

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN
MAESTRÍA EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA



TESIS

“CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS
CON AISLADORES DE BASE.”

PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. MISAEL ANGEL RODRÍGUEZ CARRANZA

DIRECTOR DE TESIS:
DRA. JUANA LUZ RIVERA SALAS

CODIRECTOR DE TESIS:
DR. JUAN BOJÓRQUEZ MORA

CULIACÁN, SINALOA, ABRIL DE 2021



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



AGRADECIMIENTOS

Gracias a mis padres, siempre queridos, **Rafael Rodríguez Chávez** y **Petra Silvia Carranza Ontiveros** por el gran amor que me demuestran, por el incondicional apoyo que me brindan, por la inspiración que representan para mí, gracias por todo.

A mis hermanos **Nara Esbeydi** y **Abner Amrafel** que tanto quiero, que, aunque soy el mayor he aprendido tanto de ustedes, gracias por la motivación.

Gracias a la **Dra. Juana Luz Rivera Salas**, mi directora de tesis, por el apoyo para iniciar, avanzar y concluir con este proyecto.

Gracias al **Dr. Juan Bojórquez Mora** por el conocimiento y el tiempo dedicado para la elaboración de esta tesis, sin su apoyo y paciencia no hubiese podido realizar este trabajo. Es una gran persona de vastos conocimientos digna de admiración y motivación.

A **Rubí Torres Reyes** la persona que me acompañó en todos y cada uno de los momentos que pasé en esta etapa de mi vida, desde el momento en que decidí iniciarla hasta culminarla, gracias por la comprensión, por la paciencia, por el apoyo y sobre todo gracias por todo el cariño. Eres parte muy importante de esta etapa de mi vida.

A mis sinodales **Dr. Edén Bojórquez Mora**, **Dr. Arturo López Barraza**, **Dr. Alfredo Reyes Salazar** y **Dr. Héctor Rodríguez Lozoya** por sus valiosos comentarios y aportaciones valiosas a mi trabajo de tesis.

Quiero hacer la distinción y agradecer particularmente al **Dr. Edén**, además de sinodal, haber sido nuestro tutor de generación y además haber sido uno de los mejores profesores que he conocido a lo largo de mi desarrollo académico, gracias por el conocimiento, los consejos y su dedicación dentro y fuera del aula de clases.

A mis compañeros de grupo con quienes compartí esta etapa de crecimiento. **Flor de Liz, Mario Alfonso, Jesús Orlando, José Carlos y Miguel Ángel**. Confío en que seguirán creciendo y llegarán muy lejos.

A **Fernando y Henry** por haber dedicado tiempo y aportado de su conocimiento para ayudarme a prepararme en varios puntos durante la elaboración de este trabajo, sin su ayuda muy difícilmente hubiera continuado con este trabajo, gracias.

Al **Consejo Nacional de Ciencias y Tecnología** (CONACyT) por el apoyo económico que me brindó durante el estudio de mi maestría y para realizar este trabajo.

A la **Facultad de Ingeniería Culiacán** por permitirme la oportunidad de realizar mis estudios en las instalaciones del área de posgrado.

A la **Universidad Autónoma de Sinaloa** por además de contar con la línea de estudios de mi interés, también permitirme formar parte en esta gran universidad, Sursum versus.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología** porque gracias al apoyo económico brindado y el proyecto Ciencia Básica 2017, 287103, fue posible llevar a cabo esta investigación

DEDICATORIA

A mis padres

Por haberme apoyado en todo momento desde que tengo memoria, gracias a la formación que me han dado, por la educación, por los consejos, los valores, por su constante e incondicional amor, por todo lo que tenga que ver con ustedes, les dedico este y todos los logros que alcance en mi vida.

RESUMEN

En el presente estudio se determina la influencia del sistema de aislación por medio de aisladores elastoméricos en la base en la confiabilidad estructural de un edificio de cuatro niveles, regular en planta y elevación, a base de marcos de concreto reforzado ubicado en un suelo duro de la ciudad de México, con uso destinado a oficinas, modelado empleando el software Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS) y diseñado con base a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del 2017. Uno diseñado de manera convencional, y el otro, incorporando aisladores sísmicos. La implementación de la tecnología de los aisladores sísmicos busca la reducción de la demanda sísmica en vez de aumentar la capacidad resistente del edificio, por lo que resulta un método propio para reducir los daños que suelen producirse debido a los sismos.

ABSTRACT

In the present study it is determined the influence of the insulation system by means of elastomeric insulators in the base on the structural reliability of a 4-story building, regular both in plan and elevation, made of reinforced concrete, located on the hard ground of Mexico City, intended for an office, modeled using the software Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS) y designed based on the provisions of the “complementary technical standards 2017”. One designed in a conventional way, the other incorporating seismic isolators. The implementation of seismic isolator technology seeks to reduce the seismic demand instead of increasing the resistant capacity of the building, which is why it is a proper method to reduce the damage that usually occurs due to earthquakes.

OBJETIVOS

Objetivo general

Realizar un estudio analítico comparativo en términos, de fragilidad, peligro sísmico, distorsiones y confiabilidad estructural de edificios de oficinas de concreto reforzado de cuatro niveles, con y sin aisladores sísmicos de base, evaluando los beneficios y las desventajas del uso de estos dispositivos.

Objetivos específicos

- Modelar el edificio con base fija en el software ETABS.
- Diseñar el edificio con base a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México.
- Definir los principales parámetros que serán tomados en cuenta para el diseño de un aislador.
- Modelar el edificio con aisladores de base en el software ETABS.
- Demostrar los beneficios que se obtienen al utilizar
- Identificar las diferencias en el comportamiento estructural de edificios con y sin aisladores sísmicos de base.
- Estudiar el comportamiento de una estructura diseñada de manera tradicional (con apoyos convencionales) y con aisladores de base, tomando como parámetros de comparación el periodo de la estructura y los desplazamientos de entrepiso.
- Determinar curvas de peligro sísmico para la zona donde se ubica en edificio.
- Determinar la capacidad estructural por medio de Análisis Dinámicos Incrementales.
- Determinar la curva de peligro de demanda sísmica.
- Obtener las demandas estructurales a partir de la curva de peligro sísmico.

Hipótesis

En esta investigación se parte de las siguientes hipótesis:

- El uso de aisladores de base en edificios de concreto reforzado reduce las distorsiones máximas de entrepiso tanto para análisis modal espectral como para el análisis paso a paso.
- En edificios de concreto reforzado utilizar aisladores de base genera una confiabilidad mayor a la de un edificio equivalente sin aislador de base.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORIA.....	iv
RESUMEN.....	v
ABSTRACT	v
OBJETIVOS.....	vi
Objetivo general	vi
Objetivos específicos.....	vi
Hipótesis.....	vii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Antecedentes.....	5
1.2.1. Aislamiento sísmico	5
1.3. Planteamiento del problema	6
1.4. Justificación	6
2. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. Sismos.....	8
2.2.1. Características de los sismos	9
2.3. Origen de los sismos.....	9
2.3.1. Causas de los sismos	9
2.3.2. Ondas de cuerpo	10
2.3.3. Ondas Superficiales.....	12
2.4. Peligro sísmico	13
2.4.1. Curvas de peligro sísmico	14

2.4.2.	Curva de peligro de demanda estructural	16
2.5.	Efectos de los sismos en las estructuras	17
2.6.	Sistemas de control estructural	18
2.7.	Sistemas de control estructural pasivos	19
2.8.	Aisladores de base	20
2.9.	Tipos de aisladores de base	22
2.10.	Aisladores elastoméricos	24
2.10.1.	Aisladores elastoméricos de caucho natural	24
2.10.2.	Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)	25
2.10.3.	Aisladores de alto amortiguamiento	26
2.11.	Edificaciones con aisladores de base	27
2.12.	Teoría lineal del sistema de aislamiento en la base	29
2.13.	Características mecánicas del aislador de alto amortiguamiento.....	31
3.	METODOLOGÍA	36
3.1.	Edificio en estudio	37
3.1.1.	Descripción de la estructura	37
3.1.2.	Clasificación de la estructura	39
3.1.3.	Propiedades de los materiales	39
3.1.4.	Análisis de Cargas	40
3.2.	Modelación computacional con el programa ETABS	44
3.3.	Análisis y diseño de la estructura convencional	45
3.3.1.	Modelo de la estructura convencional.....	45
3.3.2.	Diseño de los elementos estructurales.....	47
3.4.	Análisis de la estructura con aislamiento sísmico	48

3.4.1.	Aisladores elastoméricos serie SI.....	49
3.4.2.	Selección del aislador.....	51
3.4.3.	Modelo de la estructura con aisladores	59
3.5.	Selección de registros sísmicos	61
3.5.1.	Selección de registros.....	61
3.5.2.	Escalamiento de movimientos sísmicos.....	62
3.5.3.	Análisis de la respuesta No Lineal	63
3.6.	Análisis de confiabilidad	64
3.6.1.	Curvas de capacidad estructural.....	64
3.6.2.	Curvas de fragilidad	64
3.6.3.	Curvas de peligro sísmico	65
3.6.4.	Curvas de peligro de demanda estructural	66
4.	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	68
4.1.	Resultados del análisis del edificio tradicional.....	68
4.1.1.	Periodos de vibrar.....	68
4.1.2.	Cortantes de entrepiso	70
4.1.3.	Distorsiones de entrepiso	72
4.2.	Resultados del análisis del edificio con aisladores en la base	73
4.2.1.	Periodos de vibrar.....	73
4.2.2.	Cortantes de entre piso	76
4.2.3.	Distorsiones de entrepiso	78
4.3.	Evaluación de la confiabilidad estructural.....	79
4.3.1.	Análisis Dinámicos Incrementales	79
4.3.2.	Curvas de vulnerabilidad.....	81

4.3.3. Curvas de Peligro de Demanda	84
5. CONCLUSIONES	87
Referencias	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. (a) Edificio convencional. (b) Edificio con aislamiento sísmico.....	2
Figura 2.1 Onda P, compresión y dilatación del medio.	11
Figura 2.2 Onda S, transversales o de corte con respecto al medio.	11
Figura 2.3 Ondas Rayleigh (Ondas R), su propagación es elíptica en dirección del plano.	12
Figura 2.4 Ondas Love (Ondas L), su propagación es perpendicular a la dirección de propagación.	13
Figura 2.5 Representación de una curva de peligro sísmico.	16
Figura 2.6. Aislamiento basal.....	21
Figura 2.7. Cambio del periodo fundamental de una estructura con aisladores de base.....	22
Figura 2.8. Imagen real de un apoyo elastomérico, Bonilla.....	22
Figura 2.9. Aislador de caucho de alta resistencia	26
Figura 2.10. Pestalozzi School en Skopje, Yugoslavia.	27
Figura 2.11. El Moro. Distrito Federal, México. Sistema llamado flotación elástica.	27
Figura 2.12. University of Southern California. California, Estados Unidos. Marco de acero concéntrico apoyado en 68 aisladores de goma de plomo y 81 aisladores elastoméricos. ..	28
Figura 2.13. Utah State Capitol. Utah, Estados Unidos. El sistema de aislamiento de la base se compone de 265 aisladores.	28
Figura 2.14. Modelo de dos grados de libertad. Basado en el modelo de Kelly, J. M., 1993, “Earthquake Resistant Desing with Rubber” pág 24.	30
Figura 3.1. Diagrama de Flujo de la Metodología a seguir.....	36
Figura 3.2. Vista en planta de edificios de oficinas (acotación en cm).....	38
Figura 3.3. Vista en elevación de edificios de oficinas (acotación en cm).	38
Figura 3.4. Espectro de diseño calculado en SASID.....	43
Figura 3.5. Modelo 3D en software ETABS de edificio de oficina de cuatro niveles, empotrado en la base.	45
Figura 3.6. Venta del programa ETABS para modificar Momento de Inercia de Vigas (a) y Columnas (b).	47

Figura 3.7. Geometría y armado de columnas y vigas, edificio diseñado de forma tradicional.	48
Figura 3.8. Aislador sin núcleo de plomo, aislador elastomérico serie SI.	50
Figura 3.9. Cargas axiales máximas en los aisladores considerando la carga sísmica, cargas en tonf. (Fuente: ETABS).	52
Figura 3.10. Cargas axiales máximas en los aisladores considerando cargas gravitacionales factorizadas, cargas en tonf. (Fuente: ETABS).....	53
Figura 3.11. Ubicación de los aisladores centrales y perimetrales.....	55
Figura 3.12. Catálogo de aisladores serie SI, para un desplazamiento de 300mm, y de caucho blando.....	57
Figura 3.13. Modelo 3D en software ETABS de edificio de oficina de cuatro niveles, con aisladores en la base.	60
Figura 3.14. Espectros de los sismos utilizados.	62
Figura 3.15. Curvas de peligro sísmico para suelo $T_s = 0.49$ s.....	66
Figura 4.1. Primer forma modal $T = 0.726$ s. Traslación en Y. (Fuente: ETABS).....	69
Figura 4.2. Segunda forma modal $T = 0.685$ s. Traslación en X. (Fuente: ETABS).	69
Figura 4.3. Tercera forma modal $T = 0.603$ s. Torsión en Z. (Fuente: ETABS).	70
Figura 4.4. Diagrama de cortante en entrepisos en dirección X. Edificio tradicional. (Fuente: ETABS).	72
Figura 4.5. Diagrama de cortante en entrepisos en dirección Y. Edificio tradicional. (Fuente: ETABS).	72
Figura 4.6. Primer forma modal $T = 2.61$ s. Traslación en Y. (Fuente: ETABS).....	75
Figura 4.7. Segunda forma modal $T = 2.597$ s. Traslación en X. (Fuente: ETABS).	75
Figura 4.8. Tercera forma modal $T = 2.3$ s. Torsión en Z. (Fuente: ETABS).	76
Figura 4.9. Diagrama de cortante en entrepisos en dirección Y. Edificio con aisladores en la base (Fuente: ETABS).	77
Figura 4.10. Diagrama de cortante en entrepisos en dirección Y. Edificio con aisladores en la base (Fuente: ETABS).....	77
Figura 4.11. Curva ADI's correspondientes al edificio tradicional.	79
Figura 4.12. Curva ADI's correspondientes al edificio con aisladores de base.....	80

Figura 4.13. Comparación ADI's de edificio con y sin aisladores de base.....	80
Figura 4.14. Comparación de medianas ADI's de edificio con y sin aisladores de base.....	81
Figura 4.15. Curvas de vulnerabilidad para diferentes distorsiones del edificio tradicional.	82
Figura 4.16. Curvas de vulnerabilidad para diferentes distorsiones del edificio con aisladores de base.	83
Figura 4.17. Comparación Curvas de vulnerabilidad con y sin aisladores para una distorsión de 0.004.	83
Figura 4.18. Curva Peligro de Demanda para edificio tradicional.....	84
Figura 4.19. Curva Peligro de Demanda para edificio con aisladores.	85
Figura 4.20. Comparación Curva Peligro de Demanda para edificio con y sin aisladores. .	85

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Carga muerta en los edificios	41
Tabla 3.2. Cargas vivas en los niveles 1 a 3.....	41
Tabla 3.3. Cargas vivas en la azotea	41
Tabla 3.4. Momentos de Inercia para Cálculo de las Rigideces	46
Tabla 3.5. Cargas máximas verticales en los aisladores.	56
Tabla 3.6. Rigidez lateral de los aisladores perimetrales y centrales.....	57
Tabla 3.7. Lista de Registros Sísmicos seleccionados.	62
Tabla 4.1. Periodos de vibrar de edificio tradicional	68
Tabla 4.2. Cortante en cada entrepiso, edificio tradicional.....	71
Tabla 4.3. Distorsión en dirección X, estado límite de falla.	73
Tabla 4.4. Distorsión en dirección Y, estado límite de falla.	73
Tabla 4.5. Periodos de vibrar del edificio con aisladores en la base.....	74
Tabla 4.6. Cortante en cada entrepiso, edificio con aislación en la base.	76
Tabla 4.7. Distorsión en dirección X, estado límite de falla.	78
Tabla 4.8. Distorsión en dirección Y, estado límite de falla.	78

1.INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Las estructuras tienen un alto grado de vulnerabilidad ante las fuerzas dinámicas, clasificando entre estas fuerzas las que son producto de sismos ya que someten a la estructura a movimientos cíclicos y repetitivos que producen comportamientos no deseados que, y de acuerdo al grado, pueden afectar la estabilidad a tal punto que la construcción pueda colapsar ocasionando pérdidas materiales y en algunos casos incluso pérdidas humanas, haciendo de los sismos uno de los eventos naturales menos deseados por el hombre y que más preocupa al ingeniero civil a la hora de realizar el diseño estructural [1].

El diseño estructural tiene, como uno de sus principales objetivos, el mantener la respuesta sísmica de las estructuras dentro de unos límites marcados por condiciones de seguridad, de servicio y comodidad humana. En los últimos años, la ingeniería sísmica ha desarrollado e implementado métodos con tecnología que cumplen con este objetivo. Una de estas técnicas es el empleo de mecanismos disipadores de energía, que tienen el propósito de reducir el trabajo de los elementos estructurales principales; es decir, obligar a que la energía se disipe en ciertos puntos localizados, para así evitar que los elementos principales se fatiguen, debido a las cargas cíclicas reversibles, como las ocasionadas por un sismo [2].

Cada vez son más utilizados los mecanismos de aislamiento sísmico y disipación de energía como sistemas para el control de la respuesta sísmica de las estructuras. Estos sistemas se encargan de mantener en funcionamiento la estructura y brindar confort a los ocupantes del edificio bajo las acciones sísmicas. Uno de estos sistemas son los sistemas de aisladores de base.

Existen diversos tipos de sistemas de aislamiento basal, cada uno con sus características propias, pero todos ellos buscando un mismo fin, desacoplar parcialmente la estructura del movimiento del suelo. Este desacople se lleva a cabo colocando entre la base de la estructura y su cimentación aparatos de apoyo que incrementen la flexibilidad del sistema global estructura-base y que produzca, al mismo tiempo, un amortiguamiento apropiado. Este incremento de flexibilidad hace que el periodo fundamental de la estructura se incremente más allá del periodo predominante del terreno, evitándose así la resonancia o la vibración en un rango de frecuencias cercano a la resonancia [3].

En la figura 1.1 se ilustra el concepto de aislamiento sísmico en la base. El edificio de la figura 1.1 (a) tiene constata el sistema tradicional mientras que en la figura 1.1 (b) se muestra un sistema de aislamiento en la base.

