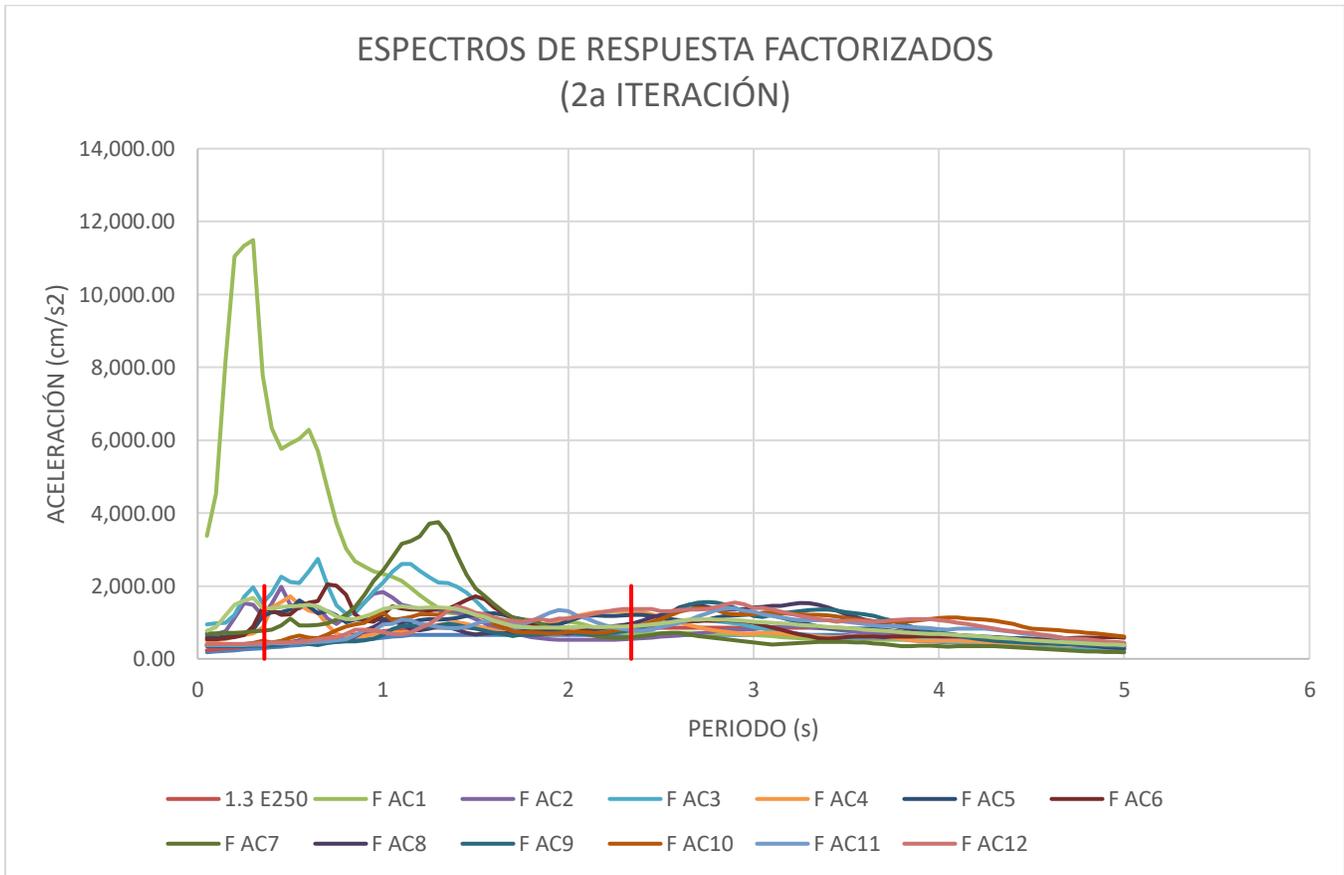


Figura 67. Familia de espectros factorizados en la segunda iteración.