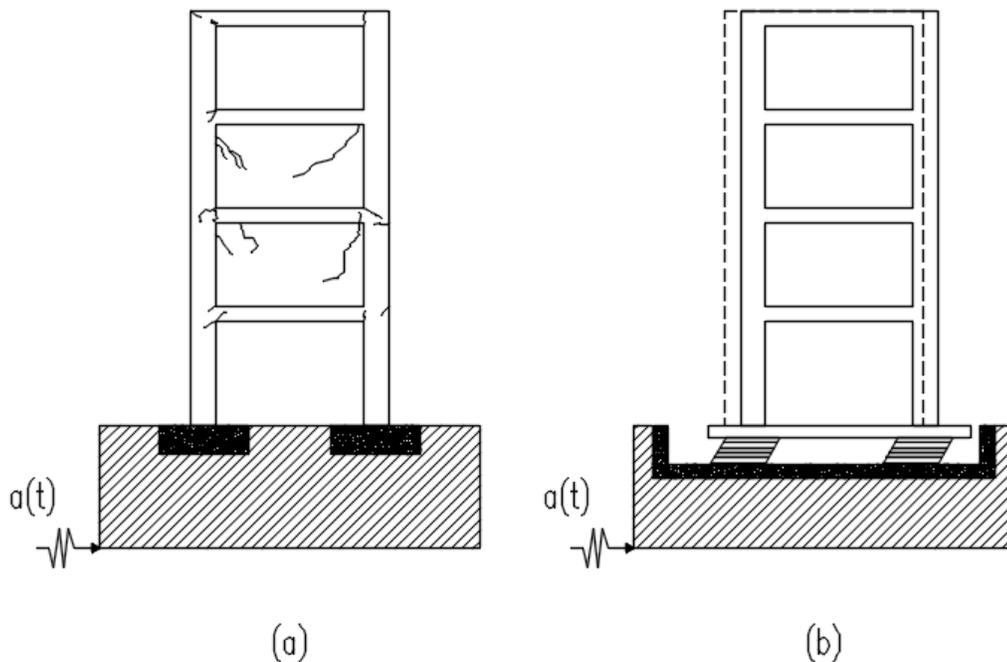


Figura 1.1. (a) Edificio convencional. (b) Edificio con aislamiento sísmico.

En la figura 1.1 (a) se puede observar que al actuar el sismo sobre el sistema estructural convencional se producen deformaciones y fisuras considerables.

Mientras que para el sistema con aislamiento en el base mostrado en *la figura 1.1 (b)* disminuyen y además el mayor desplazamiento ocurre en el sistema de aislamiento. La estructura sufre pequeñas deformaciones, presentando prácticamente movimiento como un sólido rígido.

La principal desventaja de los sistemas de aislamiento en la base consiste en que su capacidad de reducir la respuesta estructural es limitada y depende del contenido frecuencial de la excitación. Se puede afirmar que si el periodo predominante de alguna actividad sísmica en la zona es del mismo orden que el periodo fundamental del sistema estructura-aislamiento de base, la presencia de este sistema incrementa la respuesta estructural [3].

En general, al diseñar una estructura, siempre existirá una probabilidad de que la sollicitación máxima exceda a la resistencia que presenta el sistema estructural. La probabilidad de que una estructura no sobrepase, en determinado intervalo de tiempo, el estado límite para el cual fue diseñado, se define como confiabilidad estructural.

El diseño estructural mejora a través del tiempo, en la actualidad una gran parte de los códigos del mundo trabajan con criterios de diseños basados en estudios de confiabilidad, con el principal fin de mejorar el comportamiento estructural, de reducir los daños y costos de construcción o reparación a valores aceptables (Sorensen, et al. 1994; Rosenblueth y Esteva 1976; Wen, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2014; Ellingwood y Galambos, 1982; Svatopluk 2017) [4]; aunque estos estudios generalmente se enfocaron en un número limitado de estructuras y además analizadas con modelos relativamente simples; como por ejemplo, con sistemas de un grado de libertad, elementos aislados o marcos planos, estos sistemas tienen la desventaja de que no toman en cuenta el comportamiento global del edificio omitiendo parámetros, tales como: la redundancia, la ductilidad global, efectos de torsión, la adecuada distribución de masas y rigideces, el tipo de suelo, el tipo de materiales. Además, en otros casos idealizan estructuras hipotéticas que difícilmente se construyen en la

práctica y por lo tanto tienen algunas limitaciones para representarse en la realidad [5].

1.2. Antecedentes

1.2.1. Aislamiento sísmico

Los sismos siempre han representado un problema, existen ejemplos que demuestran que desde fechas muy antiguas la humanidad ha buscado y empleado diversos métodos para protegerse de los sismos. Ejemplos de estos son, el Palacio de Cnosos, en Grecia, construido en el año 2000 A.C. presenta un intento de aislamiento sísmico en la base, entre la cimentación y la base del edificio se colocó arena fina como elemento aislante. Por mencionar también La tumba de Ciro en Persia está construida de manera tal que en su parte inferior concentra bloques de mayor tamaño y conforme se alcanza mayor altura, el tamaño se reduce progresivamente hasta la cubierta, lo que aligera la estructura y separa el volumen de dos secciones que pueden considerarse aisladas desde el punto de vista sísmico [6].

El concepto de aislación sísmica se ha sido desarrollado desde hace más de 100 años, pasando por estructuras como puentes (inicios de 1970) y en edificios (finales de 1970) sin embargo, más reciente en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado de forma práctica y sólo en las últimas décadas su aplicación a aumentado debido al buen comportamiento ante los sismos que han presentado los edificios aislados [7].

En el año 1909 Johannes Avetican Calantarients del Reino Unido le envió una carta al Director del servicio sismológico de Santiago en Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad se es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo rellena de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia era un proceso primitivo de aislación sísmica [7].

Después de los terremotos en Loma Prieta (1989), Northridge al oeste de Estados Unidos (1994) y Kobe en Japón (1995), se observó el buen comportamiento y la relevancia de la aplicación del concepto aislación sísmica en estructuras importantes ubicadas en zonas de alta sismicidad; protegiéndole de fuerte movimientos de suelo. Debido a esto, el concepto de aislación sísmica se ha convertido en una realidad práctica en los años recientes con el desarrollo de nuevas tecnologías [8].

1.3. Planteamiento del problema

A pesar de que el diseño estructural está en constante mejora, la normativa actual no considera estándares de confiabilidad sísmica (debido a que los diseñadores no conocen el nivel de confiabilidad de la estructura, estos estándares no se consideran directamente), y algunos parámetros aún no están claros. Comportamiento, como aceleración.

Es necesario dar a conocer el importante potencial que tienen los dispositivos de control de respuesta sísmica en la protección de edificaciones. Una forma de llevar acabo esto, es mediante la comparación de la confiabilidad sísmica de un edificio aislado en su base con la confiabilidad sísmica de su equivalente edificio sin aplicarle aislador de base, enfocando a ese fin la presente investigación.

1.4. Justificación

México es uno de los países con mayor incidencia sísmica de media y alta intensidad, por lo que las edificaciones sufren constantemente excitación sísmica, por esta razón resulta conveniente el uso de aisladores de base para un mejor comportamiento de las estructuras.

Por la sencillez de su mecanismo operativo y la efectividad de su desempeño, los aisladores sísmicos constituyen una alternativa confiable a ser considerada en proyectos de diseño sísmico y reconstrucción sísmica.

Al utilizar aisladores de base, el periodo de la estructura de incrementa, y por lo tanto, se disminuyen sus aceleraciones ante un sismo, y con esto se provocan fuerzas sísmicas de menor intensidad. Esto se traduce en menores acciones sobre la estructura y por esto menores elementos mecánicos, lo que contribuye a menores demandas de diseño. Con menores demandas de diseño se logran secciones de los elementos de menores dimensiones y con esto se reduce el peso total y el costo de la estructura.

Al ser una estrategia relativamente sencilla (aisladores de base), es de interés conocerla mejor, realizar estudios a su alrededor, y aplicar el criterio de confiabilidad estructural es una manera de mejorar el comportamiento estructural de edificaciones que cuenten con este sistema.

2.MARCO TEÓRICO

2.1. Sismos

Los sismos, terremotos o temblores, son fenómenos naturales, que consisten en vibraciones en la corteza terrestre causadas, ya sea, por actividad volcánica, caída de techos de cavernas subterráneas e inclusive pueden ser causados por la mano del hombre como por ejemplo explosiones, generalmente los sismos ocurren en zonas de debilidad de la corteza terrestre que llamamos fallas geológicas. El sitio donde se inicia la ruptura se llama foco y su proyección en la superficie de la tierra se le denomina epicentro [9].

Si bien existen, según su origen, los sismos naturales y los provocados por actividades que realiza el hombre, una de sus diferencias es que los sismos de origen natural se producen en grandes extensiones de territorio y además estos son los que causan más daños a las estructuras, mientras que los que son a causa del hombre se presentan en menor escala y sus efectos se presentan en una menor extensión de terreno.

Actualmente no es posible predecir cuándo ocurrirá un sismo, mucho menos características como magnitud o intensidad, esto es porque son fenómenos muy complejos.

Los sismos generan una liberación de energía, acompañada de algunos tipos de ondas, con distintas magnitudes en amplitud, frecuencia y tiempo de ocurrencia. Esta energía es propagada en todas las direcciones posibles en el interior de la Tierra, y cuando esta alcanza la superficie se produce lo que podemos definir como una sacudida sísmica.

2.2.1. Características de los sismos

La principal característica de un sismo es su magnitud, siendo esta una medida del tamaño del mismo siendo independiente del lugar en donde se hace la observación y que además está relacionada de forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento. La magnitud de un sismo se determina a partir de las amplitudes de registros sismógrafos estándar. De estas escalas la más utilizada, y conocida, es la escala de Richter (m_L).

Otras escalas de magnitud que existen se basan en ondas de cuerpo (m_b), en ondas superficiales (m_s) o en el movimiento sísmico (m_w) [8].

Por otro lado, se llama intensidad de un sismo a la medida de los efectos que este produce en un sitio dado, es decir las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo, en ese lugar en particular y más puramente en sus efectos hacia las construcciones.

2.3. Origen de los sismos

2.3.1. Causas de los sismos

Los sismos son generados por movimientos de reajuste de las placas de la corteza terrestre. Estos movimientos no son libres, ya que existen restricciones en las zonas de contacto entre las placas; estas restricciones producen deformaciones y tensiones que se van acumulando alrededor de las zonas de contacto de las placas. Los sismos se producen cuando se acumula un nivel de esfuerzos y deformaciones de tal intensidad, que se genera una ruptura brusca en la falla. Al ocurrir un terremoto, se libera energía de deformación acumulada, con lo que se producen desplazamientos en las zonas de contacto y un reajuste de las placas. Este proceso se conoce como la “teoría del rebote elástico” [10].

Los sismos son, por lo tanto, consecuencia de fracturas en la corteza terrestre, las que se originan por una ruptura de fallas geológicas, por fricción entre bordes de placas tectónicas o por procesos volcánicos. Sin olvidar mencionar que también pueden ser generados o inducidos por actividades humanas. Siendo de estas mencionadas las placas tectónicas las que dan origen a la mayoría de la actividad sísmica del planeta. [10].

Al momento en que se produce la ruptura de la corteza y es liberada la energía acumulada por las deformaciones de las placas en contacto, se produce un terremoto, es entonces que la energía liberada se propaga desde la zona de ruptura, por medio de diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Encontrando la distinción de estas ondas por ondas de cuerpo, que viajan grandes distancias a través de roca, y ondas superficiales, que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando estas llegan a la superficie o a una interfaz de estratos [11].

2.3.2. Ondas de cuerpo

Las ondas de cuerpo viajan a través de la Tierra trazando caminos curvos en su intento de atravesar a la variada densidad y composición del interior de sus capas. Se dividen en ondas *P*, llamadas principales o de dilatación, y en ondas *S*, secundarias o de cortante.

Las ondas *P* se propagan comprimiendo y dilatando el medio en dirección longitudinal, *ver figura 2.1*. Se pueden propagar en prácticamente cualquier medio a través de cualquier material, con velocidades típicas de 330 m/s en el aire, 1450 m/s en el agua y cerca de los 5000 m/s en el granito [6].

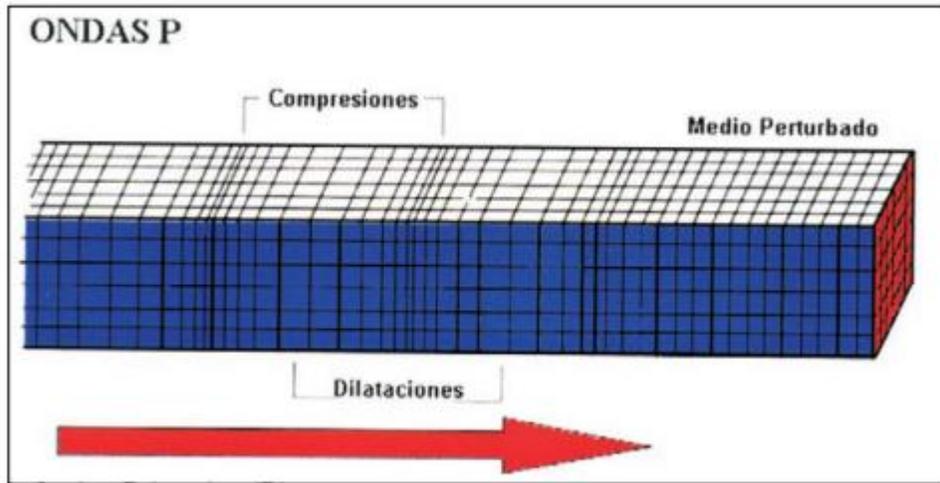


Figura 2.1 Onda P, compresión y dilatación del medio.

Las ondas S son ondas transversales o de corte, el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación, alternadamente hacia un lado y hacia el otro, pueden viajar a través de medios sólidos. Sus velocidades típicas de 190 m/s en el aire, 840 m/s en el agua y cerca de 2900 m/s en el granito, ver figura 2.2 [6].

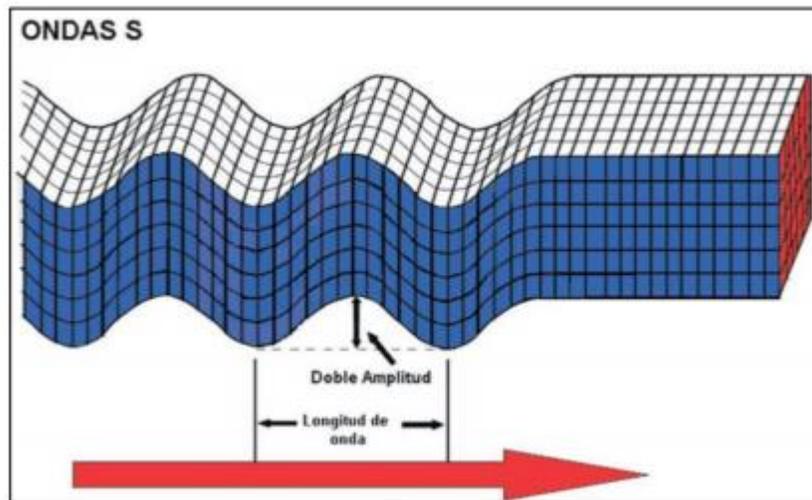


Figura 2.2 Onda S, transversales o de corte con respecto al medio.

2.3.3. Ondas Superficiales

Existen además otro tipo de ondas involucradas en los sismos, las ondas superficiales, que, a comparación de las ondas de cuerpo, se desplazan únicamente en la capa externa de la Tierra y a una velocidad menor. Estas ondas tienen su máxima amplitud en el medio de propagación, la capa externa de la Tierra, y va decreciendo con la profundidad, existen dos tipos de ondas superficiales, las Rayleigh y Love [6].

Las ondas Rayleigh describen una trayectoria elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda a una velocidad que es aproximadamente el 70% de las ondas S *ver figura 2.3*.

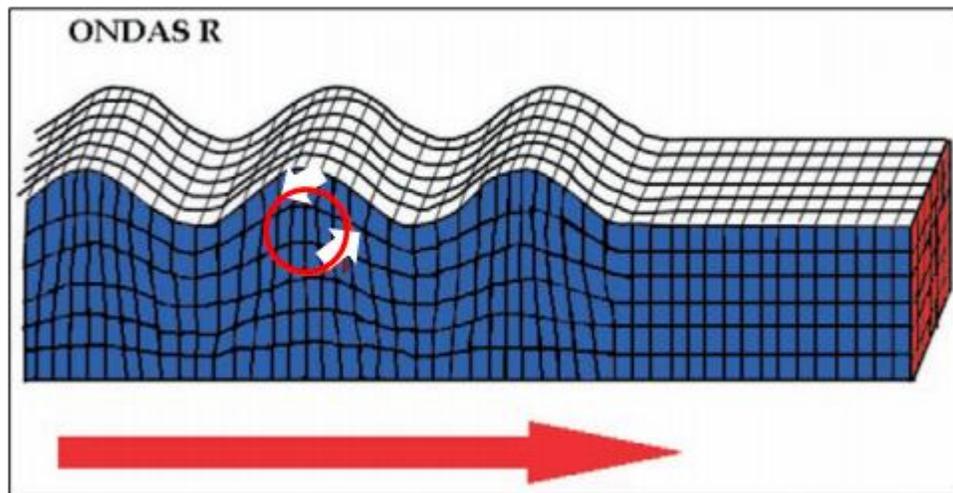


Figura 2.3 Ondas Rayleigh (Ondas R), su propagación es elíptica en dirección del plano.

Otro tipo de ondas superficiales son las ondas Love, que al igual que las ondas Rayleigh son sombradas así en honor al científico que las estudió. Las partículas muestran un movimiento perpendicular a la dirección en que se propaga la onda, de igual manera que las ondas S, con la distinción de que las ondas Love presentan componente únicamente horizontal a la superficie *ver figura 2.4*.

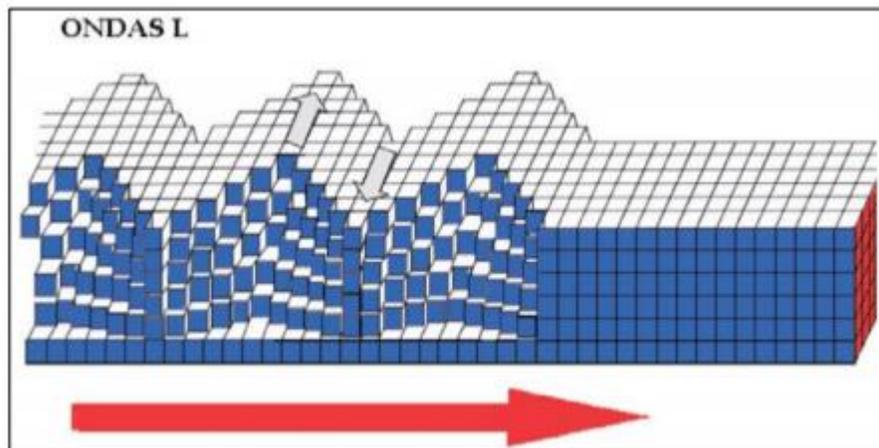


Figura 2.4 Ondas Love (Ondas L), su propagación es perpendicular a la dirección de propagación.

2.4. Peligro sísmico

Es posible identificar las zonas sismogénicas actualmente gracias a los estudios geológicos y a la historia de actividad sísmica, estas zonas son aquellas en donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera sismos. Los movimientos sísmicos no solo se presentan en las zonas sismogénicas sino, también, en todas aquellas zonas que se encuentren lo suficientemente cerca y que así las ondas sísmicas de gran amplitud puedan llegar. Teniendo esto en cuenta podemos entender como peligro sísmico al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos [11].

El peligro sísmico puede ser analizado de manera determinística o de manera probabilística, determinista cuando se asume un escenario sísmico en particular, y con un enfoque probabilístico al considerar parámetros tales como tamaño del sismo, localización y tiempo de ocurrencia.

Un enfoque determinístico nos permite obtener un valor máximo estimado que podría ser alcanzado por alguna medida de intensidad sísmica, siendo medidas como aceleración, velocidad o desplazamiento del suelo, esto a partir de registros sísmicos

ocurridos en la zona solamente, y haciendo énfasis en que lo que se obtiene es un solo valor máximo en la predicción de la intensidad utilizando este enfoque [12].

Por otra parte, un enfoque probabilístico, en lugar de usar directamente registros sísmicos ocurridos en la zona, obtiene una probabilidad de la ocurrencia de los diferentes sismos posibles. Aprovechando las incertidumbres que rodean a los sismos se puede obtener información sobre la posibilidad de que ocurra un sismo durante la vida útil de la estructura. Es así como se pueden obtener las curvas de peligro sísmico y los espectros de peligro uniforme.

Las curvas de peligro sísmico presentan el nivel de intensidad esperado del movimiento del suelo como una función de la probabilidad, y los espectros de peligro uniforme son espectros de respuesta que para todas sus ordenadas tienen la misma tasa de excedencia.

2.4.1. Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico pueden obtenerse para fuentes sísmicas individuales para después combinarse y así expresar el peligro de un sitio de interés. La curva está expresada en términos de la tasa de excedencia de una intensidad, $v(a)$, y se define como el número medio de veces por año que la intensidad, a , será excedida, esto es calculado para un posible sismo de una fuente y luego multiplicado por la probabilidad de que ese sismo, con cierta magnitud ocurra en un sitio de interés en particular. Así mismo para todas y cada una de las posibles magnitudes y sitios sumando sus probabilidades.

Las tasas de excedencias de intensidades considerando una fuente sísmica, i , puede obtenerse con la ecuación:

$$v_i(a) \sum_j^K w_{ij} \int_{M_o}^{M_u} \left| \frac{d\lambda(M)}{dM} \right| \Pr(A > a | M, R_{ij}) dM \quad (2.1)$$

Donde:

i: índice para indicar el número de fuentes

j: índice para cada subelemento en que se divide la fuente

K: número total de subelementos en que se divide la fuente i

W_{ij} : peso para cada subelemento, j, de la fuente sísmica, i, proporcional a su tamaño

$\Pr(A > a|M, R_{ij})$: probabilidad que la intensidad, A, exceda un valor dado, a

R_{ij} : distancia

M: magnitud

Para calcular la probabilidad de que la intensidad A exceda el valor de a, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Pr(A > a|M, R) = 1 - \phi \left[\frac{1}{\sigma} \ln \frac{a}{A(M, R)} \right] \quad (2.2)$$

Donde:

ϕ : función de probabilidad acumulada

σ : desviación estándar del logaritmo natural

$A(M, R)$: mediana

El peligro sísmico se considera como la suma de los efectos de todas las fuentes sísmicas que afectan la zona en estudio, entonces:

$$v(a) = \sum_i^N v_i(a) \quad (2.3)$$

Donde:

N: número total de fuentes sísmicas

Para el caso, en particular, en que se busca con una sola fuente sísmica, Ordaz (2004) [13] define una integral que presenta una sismicidad uniforme en toda el área, y solo toma en cuenta un rango de magnitudes.

$$v(a) = \frac{1}{Ar} \int_{\text{Area}} \int_{M_0}^{Mu} \lambda_0 \rho(M) Pr(A > a | M, R) dM dAr \quad (2.4)$$

Donde:

$\rho(M)$: función de densidad de probabilidad de magnitudes

λ_0 : número de sismos por año con magnitud igual o menor que M_0

Ar : área de la fuente

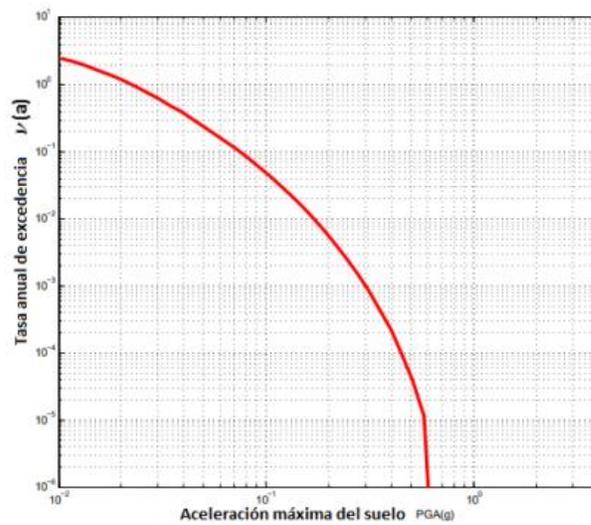


Figura 2.5 Representación de una curva de peligro sísmico.

2.4.2. Curva de peligro de demanda estructural

Las curvas de peligro de demanda estructural son una herramienta que nos permite calcular y predecir la probabilidad de excedencia de algún estado límite para algún sistema estructural durante su vida útil y obtener su desempeño, de esta manera evaluar el nivel de confiabilidad estructural.

La ecuación que nos permite evaluar el número medio de veces, por año, que se excede cierto valor de la respuesta estructural se planteó bajo la hipótesis de que los daños estructurales, causados a algún evento sísmico, ocurren bajo un proceso homogéneo de Poisson, planteada por Esteva [14] y Cornell [15] (1968).

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv(S_a)}{d(S_a)} \right| P(D > d|S_a) d(S_a) \quad (2.5)$$

Donde:

S_a : ordenada del espectro de pseudoaceleración (intensidad sísmica)

$dv(S_a)/d(S_a)$: derivada de la curva de peligro sísmico, respecto a (S_a)

$P(D > d|S_a)$: Curva de fragilidad

d : distorsión máxima de entrepiso

$v_D(d)$: número de veces, por año, que se excede d

2.5. Efectos de los sismos en las estructuras

Un terremoto es un fenómeno el cual se presenta sin que se tenga la oportunidad de saber cuándo ni con que magnitud se efectuará. Los efectos de los terremotos, han traído consigo grandes pérdidas a la humanidad a lo largo de la historia, pérdidas tanto en términos económicos como en términos de vidas. La realidad es que la mayoría de estas pérdidas no son debidas a los terremotos mismos, sino a fallas que ocurren en las estructuras realizadas por el hombre, como por ejemplo edificios.

Los sismos han sido eventos trágicos de la naturaleza, durante los cuales se pone a prueba la capacidad resistente de las edificaciones, la estabilidad de las estructuras durante la ocurrencia de un sismo se ven afectada por tres efectos principales: cortante basal, volteo y torsión.

Estos tres efectos generan esfuerzos en los elementos estructurales de la estructura que provocan vibraciones y generando aceleraciones que aumentan su magnitud proporcionalmente con la altura, causando daños permanentes tanto en cimentaciones como en la superestructura, y en algunos casos llegando al colapso de la misma.

De esta reflexión surge la importancia de la ingeniería sísmica, ya que debemos ser capaces de diseñar y construir edificaciones que tengan una confiabilidad frente a un terremoto.

En los últimos años ha sido aceptada por la ingeniería sismorresistente la disipación de energía como la plastificación de los elementos estructurales, lo que por otra parte generaba una cantidad considerable de daños en los mismos, lo que evidentemente genera gastos para su reparación.

Las nuevas tendencias están abocadas a lograr mayor ductilidad y disipación de energía en las estructuras con la introducción de dispositivos especiales diseñados para este fin. Estos dispositivos reducen la demanda de deformación y esfuerzos mediante el aumento del amortiguamiento estructural, reduciendo los esfuerzos hasta en un 50% [16].

Una de las alternativas para afrontar el problema de la energía que entra a un sistema estructural debido a un sismo es el empleo de sistemas de aislamiento.

2.6. Sistemas de control estructural

Al momento de un sismo y que este y sus movimientos afecten a una estructura, los elementos estructurales pueden verse afectados gravemente debido a que son ellos los que absorben la energía que entra al sistema estructural.

Actualmente existe una gran variedad de métodos enfocados, de alguna manera, en conseguir que la cantidad de energía que entra al sistema estructural sea menor o que, al menos, la cantidad de energía que ya ha entrado al sistema no genere el impacto que podría generar a la estructura principal.

Los sistemas más utilizados para controlar la respuesta sísmica de las estructuras se basan en mecanismos de aislamiento sísmico y de disipación de energía.

Bonilla, Lily (2012) utiliza en su tesis, “Teoría del aislamiento sísmico para edificaciones”, la siguiente clasificación para estos sistemas [17]:

1. Sistemas de control estructural pasivos
2. Sistemas de control estructural activos
3. Sistemas de control estructural híbridos

Los sistemas de control estructural pasivos consisten en dispositivos que no requieren energía extrema para lograr su funcionamiento. Mientras que los sistemas de control activo son dispositivos que requieren de energía externa para su funcionamiento. Y se cuenta también con una combinación de estos dos sistemas de control, activos y pasivos, siendo estos los sistemas híbridos que necesitan mucho menos energía e instrumentación que los sistemas de control activo.

2.7. Sistemas de control estructural pasivos

Los sistemas estructurales de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica, a diferencia del resto de los sistemas, además de que no requieren aporte energético para su funcionamiento. Son aquellos que responden de forma automática a las necesidades de su entorno, sin activación no se puede controlar por medio de ningún dispositivo.

Los dispositivos de disipación de energía utilizados en sistemas de control pasivo de estructuras, son generalmente, dispositivos sencillos que muestran un comportamiento inelástico estable y predecible cuando son sometidos a cargas sísmicas. Estos dispositivos pueden mejorar el comportamiento sismorresistente de la estructura, si han sido contemplados cuidadosamente en el diseño estructural y si se incluyen adecuadas consideraciones sobre las características mecánicas de la estructura, de los dispositivos de disipación y el suelo [10].

Encontramos cuatro diferentes sistemas de control pasivo:

- Disipadores de energía
- Osciladores resonantes
- Cables de presfuerzo
- Aisladores de base

2.8. Aisladores de base

Para este proyecto se trabaja con aisladores de base, por esta razón profundizaremos en este tipo de sistema de control pasivo.

La principal función de los sistemas de control es la de proteger a la superestructura de los sismos y de sus efectos, los aisladores de base atienden a este propósito mediante un desacople de la estructura con el movimiento del suelo, *ver figura 2.6*, con esto logrando un incremento en el periodo fundamental de vibrar en todo el sistema, con esto incluido el sistema de aislación [18].

Los aisladores de base consisten en dispositivos flexibles a los movimientos horizontales y rígidos al desplazamiento vertical, situados entre los cimientos y la superestructura. El objetivo esencial es asegurar que el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura se aleje del periodo dominante del sitio, mediante un incremento del periodo fundamental de la estructura como se muestra en *la figura*

2.7, de tal forma que los niveles de fuerza y aceleración en la estructura sean reducidos significativamente.

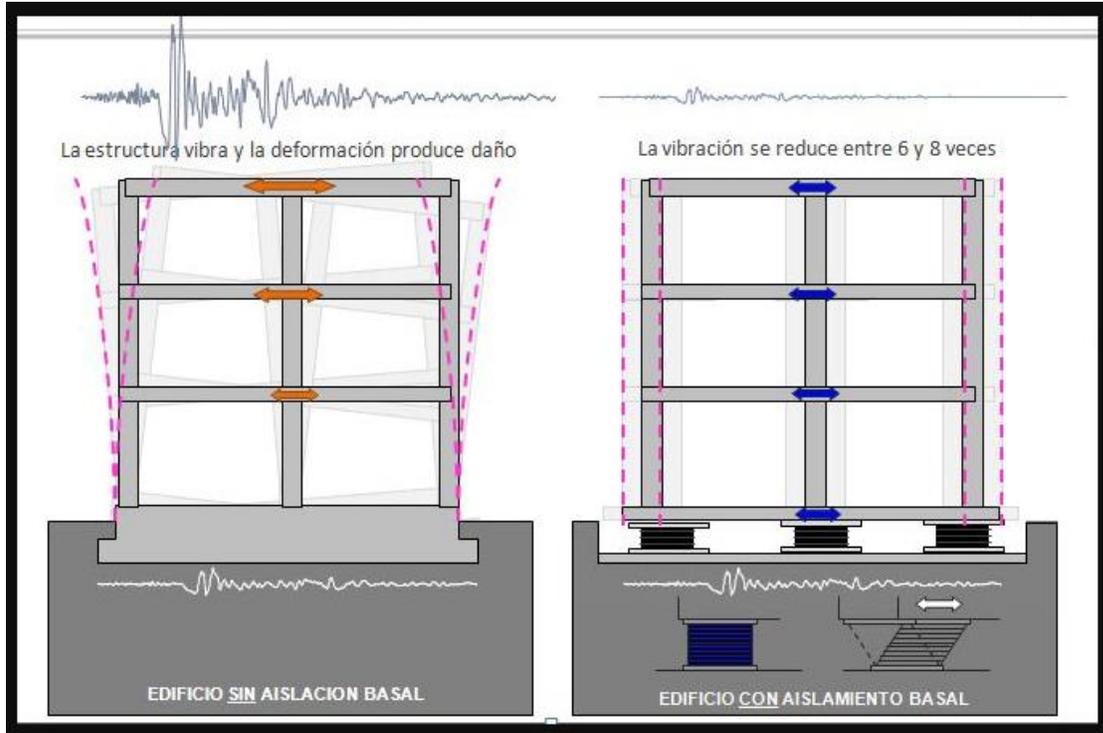


Figura 2.6. Aislamiento basal.

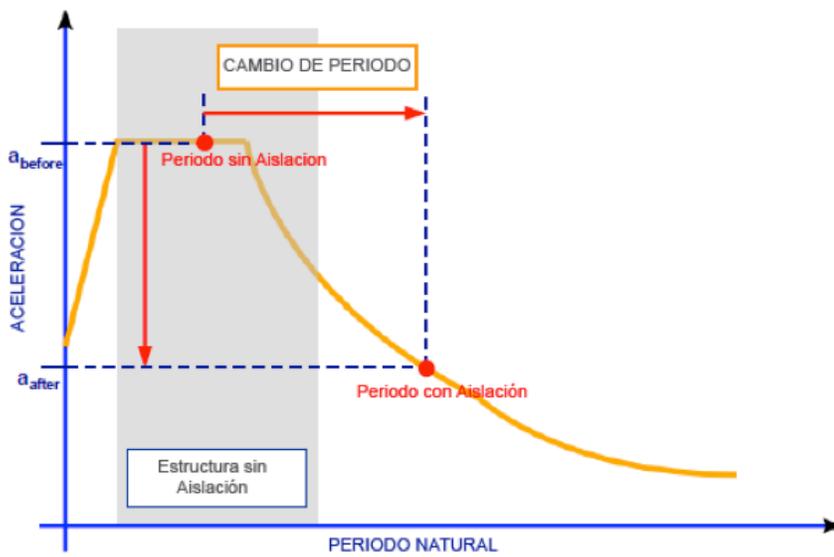


Figura 2.7. Cambio del periodo fundamental de una estructura con aisladores de base.

El funcionamiento de este sistema, se basa, en generar una discontinuidad en la transmisión del movimiento de la cimentación a la estructura. De esta manera no se transfiere en su totalidad la energía del sismo a la estructura. La estructura se mantiene en el régimen elástico, e incluso puede llegar a comportarse como un cuerpo rígido, de esta manera, se reducen las demandas de ductilidad de la estructura aislada [19].

Durante un evento sísmico, los aisladores de base se encargan de absorber una buena parte de la energía de la fuerza sísmica y por lo tanto los daños son concentrados en ellos, aun así, otra de las ventajas que poseen estos sistemas es que son de fácil reemplazamiento, además de no poseer un valor económico excesivo, en *la figura 2.8* se muestra la imagen de un aislador de base elastomérico.

Cabe mencionar que el emplear los sistemas de aislación de la base es más recomendado en estructuras rígidas y que además no tengan una elevada relación altura-anchura, con estas características pudiera presentarse grandes momentos de vuelco generando la pérdida del equilibrio. Además, también disminuye la ventaja de variación del periodo de vibrar.



Figura 2.8. Imagen real de un apoyo elastomérico, Bonilla.

2.9. Tipos de aisladores de base

Los sistemas de aislamiento basal se clasifican principalmente en dos grupos: aisladores de apoyo elastoméricos y de apoyos deslizantes.

A su vez, hay tres tipos de aisladores de apoyo elastoméricos ampliamente usados siendo estos: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB), y los apoyos de caucho de alta disipación de energía (HDR) [20].

Este trabajo se enfocó principalmente en los sistemas de aislamiento más utilizados, como son los sistemas elastoméricos y el péndulo de fricción, enlistando otros sistemas que también han tenido éxito.

A continuación, se presenta la clasificación de los aisladores de base y su subdivisión:

Aisladores elastoméricos:

- De caucho natural
- De caucho con núcleo de plomo
- De caucho de alto amortiguamiento

Aisladores deslizantes:

- Péndulo de fricción
- Péndulo de fricción de doble curvatura
- Sistema de fricción resiliente (R-FBI)
- Eléctrica de Francia
- Sistema combinado EERC
- Sistema TASS

Sistema de Aisladores a base de resortes.

Sistema GT-BIS.

2.10. Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros (goma) intercaladas con capas de acero. Las láminas de elastómeros son vulcanizadas a las capas de acero y, por lo general, presentan una sección circular pero también pueden fabricarse en forma cuadrada o rectangular. De este modo, la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expresión lateral de la goma que resulta de la presión vertical. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento [21].

2.10.1. Aisladores elastoméricos de caucho natural

Los aisladores de caucho natural, o también llamados de bajo amortiguamiento, fueron de los primeros aisladores de este tipo en usarse. Estos aisladores tienen la característica de presentar una deformación considerable verticalmente, esto debido al peso propio de la estructura, pues son simples bloques de caucho sin algún tipo de refuerzo, esto claro está que es un comportamiento no deseado o desfavorable, para cubrir esta desventaja, como una solución, le incorporan láminas de acero para lograr una resistencia vertical mayor.

Este tipo de aisladores de base es el más simple que existe, dentro de los aisladores elastoméricos, por eso es que por lo general tiene que ser acompañado con otro tipo de dispositivos para completar el sistema de aislación. Las ventajas que presenta, también, por ser el más simple es su fácil modelado además de que es un dispositivo

mucho más fácil en su manufactura sumado a esto que prácticamente no requiere de mantenimiento.