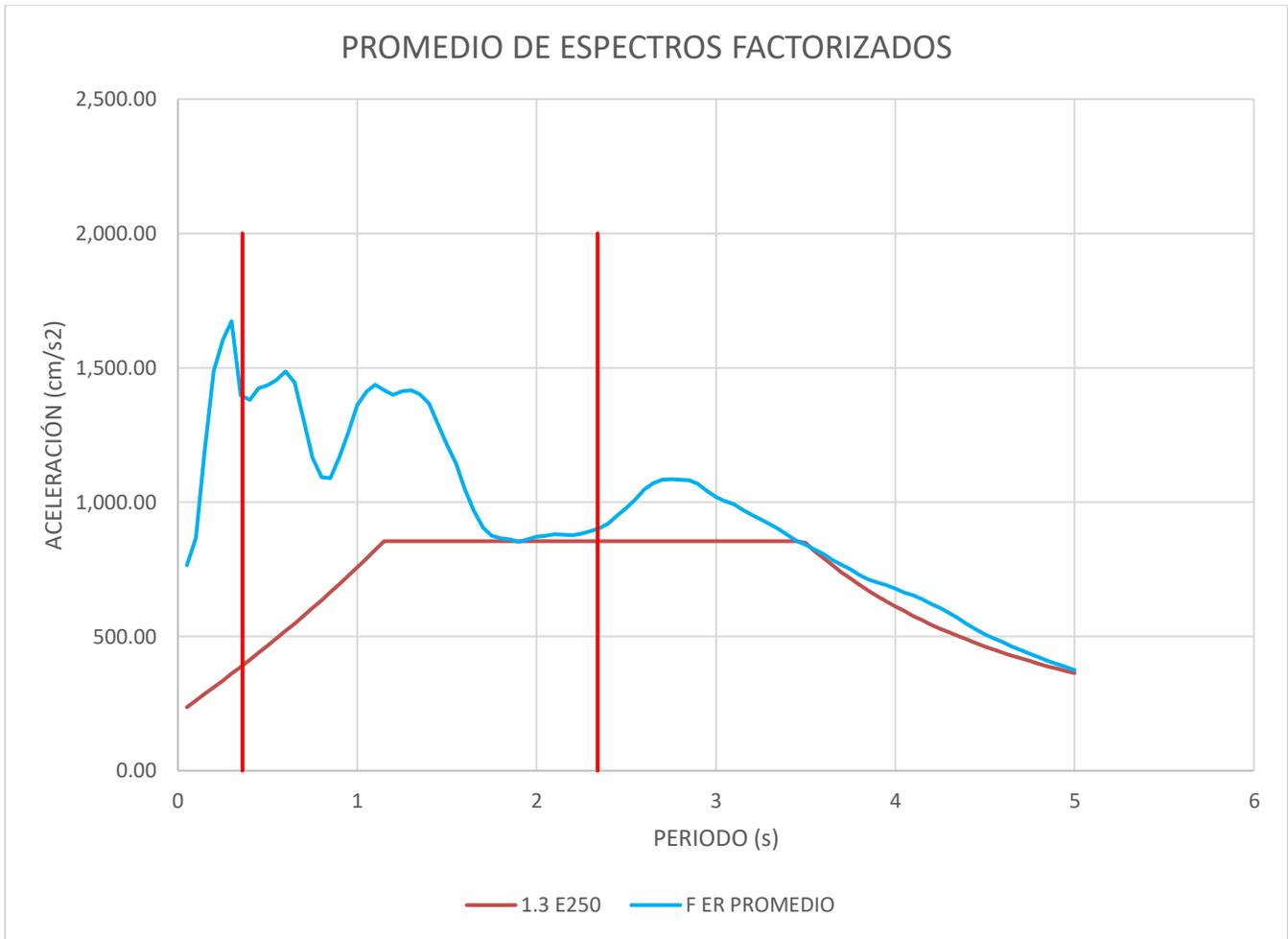


Figura 68. Espectros promedio factorizado (2ª iteración) vs espectro objetivo.

Para la segunda iteración se obtuvo el espectro promedio de los doce espectros de respuesta factorizados para su valor correspondiente. Y se obtienen los desplazamientos finales y se observa que ninguno sobrepasa el desplazamiento de diseño de los aisladores.

Load Case/Combo		DESPLAZAMIENTOS m		Load Case/Combo		DESPLAZAMIENTOS m	
SISMO AC1	max	0.0000		SISMO AC11	max	0.3750	
SISMO AC2	max	0.3001		SISMO AC12	max	0.3493	
SISMO AC3	max	0.3634					
SISMO AC4	max	0.2836					
SISMO AC5	max	0.2717					
SISMO AC6	max	0.3228					
SISMO AC7	max	0.3571					
SISMO AC8	max	0.3831					
SISMO AC9	max	0.3091					
SISMO AC10	max	0.3683					

Conclusiones

Como ya sabemos, México se encuentra bajo la influencia de las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos, Pacífico, Rivera y la del Caribe. Es debido a la interacción de estas placas que nuestro país cuente con un grado alto de peligro sísmico y que hace que nuestros edificios se encuentren expuestos constantemente a fuerzas que ponen en riesgo la seguridad del propio edificio y por ende a las personas que lo ocupan.