Para estos dispositivos, el porcentaje de amortiguamiento tiene valores de entre el 2% al 5% [22].

2.10.2. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Estos aisladores son prácticamente un aislador de caucho natural, en cuanto a aspecto a la vista, ya que también se construye de caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero, la diferencia que tienen, como lo indica su nombre, es que se le coloca un núcleo de plomo al centro del aislador, esto le proporciona una capacidad adicional para disipar la energía. De entrada, otra ventaja que se puede apreciar es que al modificar el diámetro del núcleo de plomo esto impacta, y nos ayuda, a modificar a su vez el grado de amortiguamiento (niveles del 25-30%), lo que también proporcionaría una mayor, o menor dependiendo el caso, rigidez inicial en el sistema lo que se traduce en los desplazamientos sean menores, ante sismos de baja intensidad [22].

Durante la acción sísmica y al deformarse lateralmente un aislador con núcleo de plomo, el núcleo fluye llegando a deformaciones plásticas y entonces comienza a disipar la energía en forma de calor. Una vez que pasa el sismo el caucho se encarga de llevar a la estructura a su posición de origen, por otro lado, el núcleo de plomo pasa por un proceso de recristalización, y así, de esta manera el sistema queda listo para una nueva acción sísmica. Las desventajas de estos sistemas son por un lado que es un sistema relativamente caro, por otro lado, este tipo de sistemas presenta comportamiento no lineal lo que se traduce que en una gran mayoría es necesario hacer un análisis paso a paso.

2.10.3. Aisladores de alto amortiguamiento

Otro tipo de aisladores elastoméricos son los aisladores de alto amortiguamiento (*ver figura 2.9*), estos dispositivos también están elaborados por capas de caucho y por placas de acero teniendo como diferencia que el caucho utilizado, para estos sistemas, tiene una composición química especial que se encarga de proporcionar un amortiguamiento suficiente de tal manera que no sea necesario el uso de un núcleo de plomo. Este químico se logra a base de carbono extra fino, aceite o resina con los que los dispositivos adquieren un amortiguamiento que va desde 10% a 20%. Al no contar con núcleo de plomo estos dispositivos son fáciles de fabricar [23].



Figura 2.9. Aislador de caucho de alta resistencia

2.11. Edificaciones con aisladores de base

En 1969 se construyó el primer edificio utilizando un sistema de aislación en la base, esto con bloques de caucho, se trata de la escuela Pestalozzi, un edificio de concreto de tres pisos ubicado en Skopje, Yugoslavia, el sistema utilizado es conocido como Swiss Full Base Isolation-3D (FBI-3D).



Figura 2.10. Pestalozzi School en Skopje, Yugoslavia.

A continuación, se presentan algunas edificaciones que cuentan con aisladores de base.



Figura 2.11. El Moro. Distrito Federal, México. Sistema llamado flotación elástica.



Figura 2.12. University of Southern California. California, Estados Unidos. Marco de acero concéntrico apoyado en 68 aisladores de goma de plomo y 81 aisladores elastoméricos.



Figura 2.13. Utah State Capitol. Utah, Estados Unidos. El sistema de aislamiento de la base se compone de 265 aisladores.

2.12. Teoría lineal del sistema de aislamiento en la base

El sistema de aislamiento funciona debido a que el modo fundamental de vibrar de la estructura aislada, que mueve en su mayoría la masa del sistema estructural, se asocia con la deformación del sistema de aislamiento y casi queda acoplado a la excitación de sísmica. Los modos superiores, que dinámicamente están asociados con la deformación de la súper estructura, son ortogonales al primer modo y por lo tanto a la excitación sísmica. En estas circunstancias los modos superiores no se ven muy influenciados por las acciones sísmicas y la estructura queda sujeta a bajas demandas de deformación y aceleración.

El uso de algún sistema de aislamiento implica en, de alguna manera, aislar por completo una planta del sistema estructural. Así el sistema estructural queda desacoplado del movimiento lateral desde esa planta hasta la azotea.

La teoría lineal representa una aproximación a un comportamiento no lineal y es útil porque aporta un entendimiento a nivel conceptual que pueden ayudar al diseño. La teoría lineal del aislamiento sísmico se encuentra descrita a detalle en Kelly (1993) [24], para este material se presenta a continuación esta teoría de manera resumida.

Para empezar a entender el comportamiento del sistema estructural con aisladores sísmicos en la base, considere un sistema de dos grados de libertad: el primero que corresponde al sistema de aislamiento y el segundo a la masa de la superestructura, *ver figura 2.14.*

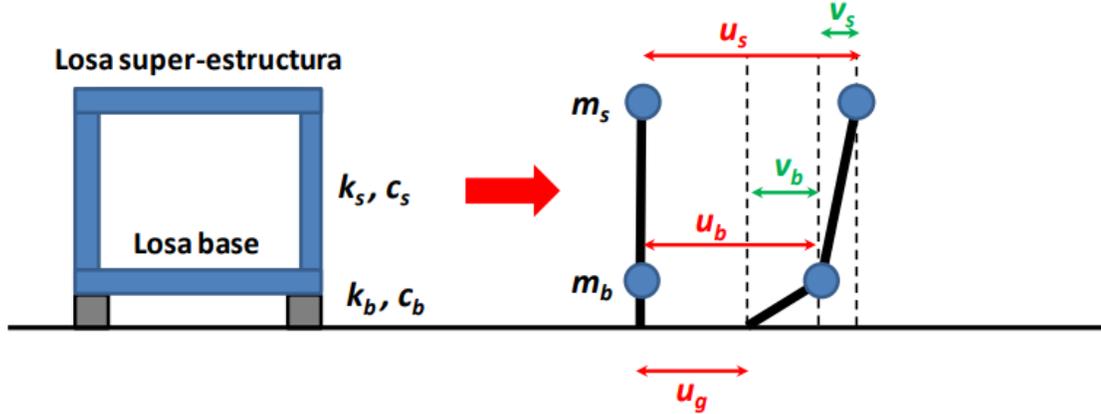


Figura 2.14. Modelo de dos grados de libertad. Basado en el modelo de Kelly, J. M., 1993, "Earthquake Resistant Design with Rubber" pág 24.

Por la notación k_s , c_s y m_s corresponden a la rigidez, el amortiguamiento y la masa de la superestructura, respectivamente, y k_b , c_b y m_b a la rigidez, amortiguamiento y masa del sistema de aisladores, respectivamente también. A su vez u_g es el desplazamiento del terreno, u_b el desplazamiento total de la base, u_s el desplazamiento total de la superestructura, mientras que v_b corresponde al desplazamiento de la base relativo al terreno, y v_s al desplazamiento de la superestructura relativo a la base.

Ecuaciones de movimiento del sistema de dos grados de libertad

1. Ecuación de movimiento para el último nivel.

$$m_s \ddot{u}_s + C_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = 0 \quad (2.6)$$

2. Ecuación de movimiento para el sistema de asilamiento.

$$m_s \ddot{u}_s + m_b \ddot{u}_b + C_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \quad (2.7)$$

Expresando los desplazamientos absolutos como los desplazamientos relativos.

3. El desplazamiento relativo de la estructura con respecto a la base.

$$u_s - u_b = v_s \quad (2.8)$$

4. El desplazamiento relativo del sistema de aislamiento con respecto al terreno.

$$u_b - u_g = v_b \quad (2.9)$$

5. Entonces despejando los desplazamientos absolutos u_s y u_b de las ecuaciones (2.8) y (2.9) respectivamente, podemos expresar al desplazamiento absoluto de la masa de la estructura y el desplazamiento absoluto de la masa sobre el aislador de la siguiente manera.

$$u_s = v_s + v_b + u_g \quad (2.10)$$

$$u_b = v_b + u_g \quad (2.11)$$

Es también posible describir las ecuaciones básicas del modelo de dos grados de libertad como funciones de los desplazamientos relativos.

6. Ecuación de movimiento para el último nivel.

$$m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + C_s \dot{v}_s + k_s v_s = 0 \quad (2.12)$$

$$m_s \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + C_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \quad (2.13)$$

7. Ecuación de movimiento para el sistema de aislamiento.

$$m_b(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + m_b(\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + C_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0 \quad (2.14)$$

$$(m_s + m_b)\ddot{v}_b + m_s \ddot{v}_s + C_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_s + m_b)\ddot{u}_g \quad (2.15)$$

8. Expresando de forma matricial las ecuaciones (2.13) y (2.15).

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr\ddot{u}_g \quad (2.16)$$

$$\begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} v_b \\ v_s \end{pmatrix} = - \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} \ddot{u}_g$$

2.13. Características mecánicas del aislador de alto amortiguamiento

Existen diversos estudios por investigadores de distintos países tanto analíticos como experimentales, con la finalidad de aportar algunas especificaciones de diseño.

En seguida se presentan algunas propiedades importantes sobre los aisladores de alto amortiguamiento, High Damping Rubber Bearings (HDRB) basadas en la teoría elástica que es relativamente simple y aparte razonable, un uso de técnicas de análisis no lineal podría hacer más difícil el diseño.

Lo descrito a continuación es un resumen de características mecánicas de los aisladores de alto amortiguamiento, García, Guyelmo [23].

Rigidez horizontal

Se puede calcular dependiendo de los datos proporcionados, por ejemplo, si quisiéramos calcular de manera global la rigidez de todo el sistema es necesario conocer el peso sísmico de la estructura W , el periodo objetivo T_D y el valor de la aceleración de la gravedad g , con estos datos procedemos calcular la rigidez horizontal de la siguiente manera:

$$K_H = \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \frac{W}{g} \quad (2.17)$$

En caso de solo querer conocer la rigidez horizontal de un solo aislador se sustituye la carga W por la carga sísmica máxima que se baja al aislador P_{max} ó, dividiendo la rigidez total de todo el sistema entre el número de aisladores N .

La otra fórmula para calcular la rigidez horizontal del aislador es conociendo de módulo de corte G , El área de la sección transversal A y por último el espesor total de la goma H_r .

$$K_H = \frac{GA}{H_r} \quad (2.18)$$

Rigidez vertical

Otro aspecto importante que se debe de considerar es la rigidez vertical K_v del dispositivo, ya que se debe verificar que cumpla con una rigidez vertical mínima, esto para prevenir grandes deformaciones verticales y controlar la frecuencia vertical.

Para cumplir con la rigidez vertical mínima la frecuencia debe de ser superior a 10 Hz. La rigidez vertical se puede expresar como:

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r} \quad (2.19)$$

donde E_c es el módulo de compresión para el conjunto acero-goma y que para este trabajo optaremos por la ecuación que encontramos en la norma chilena NCh 2745 [25] y en el libro de Kelly “Earthquake-Resistant Design with Rubber”, ya que esta fórmula considera la compresibilidad de la goma, para una sección circular la expresión viene dado de la siguiente manera:

$$E_c = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1} \quad (2.20)$$

donde S es el factor de forma y K el módulo de compresibilidad de la goma.

Factor de forma

El factor de forma se define como la relación entre el área cargada y el área libre, para este caso se recomienda que tome un valor entre 10-20, esto para asegurarse de que la rigidez vertical sea adecuada.

Para una sección circular el factor de forma es el siguiente:

$$S = \frac{\text{área cargada}}{\text{área libre}} = \frac{\pi r^2}{2\pi r t} = \frac{r}{2t} = \frac{D}{4t} \quad (2.21)$$

El módulo de compresibilidad de la goma tiene un valor alrededor de $K=20000$ kg/cm² para elastómeros convencionales.

Las propiedades antes descritas (Rigidez horizontal y la Rigidez vertical) son importantes en el diseño del aislador, además de esto se debe verificar que el aislador no sufra pandeo por flexión, así como darle una revisión por rodamiento, ya que este tipo de dispositivos son muy vulnerables a sufrir el pandeo por flexión.

Carga crítica por pandeo

La expresión para calcular la carga crítica de pandeo no considera rotación en los extremos ni fuerza horizontal, la expresión es la siguiente:

$$P_{Crit} = \sqrt{P_S P_E} \quad (2.22)$$

donde P_E es la carga de pandeo y P_S rigidez de corte efectiva.

$$P_E = \frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} E_C I \frac{h}{H_r} \quad (2.23)$$

$$P_S = GA \frac{h}{H_r} \quad (2.24)$$

donde I es la inercia de la sección transversal, h la altura del aislador que contempla las capas de goma y acero.

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{2} \right)^4 \quad (2.25)$$

Luego se verifica que el factor de seguridad sea adecuado, este factor debe de estar por lo general del orden de 2.

$$FS = \frac{P_{Crit}}{P_{max}} \quad (2.26)$$

Revisión por rodamiento

Revisión por rodamiento, este fenómeno se produce por los grandes desplazamientos que el sismo provoca a los aisladores, y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_{max} = \frac{PD}{P + K_H h} \quad (2.27)$$

Luego se verifica que el factor de seguridad sea mayor a 2.

3.METODOLOGÍA

La metodología a seguir en el presente estudio, mostrada de manera general, se encuentra en el siguiente diagrama de flujo, *ver figura 3.1*. En los sub capítulos posteriores se profundiza cada parte de esta metodología.

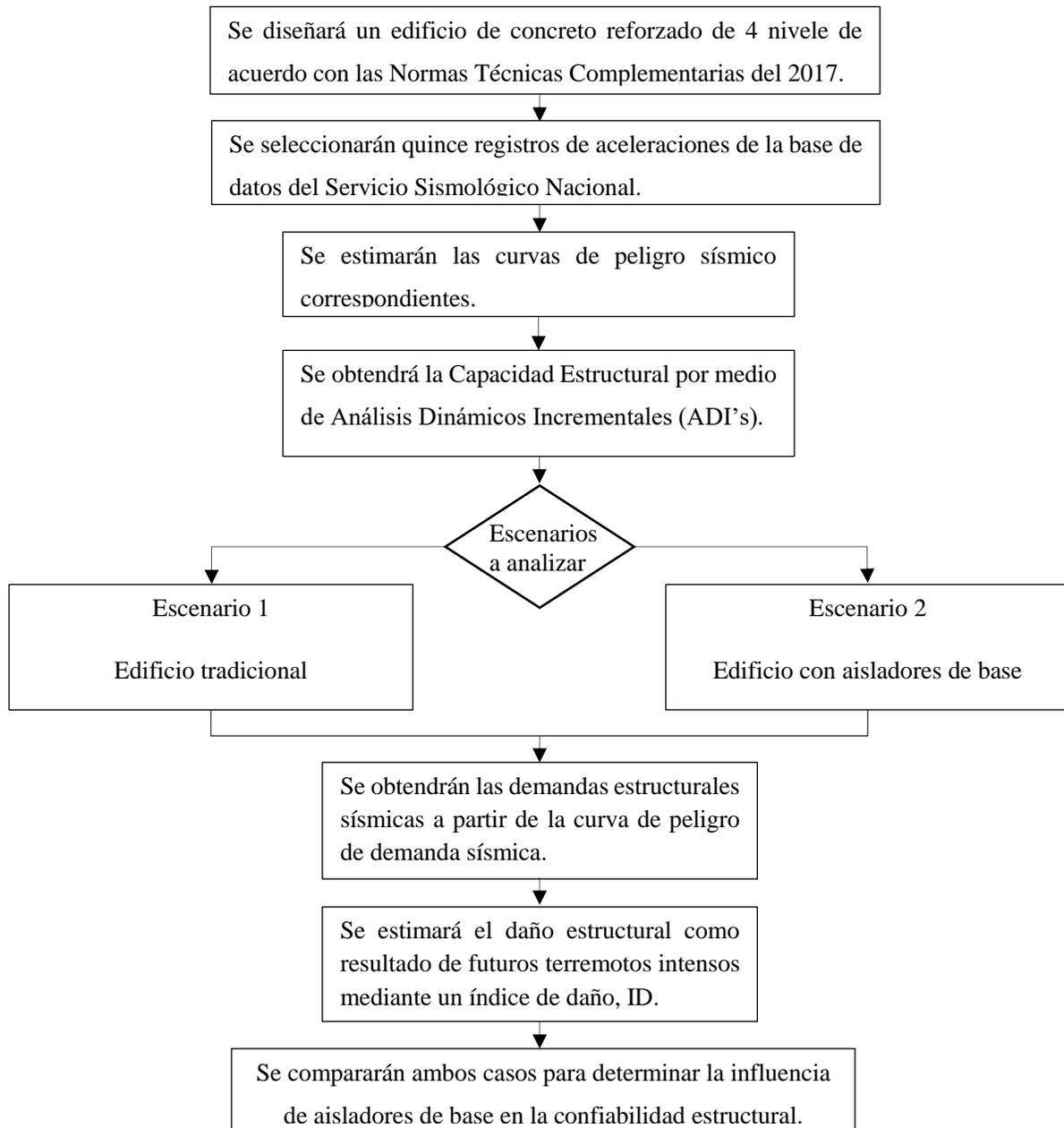


Figura 3.1. Diagrama de Flujo de la Metodología a seguir.

3.1. Edificio en estudio

En esta parte se presentan las características del proyecto elegido para el desarrollo de esta investigación, para este trabajo se decidió por un edificio de oficinas de cuatro niveles, regular tanto en planta como altura, dicha estructura primero se analizará y diseñará de manera convencional, y posteriormente analizada y diseñada con un sistema de aisladores de base, a cada edificio se le realizará un análisis paso a paso, la estructura se diseña ubicada en la Ciudad de México.

3.1.1. Descripción de la estructura

Para la realización de este proyecto de tesis se seleccionó un edificio con uso de oficinas, regular en planta y elevación, de cuatro niveles, con alturas de entre piso de 3.5 m, en planta tienen geometría regular con 4 crujías de 6 m en dirección X lo que da una longitud de 24 m y tres crujías de 7 m en dirección Y dando una longitud de 21 m, *ver figura 3.2 y figura 3.3.*

El sistema estructural es a base de marcos de concreto reforzado en ambas direcciones, donde las columnas tienen sección transversal cuadrada y las trabes tienen sección transversal rectangular. El sistema de piso es de losas macizas de entrepiso y azotea, y se considera que proporcionan bastante rigidez horizontal y es capaz de transmitir las fuerzas horizontales a los elementos verticales, debido a los claros relativamente grandes en los tableros que forman el sistema de piso.

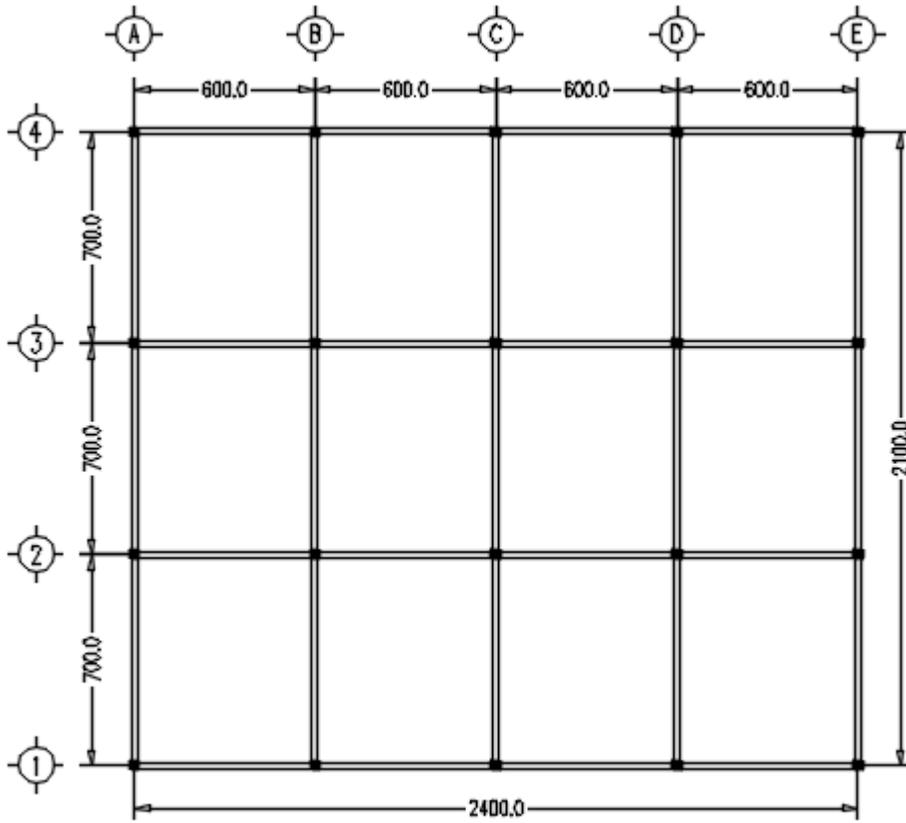


Figura 3.2. Vista en planta de edificios de oficinas (acotación en cm).

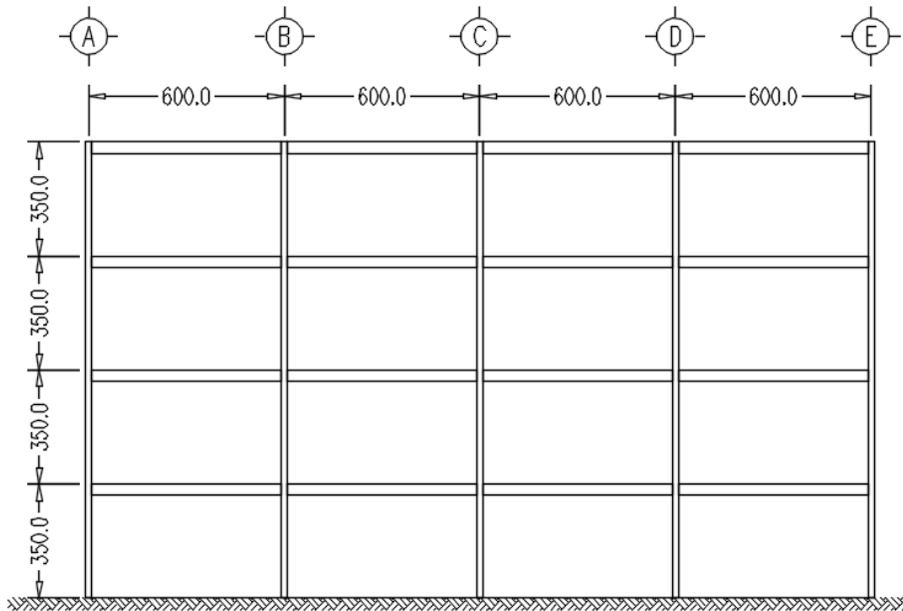


Figura 3.3. Vista en elevación de edificios de oficinas (acotación en cm).

3.1.2. Clasificación de la estructura

De acuerdo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del 2017, [26], esta estructura clasifica para el Grupo B. En este grupo se encuentran las edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones tanto comerciales como industriales.

3.1.3. Propiedades de los materiales

El edificio es a base de marcos de concreto y las losas son macizas de concreto, a continuación, se describen las características mecánicas del concreto y el acero de refuerzo siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, para edificaciones diseñadas con ductilidad baja (Q=2).

Concreto

Peso volumétrico

$$\gamma = 2400 \frac{Kg}{m^3}$$

Resistencia a la compresión

$$f'c = 250 \frac{Kg}{cm^2}$$

Módulo de elasticidad

$$E_c = 234,264.80 \frac{Kg}{cm^2}$$

Acero de refuerzo

Esfuerzo de fluencia

$$f_y = 4,200 \frac{Kg}{cm^2}$$

Módulo de elasticidad

$$E = 2,000,000 \frac{Kg}{cm^2}$$

3.1.4. Análisis de Cargas

Realizado el modelo tridimensional de la estructura es necesario evaluar las solicitaciones a las que está sometida. Para esto fueron considerados tres tipos de acciones, siendo estas permanentes, variables y accidentales.

Acciones permanentes

Estas acciones corresponden a aquellas que su intensidad no varía o varía muy poco con el tiempo, tal es el caso de la carga muerta, en la que se incluye el peso propio de los elementos que conforman la estructura, así como los acabados e instalaciones.

Acciones variables

A diferencia de las acciones permanentes, las acciones variables se caracterizan por presentar cambios significativos, en su magnitud, con el tiempo, ejemplos de este tipo de acciones son las cargas vivas, los efectos de temperatura, deformaciones por hundimientos diferenciales y acciones inducidas por el funcionamiento de maquinaria y equipo.

Acciones accidentales

Las acciones accidentales tienen la característica fundamental de ser ajenas al funcionamiento normal de la edificación, además de la capacidad de alcanzar intensidades significativas durante lapsos breves de tiempo. En esta categoría están las acciones debidas a sismo, viento, granizo, explosiones, incendios y otros fenómenos de ocurrencias extraordinaria.

3.1.4.1. Cargas de Diseño

En este caso particular dentro de lo que llamaremos cargas de diseño encontraremos carga muerta y carga viva. Las cargas vivas se consideraron de acuerdo a lo establecido en las NTC-17, siendo la carga viva máxima (W_{max}) utilizada en el diseño ante fuerzas gravitacionales; Carga viva instantánea o accidental (W_a) para diseño por sismo y carga viva media (W) en la estimación de efectos a largo plazo. En la *tabla 3.1* a la *tabla 3.3* se muestran la carga muerta y viva que se consideraron para cada nivel.

Tabla 3.1. Carga muerta en los edificios

Sobre Carga Muerta (Kg/m²)	
C_m	140

Tabla 3.2. Cargas vivas en los niveles 1 a 3

Cargas Vivas (Kg/m²)			
	W	W_a	W_{max}
Oficinas	100	180	250

Tabla 3.3. Cargas vivas en la azotea

Cargas Vivas (Kg/m²)			
	W	W_a	W_{max}
Oficinas	15	70	100

3.1.4.2. Carga Sísmica

De acuerdo con las NTC-17, el análisis por acciones sísmicas puede realizarse con los métodos estático, dinámico modal espectral y dinámico no lineal paso a paso. Para el análisis sísmico de esta investigación se decidió por utilizar el método dinámico modal espectral por su mayor rango de aplicación y por ser el más completo.

Es importante mencionar que, de manera estricta, la superestructura cuenta con múltiples grados de libertad; sin embargo, es aceptable suponer que los

pisos son diafragmas rígidos en su plano que ante movimientos laterales sus deformaciones son despreciables. Además, como el peso está concentrado en los pisos, las fuerzas de inercia se pueden expresar como el producto de la masa por su aceleración lineal y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical, permitiendo así, reducir el análisis a un sistema con tres grados de libertad.

De igual manera, se hace la consideración que la acción sísmica provoca en la base del edificio un movimiento de translación únicamente en el Plano horizontal; que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masa que coincide a su vez con el centro geométrico de cada nivel, y que los cortantes de entrepiso son la suma de las fuerzas laterales por sismo, proporcionales a la rigidez de los elementos resistentes verticales.

Las acciones sísmicas se determinaron a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), desarrollado por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México y se obtuvieron tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- Ubicación: Coordenadas latitud $19^{\circ}17'8''$ N y longitud $99^{\circ}10'1''$.
- Factor de importancia (Grupo): Grupo B, subgrupo B1.
- Factor de irregularidad: 1.0, por la regularidad de la estructura.
- F. comportamiento sísmico (Q): En la tabla 4.2.1, factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto de las NTC-17, se establece que, para marcos de ductilidad baja, se usará Q igual a 2.0
- F. de hiperestaticidad (k1): 1.0, ya que es el establecido para estructuras de mampostería y sistemas estructurales de concreto, acero

o compuesto que posee tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones.

La figura 3.4 muestra los datos proporcionados, así como el espectro de diseño tal como aparecen desde la plataforma de SASID.

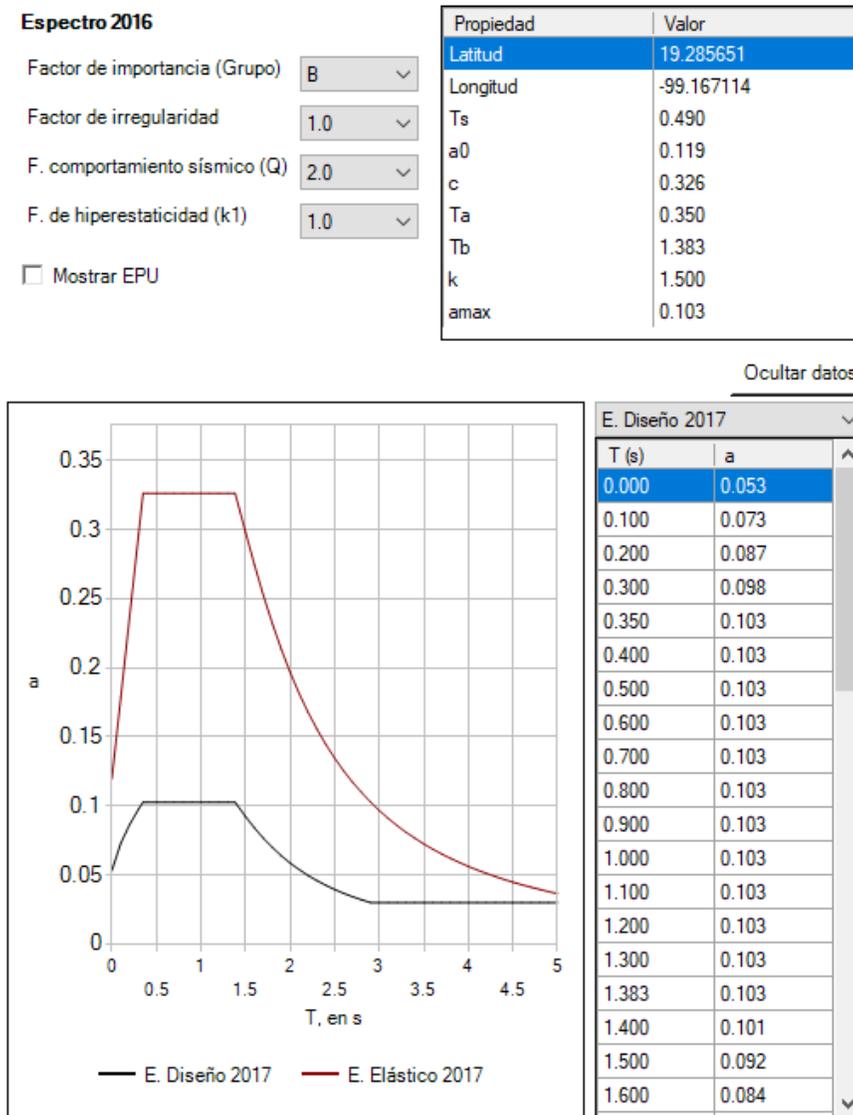


Figura 3.4. Espectro de diseño calculado en SASID.

3.2. Modelación computacional con el programa ETABS

ETABS es un software innovador y revolucionario para el análisis estructural y dimensionamiento, es la solución, desde, diseños de un simple pórtico en 2D o hasta un análisis dinámico de un edificio que utiliza aisladores en su base.

El programa Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS), es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos que ofrece herramientas especiales de modelado y visualización de objetos en 3D, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una alta variedad de materiales, cuenta con diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los resultados.

Este programa trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis y de diseño. Los resultados son proporcionados por el programa son instantáneos y automáticos.

En conclusión, ETABS es un programa que agrega una interfaz gráfica fácil y completa, vinculada con poderosas herramientas, ofreciéndole al ingeniero estructural un programa de análisis y diseño de edificaciones sin igual en eficiencia y productividad. Para este proyecto de investigación se utilizará en su versión 2016.

3.3. Análisis y diseño de la estructura convencional

3.3.1. Modelo de la estructura convencional

Con ayuda de ETABS 2016, se realizó un modelado tridimensional (figura 3.5) que considera las características geométricas antes descritas, el edificio se consideró con la base empotrada y se procedió a realizar un análisis elástico, cumpliendo con los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del 2017 (NTC-17).

El modelo se realizó utilizando elementos tipo *frame* para vigas y columnas, y para las losas se utilizó del tipo *slab* con la geometría antes descrita. Las propiedades de los materiales corresponden a las antes mencionadas.

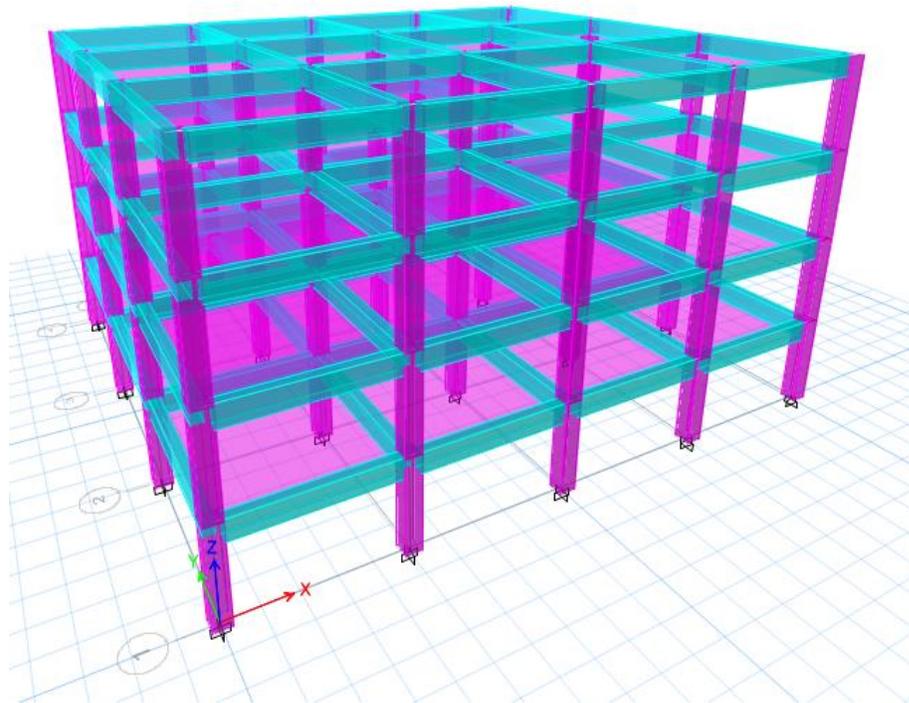


Figura 3.5. Modelo 3D en software ETABS de edificio de oficina de cuatro niveles, empotrado en la base.

Para su análisis sísmico se consideró que el peso del edificio se concentraba en el nivel de las losas, además de suponerse que estas son indeformables en su plano, analizando así dos desplazamientos en dirección de los ejes X y Y, y un giro en el eje Z.

Para el proceso de análisis, con el fin de determinar la respuesta que la estructura pueda presentar ante las diferentes combinaciones de carga de acuerdo a lo establecido en las NTC-17, se consideró el efecto de agrietamiento de cada elemento estructural, según lo estipulado en la sección 3.2.1.1, se admitirá que se cumple esta consideración si las rigideces de los elementos se calculan con el módulo de elasticidad del concreto, y con los momentos de inercia que se muestran en *la tabla 3.4*.

Tabla 3.4. Momentos de Inercia para Cálculo de las Rigideces

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

La consideración de sección agrietada se introduce al modelo en ETABS 2016 siguiendo la ruta *Define/Sections Properties/Frame Sections...* Se selecciona la sección (Viga o Columna) y se continúa con *Modify/Show Property...* En la sección *Property Modifiers* entrar en *Modify/Show Modifiers...* Aquí se modifica el coeficiente que afecta a los momentos de inercia en la opción *Moment of Inertia* como se muestra en *la figura 3.6*.

Las combinaciones de cargas que se utilizaron para verificar los estados límite son las siguientes:

$$1.1 W_D + 1.5 W_L \quad (3.1)$$

$$1.1 (W_D + W_L \pm Sismo X \pm 0.3 Sismo Y) \quad (3.2)$$

$$1.1 (W_D + W_L \pm Sismo Y \pm 0.3 Sismo X) \quad (3.3)$$

$$W_D + W_L \quad (3.4)$$

Donde W_D y W_L corresponden a carga muerta y carga viva respectivamente mientras que Sismo X y Sismo Y hacen referencia a la acción de la carga sísmica.

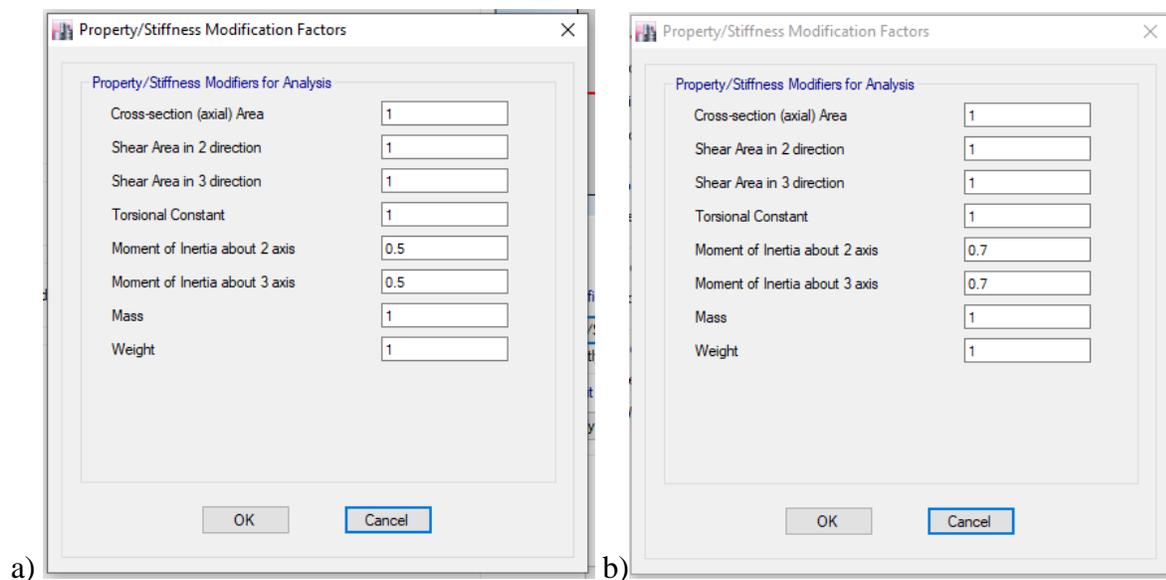


Figura 3.6. Venta del programa ETABS para modificar Momento de Inercia de Vigas (a) y Columnas (b).