Los ingenieros civiles, transformamos y enfrentamos la naturaleza con el fin de satisfacer las necesidades más básicas del ser humano de la forma más eficiente posible, por lo tanto, es nuestra obligación y responsabilidad procurar ante todo la vida de las personas que ocupan las estructuras que diseñamos.

Por lo anterior, con este trabajo trato de abordar una alternativa de solución que logre satisfacer la habitabilidad, uso y sobre todo la seguridad de la estructura. Además, esta alternativa, involucra el uso de tecnologías relativamente nuevas, pero con poco uso en nuestro país, como son los aisladores sísmicos de base.

Recordemos que, durante un sismo, las fuerzas que se inducen a la estructura no están en función solamente de la intensidad del movimiento del terreno, sino dependen preponderantemente de las propiedades de la misma estructura. Por una parte, las fuerzas son proporcionadas por la masa de la estructura y por su forma de vibrar.

De acuerdo con lo anterior, un modelo es representativo cuando la participación de la masa alcanza porcentajes mayores al 90%. Para el caso de estudio, el sistema de aislamiento produce que la estructura se comporte como un sistema de un grado de libertad, debido a que para el primer modo de vibrar tenemos una participación de masa igual al 97%, cumpliendo con esta premisa.

Relación de Participación de Masas									
Modo de Vibrar	Estructura Rígida				Estructura Aislada				
	Periodo	SumUX	SumUY	SumRZ	Periodo	SumUX	SumUY	SumRZ	
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	
1	0.837	0.660	0.012	0.105	1.859	0.970	0.012	0.000	
2	0.806	0.726	0.594	0.264	1.854	0.990	0.980	0.004	
3	0.756	0.788	0.787	0.770	1.644	0.990	0.990	1.000	
4	0.702	0.788	0.790	0.773	0.481	1.000	0.990	1.000	
5	0.650	0.788	0.791	0.774	0.462	1.000	1.000	1.000	
6	0.578	0.788	0.791	0.774	0.291	1.000	1.000	1.000	
7	0.484	0.788	0.791	0.774	0.157	1.000	1.000	1.000	
8	0.415	0.788	0.791	0.774	0.135	1.000	1.000	1.000	
9	0.415	0.788	0.791	0.774	0.109	1.000	1.000	1.000	
10	0.394	0.788	0.791	0.774	0.100	1.000	1.000	1.000	
11	0.390	0.788	0.791	0.774	0.097	1.000	1.000	1.000	
12	0.378	0.802	0.800	0.790	0.092	1.000	1.000	1.000	

Para el caso de la estructura rígida, esta se encuentra en la rama ascendente de nuestro espectro sísmico, al agregar el sistema de aislamiento cumple con aumentar el periodo de vibrar, sin embargo, dado que el espectro de diseño tiene una rama ascendente para periodos cortos, el incremento en el período trae consigo un incremento en las cargas sobre la estructura, sin embargo, contamos con amortiguamiento adicional que contribuye a disipar la energía introducida a la estructura, y tener cuidado en el desplazamiento máximo que se produce en los aisladores.

Como podemos observar en la revisión de los desplazamientos, el introducir el aislamiento sísmico a la estructura nos permite que las distorsiones de entrepiso se mantengan dentro de los límites permisibles que indica la NTC-Sismo 2020, cumpliendo con el principal objetivo de este trabajo que consistía en verificar el cumplimiento del Estado Límite de Servicio de una estructura tipo A con aislamiento sísmico de base, ubicada en la zona de lago de la Ciudad de México

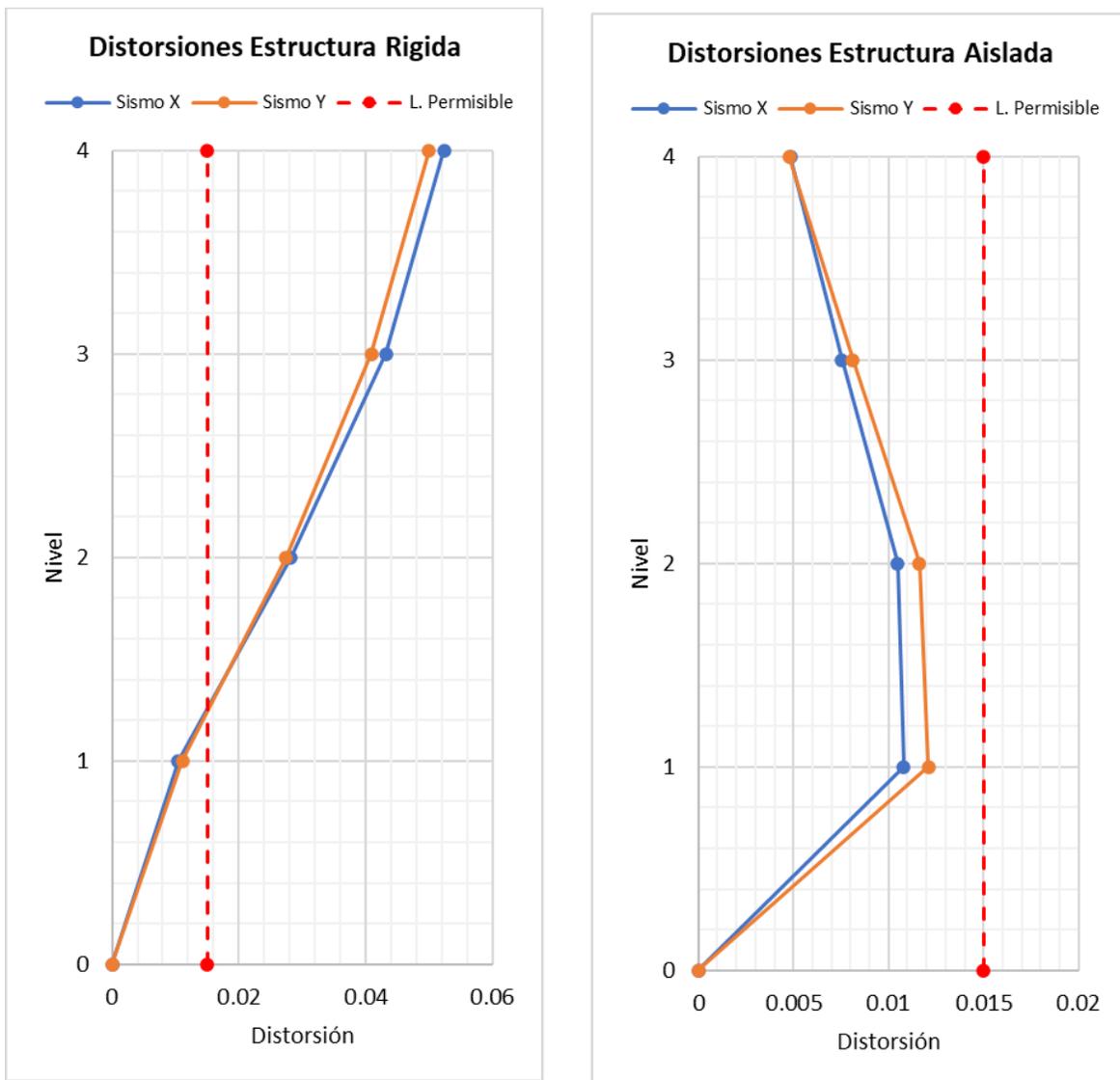


Figura 69. Distorsiones para la estructura rígida y aislada.

Adicionalmente, en este trabajo se verifica el comportamiento del aislador mediante un análisis no lineal paso a paso, con el fin de garantizar que las distorsiones que presenta la estructura aislada.