3.3.2. Diseño de los elementos estructurales

Realizado el análisis de las estructuras, se pasa a diseñar los elementos estructurales de acuerdo con lo estipulado en las NTC-2017.

Las columnas se diseñaron por flexo-compresión y cortante. Mientras que las vigas son diseñadas por flexo-compresión y cortante. En la figura 3.7 se muestran la geometría y el armado de los elementos estructurales.

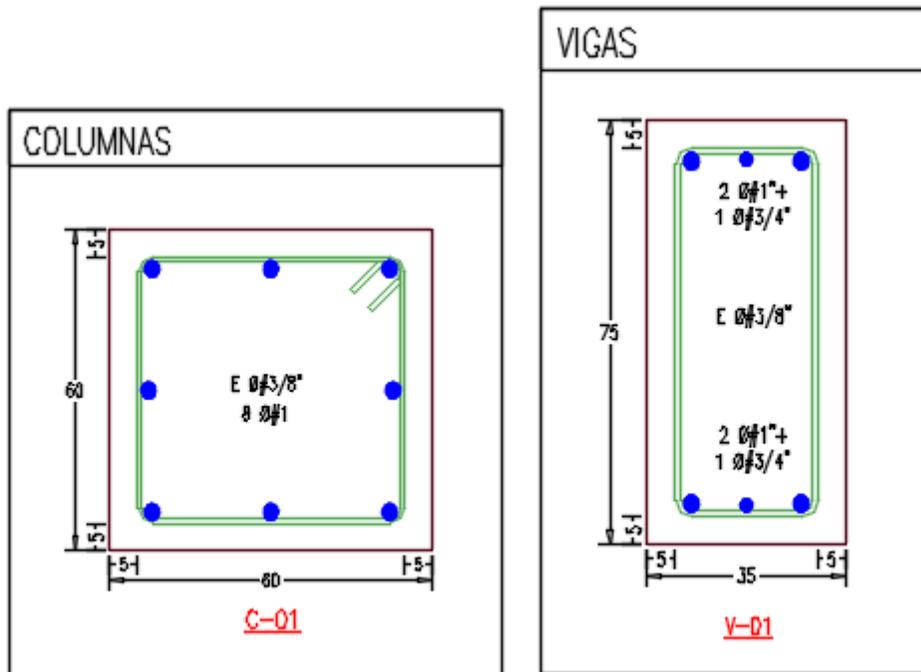


Figura 3.7. Geometría y armado de columnas y vigas, edificio diseñado de forma tradicional.

3.4. Análisis de la estructura con aislamiento sísmico

La opción de usar un sistema de aislamiento basal trae consigo ventajas, las cuales son, confiabilidad y competitividad económica, tomando en cuenta que este sistema debe cumplir las funciones de soportar la estructura mientras que por otro lado debe proporcionarle flexibilidad horizontal y disipación de energía.

Para esta investigación se decide utilizar un sistema de aislamiento en la base conformada por aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento. También, se opta por elegir aisladores del proveedor FIP INDUSTRIALE, [27], debido a que, el diseñar un aislador puede representar un costo más elevado, de acuerdo con el Manual de la Comisión Federal de Electricidad para Sismos 2015, [28], ya que se señala que estos

dispositivos deben ser sometidos a ciertas pruebas que garanticen la seguridad del inmueble y de los usuarios. Los aisladores de la empresa italiana FIP INDUSTRIALE están diseñados y adaptados a diversos reglamentos a nivel mundial, garantizando que cumplen con la normativa correspondiente.

Específicamente los aisladores seleccionados para esta investigación corresponden al catálogo de AISLADORES ELASTOMÉRICOS serie SI.

3.4.1. Aisladores elastoméricos serie SI

Los aisladores elastoméricos serie SI, *ver figura 3.8*, son apoyos de goma reforzada, compuesta por láminas de acero y goma vulcanizados. Existen presentaciones con formas circulares, rectangulares y cuadradas, siendo las circulares las más utilizadas. Estos dispositivos se caracterizan por una rigidez horizontal baja, una rigidez vertical alta, y una adecuada capacidad de amortiguación. Estas características permiten, respectivamente, incrementar el periodo fundamental de vibración de la estructura, soportar cargas verticales sin que la estructura presente problemas, y limitar los desplazamientos horizontales en las estructuras aisladas sísmicamente.



Figura 3.8. Aislador sin núcleo de plomo, aislador elastomérico serie SI.

Los parámetros fundamentales de diseño utilizados para determinar la rigidez vertical y horizontal son las características geométricas de los aisladores (dimensiones totales, espesores de una sola capa, etc.) y las características mecánicas del elastómero. En estos aisladores la capacidad de amortiguación la obtienen dependiendo del tipo de compuesto elastomérico con el que se fabrica, siendo por lo general empleado un compuesto de alta capacidad de amortiguamiento.

Estos aisladores están identificados con la marca SI (aislador sísmico) seguida de una letra (S, N, H para indicar respectivamente el tipo de composición de la goma: blanda, normal y dura) y dos números. El primer número representa el diámetro en milímetros, y el segundo indica el espesor total de las láminas de goma en milímetros.

Por ejemplo, **SI-S 800/130**, que corresponde a: aislador elastomérico, diámetro de 800 mm, fabricado con un compuesto elastomérico de tipo blando con láminas de goma con un espesor de 130 mm.

3.4.2. Selección del aislador

Para la selección del aislador es necesario determinar algunos datos de la estructura, que se pueden obtener fácilmente del análisis estructural del edificio con base fija, como se muestra a continuación:

- a) Periodo (T) de la estructura con base fija.
- b) El peso sísmico de la estructura.
- c) Cargas máximas verticales en combinaciones de carga incluida la acción sísmica (combinación de cargas instantáneas y las cargas gravitacionales) debajo de cada una de las columnas de planta baja (carga que llega a los aisladores).
- d) Cargas máximas verticales en combinaciones no sísmicas (combinación de cargas gravitacionales factorizadas) debajo de cada una de las columnas de planta baja (carga que llega a los aisladores).

De acuerdo con el análisis estructural con base fija tenemos que el periodo (T) corresponde a $0.726s$ (ver tabla 3.5), y el peso sísmico de la estructura (W_{total}) es de $2054 tonf$. El peso sísmico de la estructura se obtiene como la suma de las fuerzas axiales que bajan las columnas a los aisladores con la combinación de cargas instantáneas y las cargas gravitacionales.

Se utilizará un aislador debajo de cada columna, con ayuda del programa ETABS se obtienen las reacciones que necesitamos para la selección del aislador. En la figura 3.9 se muestra la carga axial máxima en los aisladores

considerando el peso sísmico, y en la figura 3.10 aparece la carga axial máxima en los aisladores por cargas gravitacionales factorizadas.

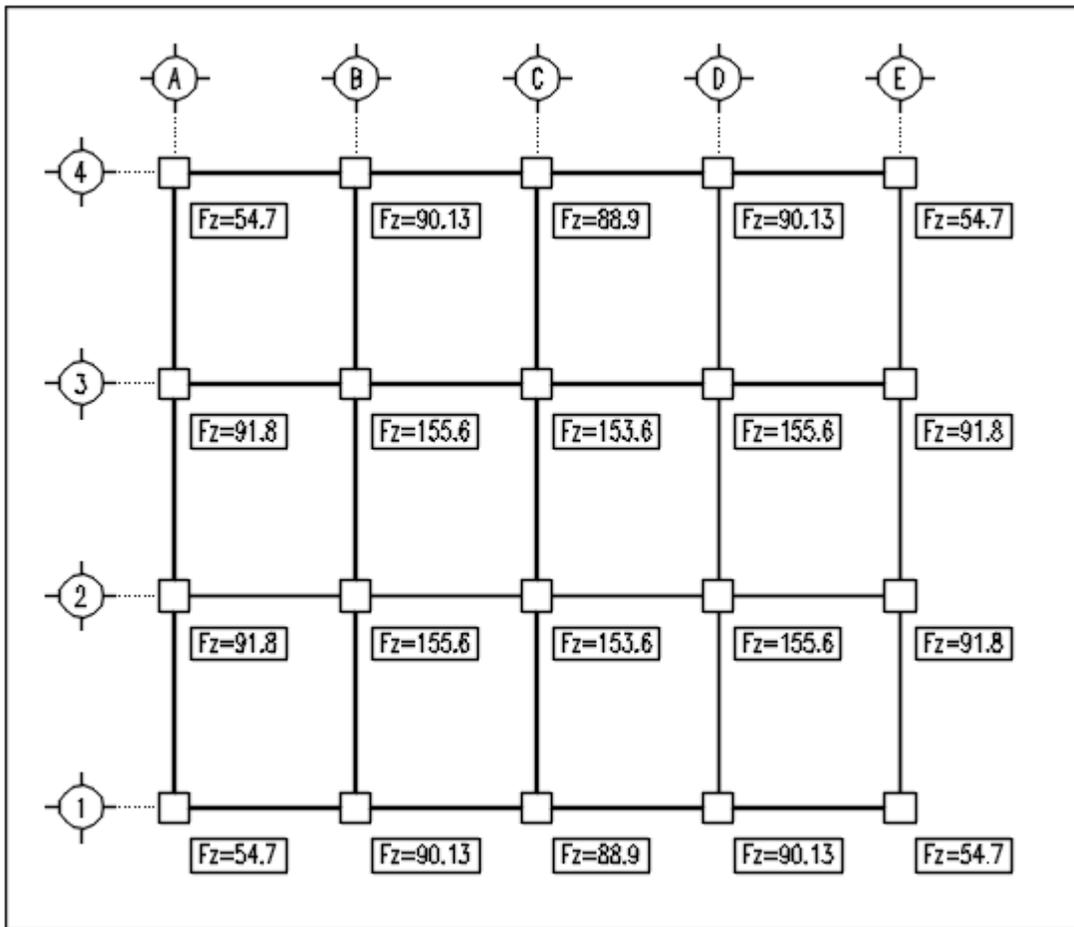


Figura 3.9. Cargas axiales máximas en los aisladores considerando la carga sísmica, cargas en tonf. (Fuente: ETABS).

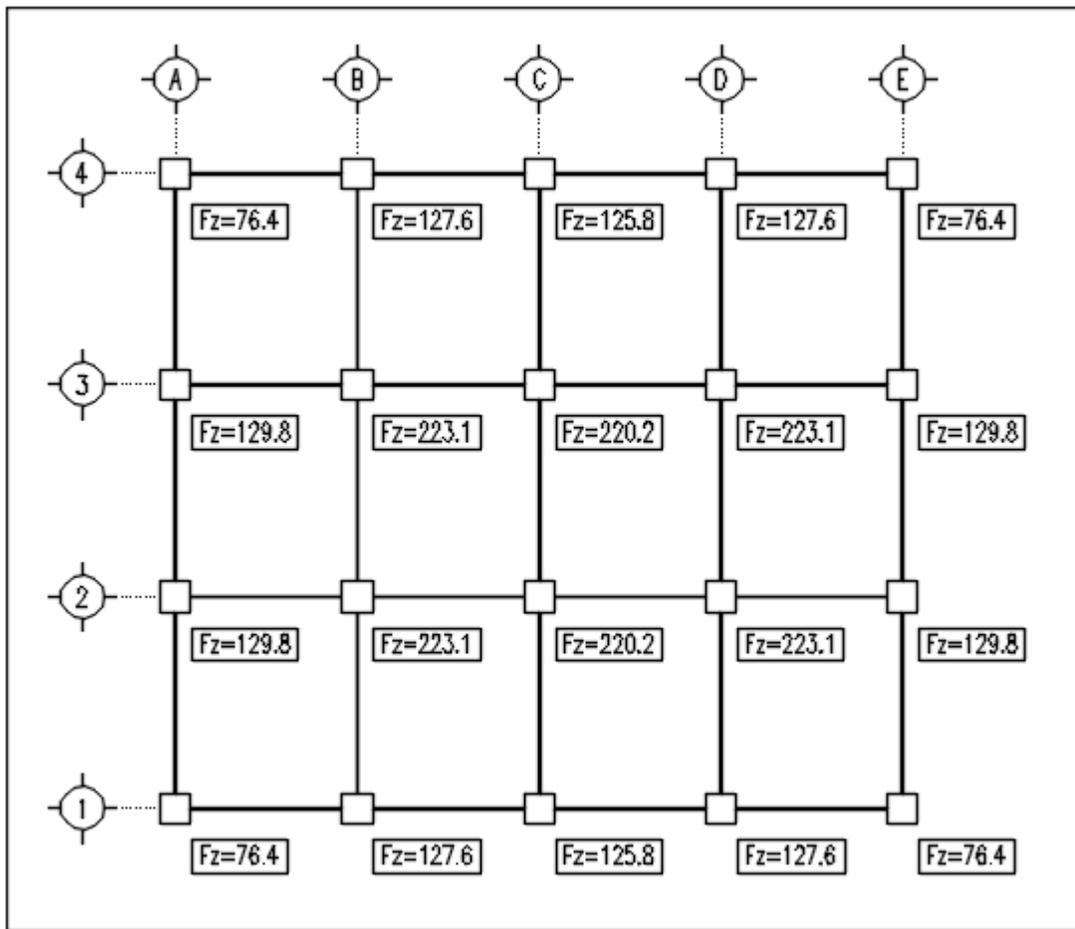


Figura 3.10. Cargas axiales máximas en los aisladores considerando cargas gravitacionales factorizadas, cargas en tonf. (Fuente: ETABS).

El procedimiento para la selección del aislador es el siguiente:

- Calcular el periodo objetivo (T_D).
- Definir cuantos tipos de aisladores o aisladores diferentes serán requeridos.
- Determinar la carga máxima vertical en combinaciones de carga incluida la acción sísmica actuante en cada aislador (V).
- Determinar la carga máxima vertical en combinaciones no sísmicas actuante en cada aislador (F_{zd}).
- Seleccionar el aislador.
- Revisar el periodo objetivo.

a) Cálculo del periodo objetivo.

Primeramente, se calcula el periodo objetivo requerido, tomando en cuenta que para lograr un buen desempeño del aislador en los modos superiores es necesario tener un contraste de rigideces laterales adecuado, para esto debe cumplir con *la ecuación [3.5]*.

$$\frac{T_b}{T} \geq 3 \quad (3.5)$$

Donde:

T_b : *periodo objetivo*

T : *periodo de la estructura con base fija*

Tenemos como dato que la estructura tiene un periodo (T) de 0.726s, por lo tanto:

$$T_b \geq 3T = 3(0.726s) = 2.18s \quad (3.6)$$

$$T_b \geq 2.18s \quad (3.7)$$

b) Definir cuantos tipos de aisladores o aisladores diferentes serán requeridos.

Como se menciona anteriormente se decide colocar aisladores de bajo de todas las columnas, también se decide por colocar dos tipos de aisladores, siendo un tipo para las columnas que se encuentran en la periferia (Aislador P) y otro tipo de aislador para las columnas centrales (Aislador C) como se muestra en *la figura 3.11*.

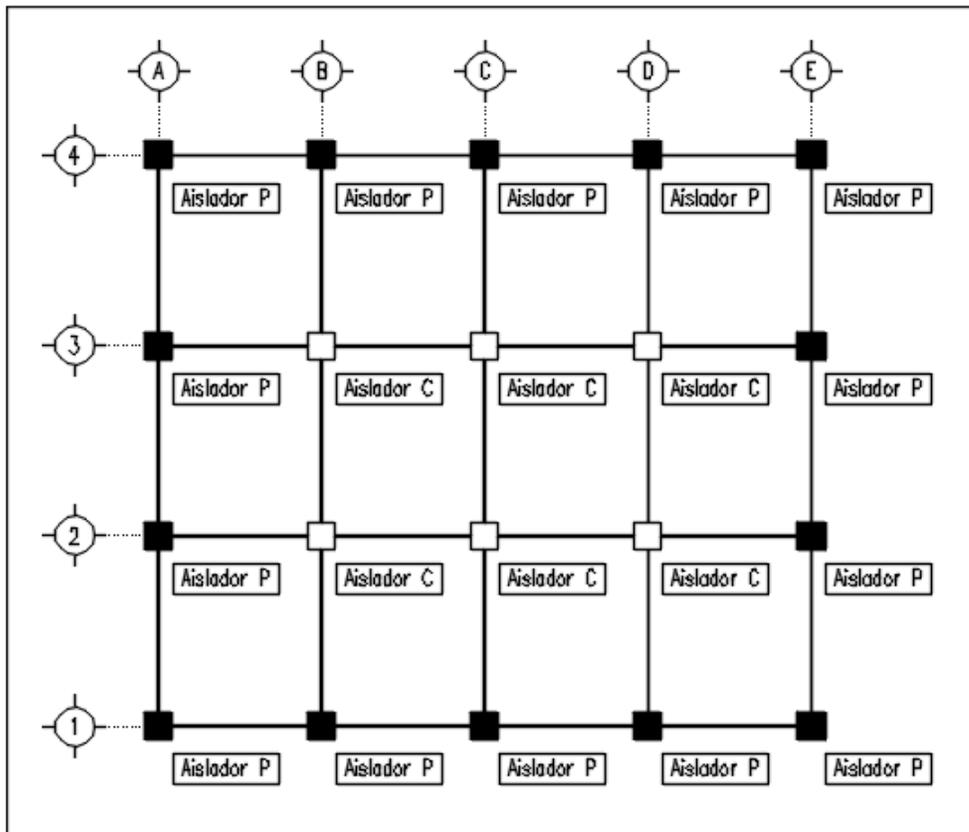


Figura 3.11. Ubicación de los aisladores centrales y perimetrales.

- c) Determinar la carga máxima vertical en combinaciones de carga incluida la acción sísmica actuante en cada aislador (V).

Como se utilizan dos tipos de aisladores, uno para las columnas perimetrales y otro tipo para las columnas centrales es necesario determinar las solicitaciones para cada aislador.