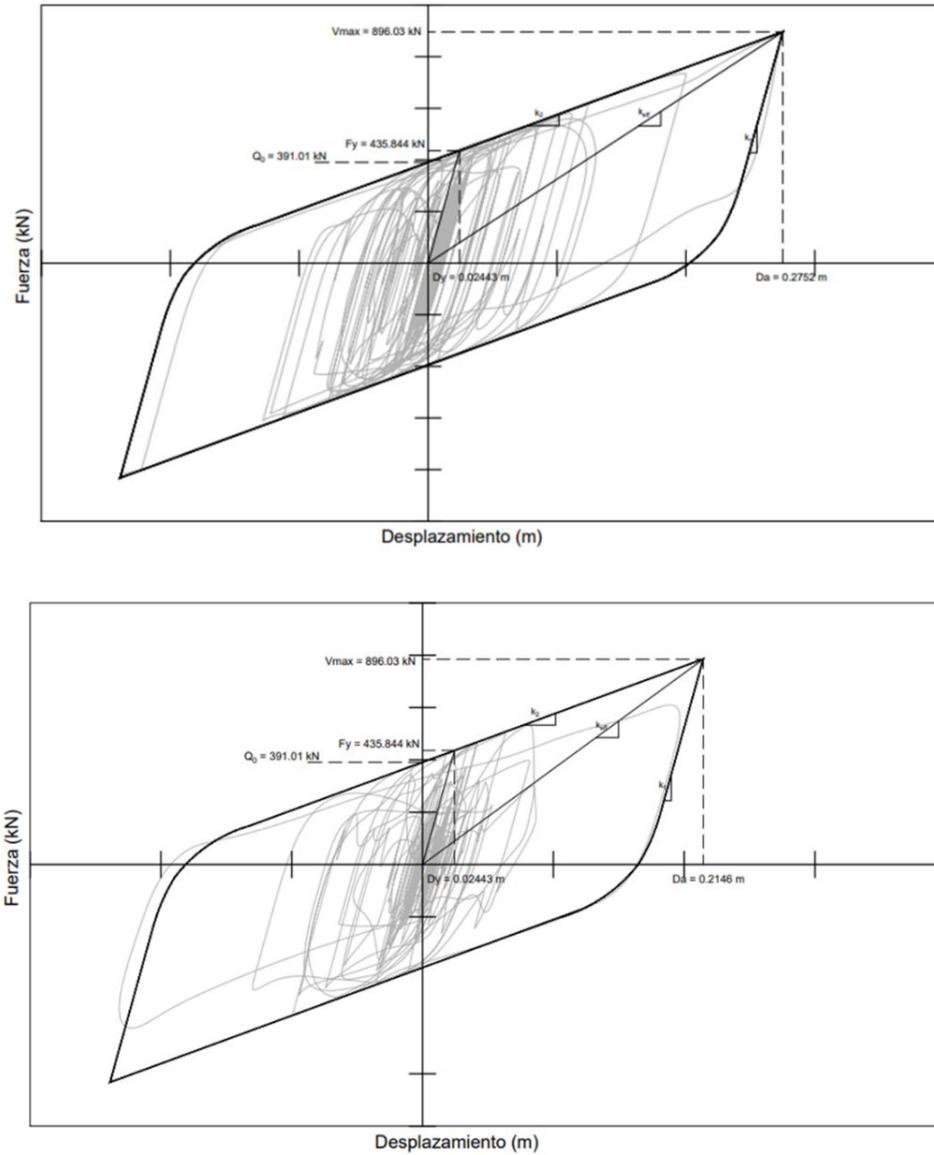
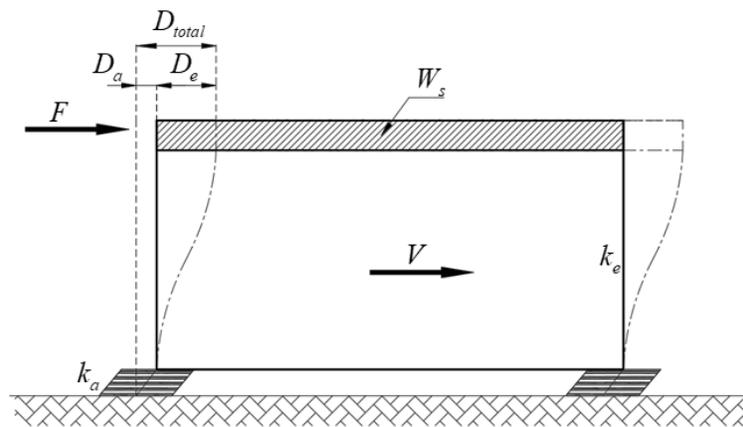


Figura 70. Diagramas de histéresis obtenidos del análisis.

Propiedades del Aislador				
	Datos Teóricos		Datos del Modelo	
$k_{eff} =$	3,316.030	kN/m	3,255.920	kN/m
$k_1 =$	18,155.030	kN/m	17,840.520	kN/m
$k_2 =$	1,815.500	kN/m	1,835.200	kN/m
$F_y =$	443.490	kN	435.840	kN
$Q_0 =$	399.139	kN	391.010	kN
$E_D =$	385.680	kN m	361.504	kN m

Ahora bien, las estructuras rígidas las diseñamos, por lo general, para soportar las fuerzas producidas por los sismos, mediante mecanismos de disipación de energía producidos por grandes desplazamientos o distorsiones, los cuales conducen a incursiones en el rango inelástico de algunos de los elementos estructurales, generando deterioro de elementos estructurales.

Al introducir aisladores sísmicos al diseño se procura que la estructura se comporte como un cuerpo rígido, colocado sobre los aisladores; de esta manera se reducen las deformaciones en la propia estructura y se concentran en el aislador. Al lograr este efecto, las fuerzas son transmitidas al aislador, el cual responde generando grandes deformaciones, las cuales deben prevenirse en el proyecto final para que la estructura se desplace adecuadamente y no afecte a elementos colindantes.



Es importante mencionar que, las dimensiones, inicialmente propuestas y las características del aislador deberán ser enviadas al especialista de la empresa que fabrique los dispositivos de aislamiento, para que haga su propio diseño y nos indique si es posible fabricarlo o proponga otras características que se adapten al proyecto.

Debido a que el alcance de este trabajo no contempla la revisión del Estado Limite de Falla, es conveniente aclarar que el 100% de los elementos cumplen satisfactoriamente para el caso de la estructura aislada, a diferencia de la estructura rígida, donde el 20% de las secciones no cumple con este criterio.

Por lo anterior, para el caso estudiado en este trabajo, comprobamos las principales funciones del aislador sísmico, y el cual es una alternativa viable para garantizar la seguridad de toda la estructura sin afectar la funcionalidad del edificio. Aunque nos encontramos en franca Zona III o de Lago, se pudo implementar este sistema de control teniendo especial cuidado en las deformaciones.

Como se observa con los resultados obtenidos en este trabajo, el uso de sistemas de control sísmico, representan una ventaja para la estructura, ya que se reduce la demanda sísmica, tomando en cuenta el crecimiento exponencial de las estructuras en la Ciudad de México sería de gran interés contar con una reglamentación específica para este tipo de dispositivos, ya que actualmente no se cuenta con ellas.

Referencias

- ASCE 7-16. "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures" Estados Unidos, American Society of Civil Engineers.
- Bazán Enrique y Meli Roberto. (2013) *Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México.
- Chopra, A (2001) *Dynamics of Structures*, University of California Berkeley, 2a edición, Prentice Hall.
- Christopoulos C. y Filiatrault A. (2006) *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*, IUSS PRESS, Italia.
- Degtra (2011), Instituto de Ingeniería, desarrollado por M Ordaz (II-UNAM) y C Montoya Dulché (CENAPRED).
- *Estudio de Aisladores*, Maurer México.
- *Estudio de Espectros de Sitio realizado por*, MKE INGENIERÍA DE SUELOS, S.A. DE C.V. (2018).
- FEMA P695, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, U.S. Department of Homeland Security.
- Genatios Carlos y Lafuente Marianela (2016). *Introducción al uso de Aisladores y Disipadores en Estructuras*, Banco de Desarrollo de América Latina, Caracas, Venezuela.
- Housner, G. W. (1956). *Limit design of structures to resist earthquakes*. Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- MDOC-CFE 2015 "Manual de Diseño de Obras Civiles" México, Comisión Federal de Electricidad
- Meli Roberto (2011). *Diseño Estructural*, 2a Edición, Limusa, México.
- NTC-CADEE-2017. "Normas Técnicas Complementarias de Criterios y Acciones de Diseño Estructural de las Edificaciones. Gaceta Oficial de la Ciudad de México publicada el 15 de diciembre del 2017, México, CDMX, Gobierno de la Ciudad de México.

- *NTCDS-2020 “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México publicada el 9 de junio de 2020, México, CDMX, Gobierno de la Ciudad de México.*
- *Oviedo Juan A. y Duque María del P (2006). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones, Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 6, p. 105-120. Diciembre 2006, Medellín, Colombia.*
- *RCDF-2017. “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” Gaceta Oficial de la Ciudad de México publicada el 15 de diciembre del 2017, México, CDMX, Gobierno de la Ciudad de México.*
- *SAP2000 Advenced, Versión 19.0.1, Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc.*
- *Wilson, Edward L. (2000). Three dimensional static and dynamic analysis of structures. 3 ed. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.*