En la figura 3.9 se observa que la reacción mayor en las columnas perimetrales es 91.8 tonf , mientras que para las columnas centrales es de 155.6 tonf , pero es necesario considerar un incremento propuesto por el movimiento sísmico (efecto P-delta). Supongamos un incremento del 30%, con lo que nos queda una carga máxima vertical de 119.3 tonf para el Aislador P, mientras que para el Aislador C tenemos una carga máxima de 202.3 tonf .

d) Determinar la carga máxima vertical en combinaciones no sísmicas actuante en cada aislador (F_{zd}).

En la figura 3.10 se puede observar que la reacción mayor en las columnas perimetrales es de 129.8 tonf, y para las columnas centrales es de 223.1 tonf.

En la tabla 3.5 se muestra un resumen de las cargas máximas que deben soportar cada tipo de aisladores, y se presentan en unidades de kilo Newton (kN), para facilitar su comparación con los valores que aparecen en el manual de donde se seleccionan los aisladores.

Tabla 3.5. Cargas máximas verticales en los aisladores.

Aislador	V_{\max} (kN)	$F_{zd\max}$ (kN)
Aislador P	1193	1298
Aislador C	2023	2231

e) Seleccionar el aislador.

Antes de buscar aisladores que cumplan los requerimientos de cargas hay unas decisiones que se deben hacer, las importantes son el desplazamiento de diseño (D_D) y el tipo de caucho que se va a utilizar de entre los que ofrece el proveedor, para fines de esta investigación se define un desplazamiento de diseño estándar de 300 mm y un caucho blando (tipo S). Una vez definidos estos parámetros se puede buscar el aislador que cumpla con las solicitaciones del edificio en estudio en el catálogo correspondiente (figura 3.12).

Del catálogo se busca el aislador menor que cumpla con los requerimientos de carga vertical. Para los aisladores perimetrales tenemos que el que cumple es el aislador SI-S 600/152, y para los aisladores centrales el SI-S 700/160 (Tabla 3.16).

DESPLAZAMIENTO ± 300 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 350/150	20	1000	0.26	260	350	150	248	298	400	148
SI-S 400/150	120	1470	0.34	415	400	150	248	298	450	192
SI-S 450/150	280	2420	0.42	493	450	150	262	312	500	258
SI-S 500/150	600	3770	0.52	706	500	150	262	312	550	317
SI-S 550/154	910	4690	0.62	783	550	154	257	307	600	368
SI-S 600/152	1350	5980	0.74	898	600	152	246	296	650	417
SI-S 650/153	1840	7360	0.87	1005	650	153	241	291	700	473
SI-S 700/160	2350	8610	0.96	1077	700	160	255	315	750	615
SI-S 800/160	4050	14940	1.26	1695	800	160	255	315	850	800
SI-S 900/168	5490	19240	1.52	1899	900	168	270	330	950	1049
SI-S 1000/168	6970	22590	1.87	2215	1000	168	272	352	1050	1477
SI-S 1100/168	9850	27460	2.26	3052	1100	168	272	352	1150	1782
SI-S 1200/176	12040	28700	2.57	3283	1200	176	276	356	1250	2093

Leyenda:

V	Carga máxima vertical en combinaciones de carga incluida la acción sísmica
F _{zd}	Carga máxima vertical en combinaciones no sísmicas, en ELU, concurrente con una rotación 0 y desplazamiento horizontal 10 mm
K _e	Rigidez efectiva horizontal
K _v	Rigidez vertical
D _g	Diámetro del elastómero
t _e	Espesor total del elastómero
h	Altura excluyendo las planchas de acero externas
H	Altura total incluyendo las planchas de acero externas
Z	Longitud total (incluidas las planchas de acero externas)
W	Peso del aislador excluyendo elementos de anclaje

Figura 3.12. Catálogo de aisladores serie SI, para un desplazamiento de 300mm, y de caucho blando.

Tabla 3.6. Rigidez lateral de los aisladores perimetrales y centrales.

Aislador		K _e (kN/mm)	K _e (t/m)
Aislador P	SI-S 600/152	0.74	74
Aislador C	SI-S 700/160	0.96	96

f) Revisar el periodo objetivo.

Es necesario calcular el periodo objetivo que corresponde al sistema de aisladores con los aisladores seleccionados y ver si cumplen con el periodo objetivo calculado en el paso del inciso a) de este procedimiento. Y el periodo se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_b}} \quad (3.8)$$

Donde:

M : Masa del sistema estructural,

$$M = \frac{W_{total}}{g} \quad (3.9)$$

W_{total} : Peso sísmico de la estructura

g : Gravedad

K_b : Rigidez que aporta el sistema de aislación, ,

$$K_b = \sum K_{ei} \quad (3.10)$$

K_e : Rigidez efectiva horizontal que aporta el aislador.

Cálculos:

Cálculo de la rigidez que aporta el sistema:

$$K_b = \sum K_{ei} = (14)(74 \text{ t/m}) + (6)(96 \text{ t/m})$$

$$K_b = 1612 \text{ t/m}$$

Cálculo de la masa de la estructura:

$$M = \frac{W_{total}}{g} = \frac{2054 \text{ t}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 209.4 \frac{\text{t s}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del periodo objetivo:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_b}} = 2\pi \sqrt{\frac{209.4 \frac{\text{t s}^2}{\text{m}}}{1612 \text{ t/m}}}$$

$$T_b = 2.26 \text{ s}$$

Revisar que se cumpla con la ecuación del inciso a):

$$T_b \geq 2.18\text{s} \quad (3.11)$$

$$2.26\text{s} \geq 2.18\text{s}, \text{ si se cumple!} \quad (3.12)$$

En caso de que no se cumpla con la ecuación, y no se quisiera hacer alguna modificación a la estructura, se cuenta con opciones tales como la selección de un desplazamiento de diseño diferente.

3.4.3. Modelo de la estructura con aisladores

Se realizó un modelo tridimensional de la estructura incorporándole un aislador debajo de cada columna.

El aislador fue modelado como elemento enlace (Link/Support Properties), es una opción que nos proporciona el programa ETABS para modelar aisladores. Los aisladores se modelaron empotrados en su base.

La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfaz de aislación [29]. Para garantizar esto, se crea una nueva losa a nivel del sistema de aisladores a la que se le agrega su diafragma rígido en el modelo (*figura 3.13*).

Para el análisis estructural y sísmico, se consideraron las mismas cargas verticales aplicadas a la estructura con base fija.

Para realizar el análisis modal espectral se utiliza el mismo espectro elástico considerado para el edificio con base fija. Este espectro tiene que ser reducido por el amortiguamiento que proporciona el aislador, el amortiguamiento debe ser consultado con el fabricante, revisando el catálogo del aislador elastoméricos serie SI, utilizado para esta investigación, se encuentra en la sección de características del elastómero que el amortiguamiento corresponde

del 10% o el 15%, según criterio del ingeniero diseñador. Se decide trabajar con un amortiguamiento del 10%.

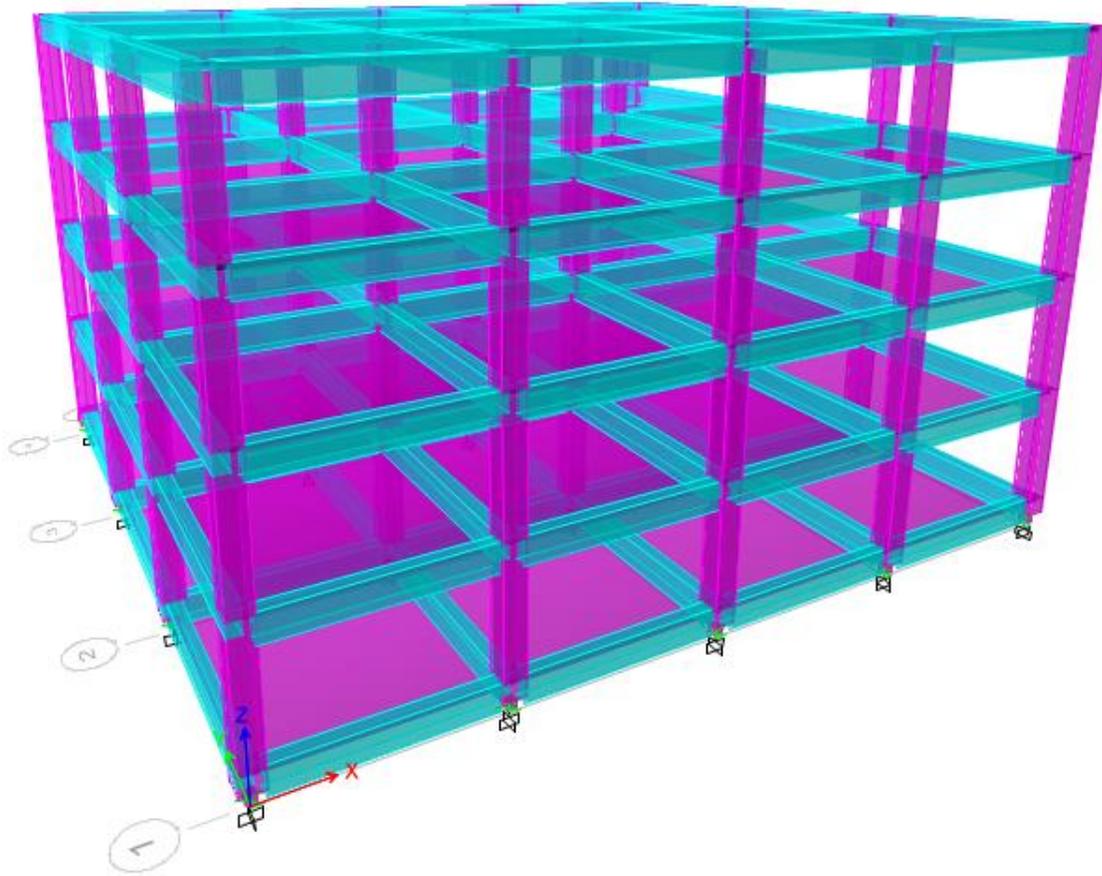


Figura 3.13. Modelo 3D en software ETABS de edificio de oficina de cuatro niveles, con aisladores en la base.

3.5. Selección de registros sísmicos

3.5.1. Selección de registros

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-2017) del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México, se establece que en el valle de México existen 3 tipos de zonas con suelos predominantes, estas son; zona I como suelo firme, zona II como suelo en transición, y zona III con suelo blando o lacustre.

Este estudio se analizaron los edificios para un tipo de suelo con periodo dominante T_s igual a 0.49s.

Para realizar los análisis sísmicos de las estructuras se seleccionaron 15 acelerogramas (*ver tabla 3.7*) con magnitud $M \geq 6$, registrados en diferentes puntos del valle de México, estos acelerogramas fueron seleccionados en base a los requisitos mencionados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-2017) en el capítulo 6.2, los requisitos son los siguientes: para suelo con periodo $T_s < 2s$ deben ser utilizados no menos de 8 parejas de acelerogramas, los que a su vez deben ser independientes entre sí, además de tener una intensidad y contenido de frecuencias similares.

En *la figura 3.14* se muestran los espectros elásticos de los registros seleccionados que se muestran en *la tabla 3.7*, la gráfica de estos espectros se encuentra representada en el eje de las abscisas por el periodo fundamental de la estructura (T_1) y en el eje de las ordenadas por la pseudoaceleración (S_a). Estos espectros se consideran con un amortiguamiento crítico igual al 5%.

Tabla 3.7. Lista de Registros Sísmicos seleccionados.

#	FECHA DEL SISMO	COORDENADA DEL EPICENTRO	MAGNITUD	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN DE REGISTRO
1	97-01-11	18.220 N; 102.76 W	6.9	RIDA	RED INTERUNIVERSITARIA DE INSTRUMENTACION SISMICA (RIIS)
2	89-04-25	16.603 N; 99.400 W	6.9	DR16	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
3	97-01-11	17.9 N; 103.0 W	6.9	DR16	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
4	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	IMPS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES (CENAPRED)
5	97-01-11	18.09 N; 102.86 W	6.9	IMPS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES (CENAPRED)
6	95-09-14	18.02 N; 101.56 W	7.3	CHAS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES (CENAPRED)
7	89-04-25	16.603 N; 99.400 W	6.9	EO30	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
8	89-04-25	16.603 N; 99.400 W	6.9	CO47	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
9	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	CO47	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
10	81-10-25	17.880 N; 102.150 W	7.3	SXVI	INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM
11	85-09-19	18.081 N; 102.942 W	8.1	SXVI	INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM
12	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	COYS	CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES (CENAPRED)
13	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	PII6	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
14	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	FJ74	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
15	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	CS78	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)

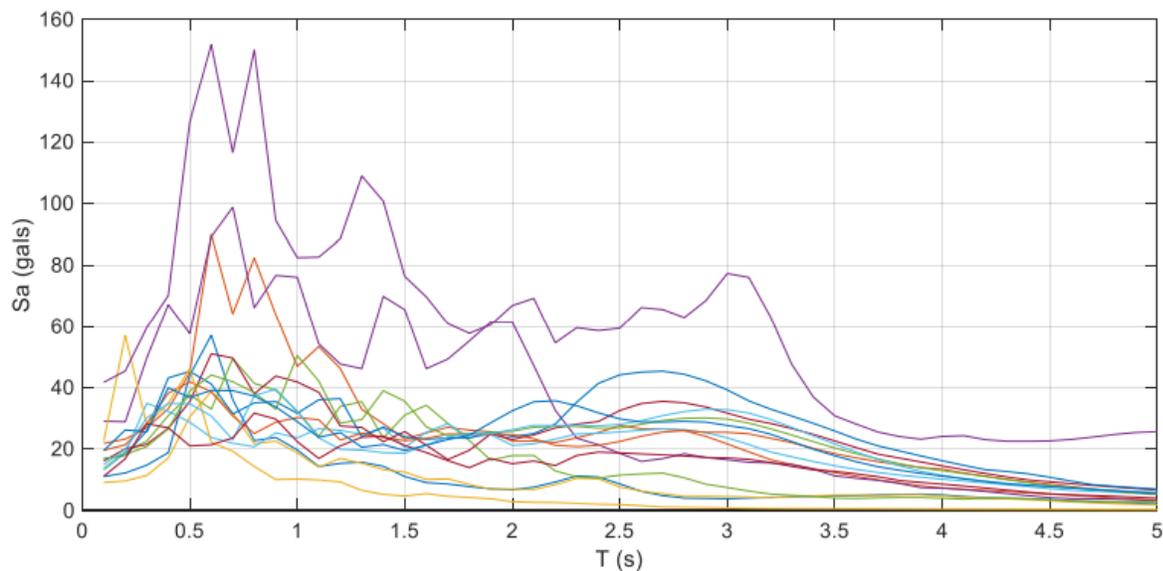


Figura 3.14. Espectros de los sismos utilizados.

3.5.2. Escalamiento de movimientos sísmicos

Para abarcar diferentes intensidades sísmicas, los registros se multiplican a diferentes factores de escala. Estos factores representan la relación que existe entre la pseudoaceleración correspondiente al periodo de vibrar del sistema estructural en estudio y la pseudoaceleración que corresponde a la intensidad a la que se desea escalar el movimiento. Cada factor se multiplica por la historia completa de aceleraciones con las que cuenta el registro en estudio. [30], [31].

3.5.3. Análisis de la respuesta No Lineal

Existen diversos métodos simplificados para construir una curva de capacidad. Estos pueden basarse en fuerzas o en desplazamientos. Los métodos basados en desplazamientos son los que representan de manera más realista las características y los efectos de la demanda sísmica sobre las estructuras. Entre esos métodos destacan los propuestos por Aydinoglu (2003), Antoniou & Pinho (2004) y Alba (2005); sin embargo, el método para obtener una curva de capacidad suficientemente aproximada a la “exacta” bajo la acción de carga sísmica, se basa en la aplicación de análisis dinámicos incrementales Vamvatsikos y Cornell (2002) [32].

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) consiste en aplicar una serie de análisis no-lineales “paso a paso” a una estructura, usando uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad. De estos análisis se obtienen curvas ADI en las cuales se representan índices de desempeño dependientes de los niveles de intensidad sísmica (e.g. distorsiones máximas de entrepiso vs aceleraciones espectrales). Al punto donde las respuestas estructurales (p. ej., distorsiones máximas de entrepiso) crecen muy rápidamente ante pequeños incrementos de intensidad sísmica se conoce como “capacidad de la estructura al estado límite de colapso”. Con base en el resultado de las curvas ADI se puede obtener la media y desviación estándar

de la capacidad máxima asociada al estado límite de interés (por ejemplo, estado de colapso, de servicio, etc).

3.6. Análisis de confiabilidad

La confiabilidad de un sistema estructural puede ser obtenido a partir de las probabilidades que se asocian a sus demandas, es decir; las curvas de fragilidad y curvas de peligro de demanda estructural, y también de las probabilidades asociadas a las capacidades de la estructura, mediante las curvas del análisis dinámico incremental (ADI).

3.6.1. Curvas de capacidad estructural

Dentro de los métodos existentes para la construcción de una curva de capacidad, que pueden basarse en fuerza o en desplazamientos, los métodos basados en desplazamientos son los que representan de manera más realista las características y los efectos de la demanda sísmica sobre las estructuras. El método que nos permite obtener las curvas de capacidad estructural lo suficientemente aproximado al comportamiento real bajo la acción de cargas sísmicas es el Análisis Dinámico Incremental (ADI) [32].

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) consiste en realizar una serie de análisis no lineales de la estructura, en las cuales la estructura es sometida a diversos registros sísmicos escalados a distintas intensidades, obteniendo como resultados las curvas ADIs. Las curvas ADIs representan índices de desempeño dependientes de los niveles de intensidad sísmica representados por distorsiones máximas de entrepiso contra pseudoaceleración.

3.6.2. Curvas de fragilidad

La fragilidad de una estructura se encuentra en función de su vulnerabilidad sísmica, y puede ser cuantificada a través de curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar, o bien, exceder un estado de daño límite especificado, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada [33].

Entonces las curvas de fragilidad son una manera de cuantificar los daños ocurridos, en la estructura, debido a las acciones de los sismos a los que fuera sometida, en las curvas se incorporan las incertidumbres de los parámetros que caracterizan la capacidad y la demanda estructural en la estimación de daños, de esta manera, las curvas de fragilidad proporcionan una base importante para la evaluación de la seguridad de la estructura.

Las curvas construidas para los edificios en estudio representan la probabilidad de excedencia de las distorsiones de entrepiso al ser expuestos a diferentes niveles de intensidad sísmica. La distribución de probabilidad se define como lognormal para las distorsiones máximas de entrepiso.

Se construyeron las curvas de fragilidad con la ecuación (3.13), donde la mediana y la desviación estándar del logaritmo natural $(\hat{\mu}, \hat{\sigma})$ se obtiene de las curvas de capacidad del análisis dinámico incremental:

$$P(D > d | S_a(T_1)) = 1 - \Phi \left(\frac{\ln D - \hat{\mu}}{\hat{\sigma}} \right) \quad (3.13)$$

3.6.3. Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico representan la probabilidad de que una estructura exceda una intensidad sísmica (por ejemplo, pseudoaceleración) especificada en un año, la cual se define mediante la tasa anual de excedencia.

En la figura 3.15 se muestran las curvas de peligro asociadas al rango de periodos estructurales para el tipo de suelo correspondiente a la dominante del caso en estudio de $T_s=0.49s$.

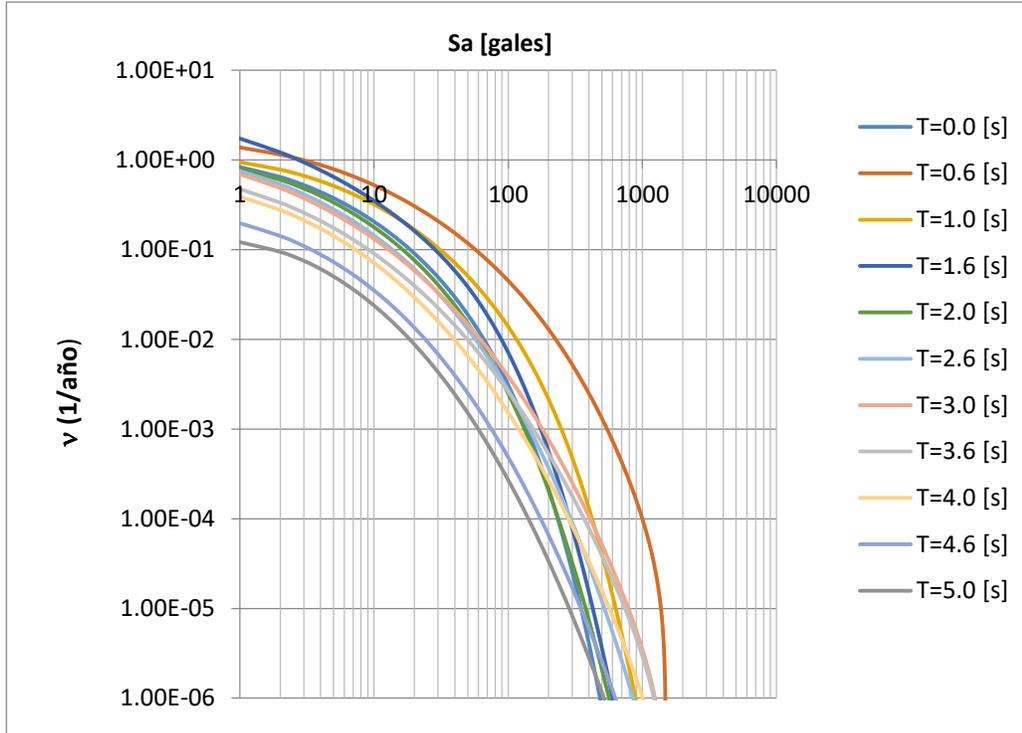


Figura 3.15. Curvas de peligro sísmico para suelo $T_s = 0.49$ s.

3.6.4. Curvas de peligro de demanda estructural

Las curvas de peligro sísmico representan el número medio anual de eventos sísmicos en donde se excede un valor determinado de intensidad. Es a partir de estas curvas que puede calcularse la probabilidad condicional de que un evento sísmico aleatorio presente una intensidad mayor o igual a un valor dado, en cierto intervalo de tiempo.

Se pueden obtener las curvas de peligro de demanda estructural conociendo las curvas de fragilidad y las curvas de peligro sísmico para el periodo fundamental de la estructura. Se construyen mediante las tasas de excedencia de distorsión, $v(d)$, las cuales se definen en la siguiente ecuación:

$$v(d) = \int \left| \frac{dv(S_a)}{d(S_a)} \right| P(D > d|S_a) d(S_a) \quad (3.14)$$

4.RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. Resultados del análisis del edificio

tradicional

Se presenta en resumen los resultados que arrojó el análisis estructural, obteniendo periodos de vibrar, el cortante en cada entrepiso y las distorsiones.

4.1.1. Periodos de vibrar

En la tabla 4.1 se presentan el periodo fundamental de la estructura, siendo 0.484 segundos correspondiente a la traslación en la dirección de Y.

En las figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se muestran el primer, segundo y tercer modo de vibrar respectivamente.

Tabla 4.1. Periodos de vibrar de edificio tradicional

Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
1	0.726	0.000	0.834	0.000	0.834
2	0.685	0.840	0.000	0.840	0.834
3	0.603	0.000	0.000	0.840	0.834
4	0.226	0.000	0.111	0.840	0.945
5	0.216	0.108	0.000	0.948	0.945
6	0.189	0.000	0.000	0.948	0.945
7	0.124	0.000	0.042	0.948	0.987
8	0.121	0.040	0.000	0.988	0.987
9	0.106	0.000	0.000	0.988	0.987
10	0.087	0.000	0.013	0.988	1.000
11	0.087	0.012	0.000	1.000	1.000
12	0.075	0.000	0.000	1.000	1.000

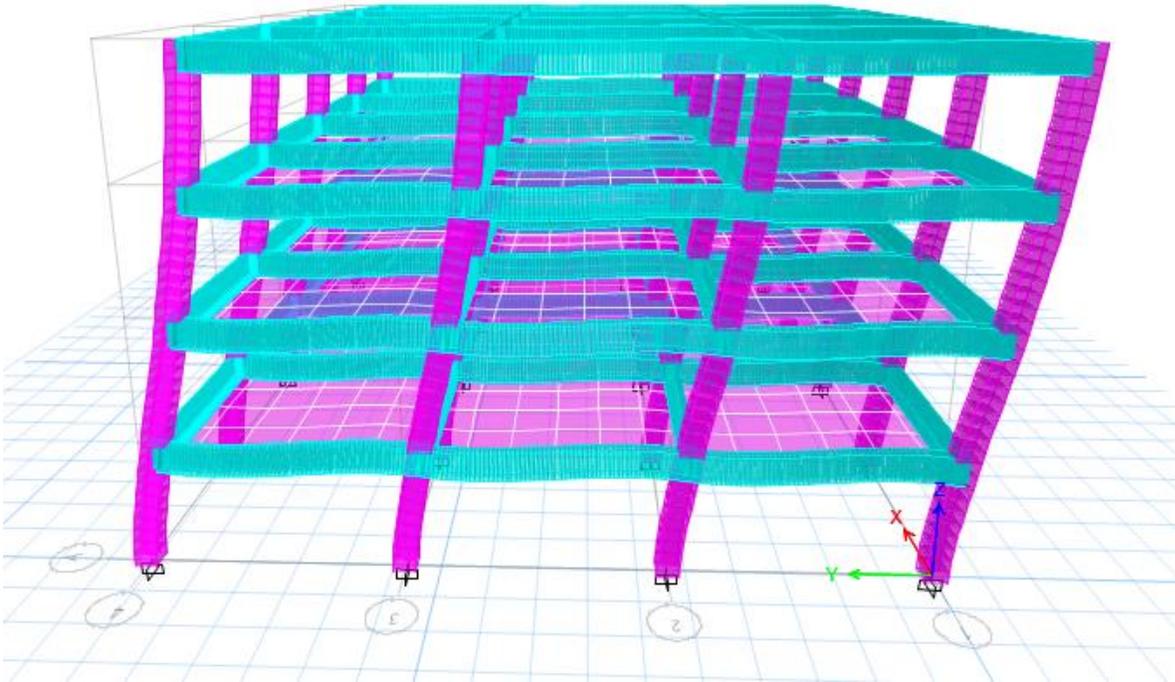


Figura 4.1. Primer forma modal $T = 0.726s$. Traslación en Y. (Fuente: ETABS).

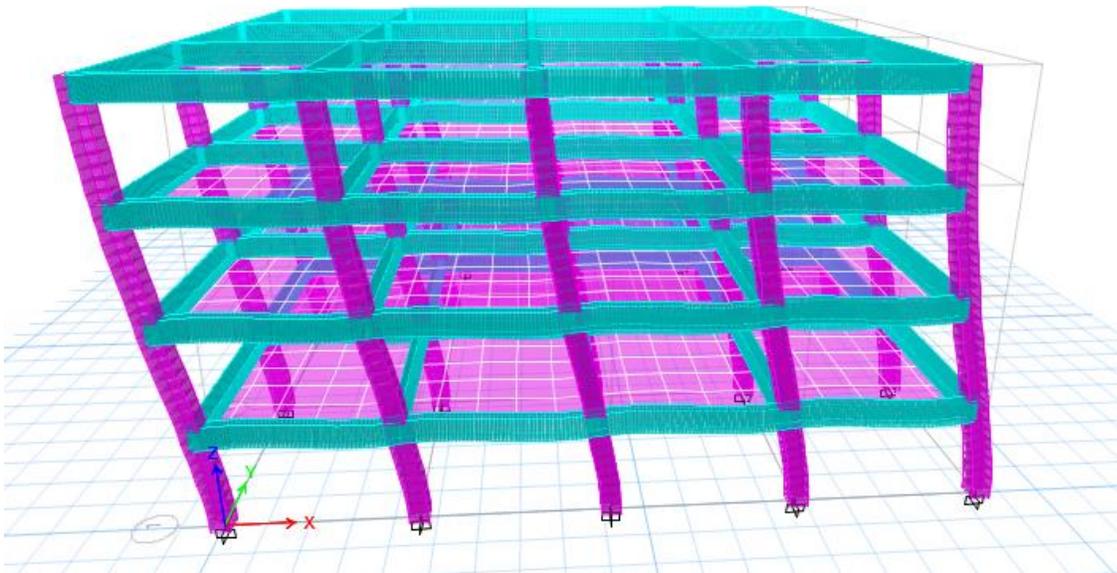


Figura 4.2. Segunda forma modal $T = 0.685s$. Traslación en X. (Fuente: ETABS).

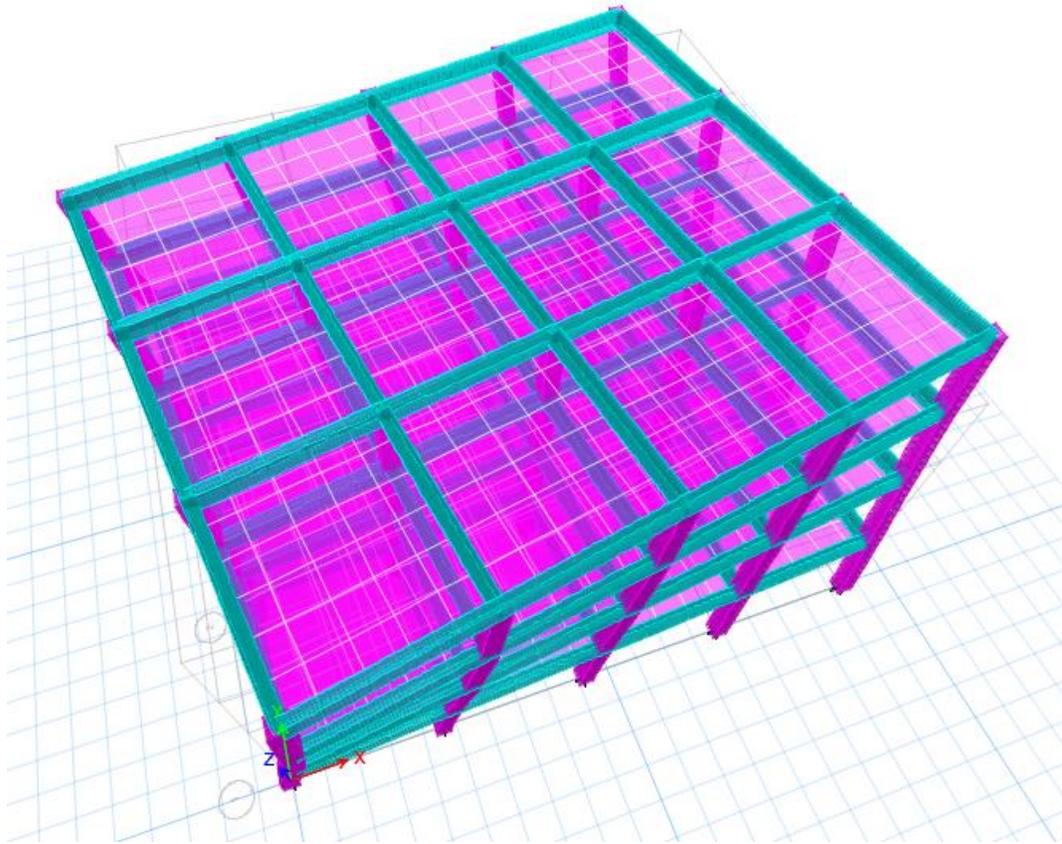


Figura 4.3. Tercera forma modal $T = 0.603s$. Torsión en Z. (Fuente: ETABS).

4.1.2. Cortantes de entrepiso

El cortante basal y su distribución en altura se presenta en *la tabla 4.2*. En ella se puede apreciar que el valor del cortante en dirección Y es mayor.

Revisión por cortante basal

Cuando se realiza un análisis modal espectral, la relación entre el cortante basal y el peso de la estructura al nivel de desplante, V_o/W_o , no debe tener un valor menor que el de a_{min} , establecido en la sección 1.7 de las NTC-17. Lo que también se puede expresar que el cortante V_o no será menor a $a_{min}W_o$ como se expresa en la ecuación; si esto no se cumple, las fuerzas de diseño se incrementarán en una proporción tal que V_o alcance ese valor.

$$V_0 > a_{min}W_0 \quad (4.1)$$

De acuerdo con el análisis de cargas y con *la tabla 4.2*:

$$W_0 = 1448.57 \text{ tonf}$$

$$V_0 = 174.69 \text{ tonf}$$

El valor de a_{min} adquiere el valor 0.03 cuando $T_s < 0.5$ y $0.05 T_s \geq 1.0$ siendo T_s el periodo dominante más largo del terreno. Para la ubicación de la estructura que estamos analizando, SASID reporta un valor de $T_s = 0.49s$ por lo que le corresponde un valor $a_{min} = 0.03$.

Revisando para el caso en estudio,

$$a_{min}W_0 = 0.03(1,448.57\text{tonf}) = 43.46\text{tonf}$$

Aplicando la desigualdad (34): $174.69 > 43.46$ (*tonf*), por lo tanto, no es necesario incrementar las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis modal.

Tabla 4.2. Cortante en cada entrepiso, edificio tradicional.

Nivel	Dirección X (Tonf)	Dirección Y (Tonf)
4	60.42	60.74
3	117.99	117.96
2	157.77	157.19
1	175.83	174.69

En *la figura 4.4 y 4.5* se muestran las distribuciones de cortante en la dirección X y Y.

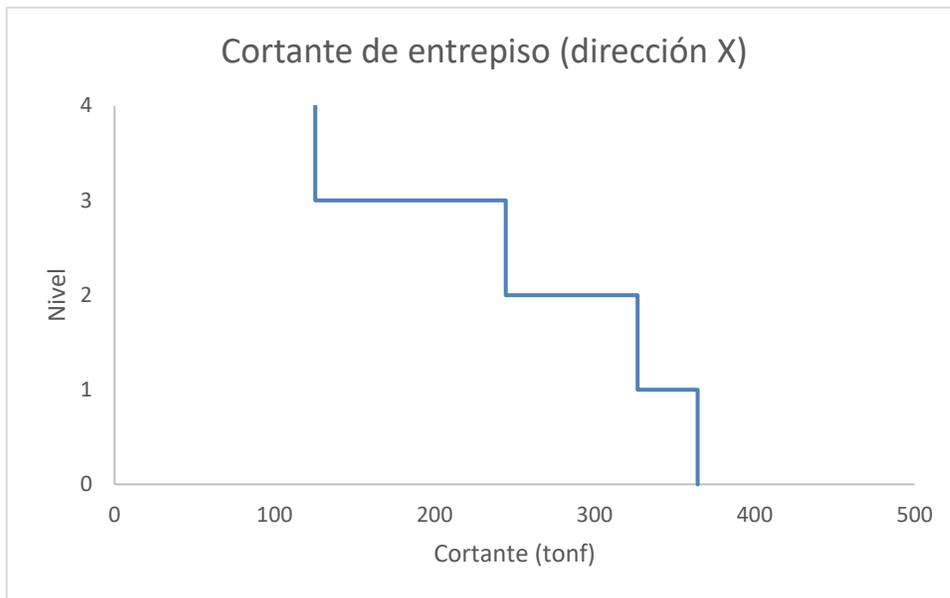


Figura 4.4. Diagrama de cortante en entresijos en dirección X. Edificio tradicional. (Fuente: ETABS).

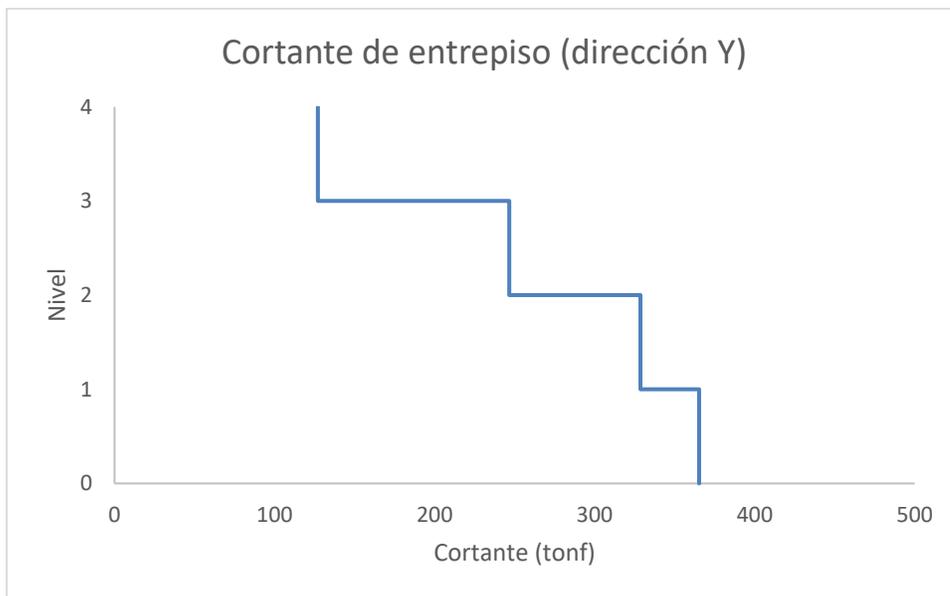


Figura 4.5. Diagrama de cortante en entresijos en dirección Y. Edificio tradicional. (Fuente: ETABS).

4.1.3. Distorsiones de entresijo

Para la revisión de los desplazamientos laterales de acuerdo con las NTC-2017 por tratarse de una estructura de ductilidad reducida las distorsiones de

entrepiso asociadas a estado límite de falla se limitaron a 0.015. En las *tablas 4.3 y 4.4* se muestran las distorsiones en ambas direcciones.

Tabla 4.3. Distorsión en dirección X, estado límite de falla.

Nivel	Distorsión X	y actuante	Distorsión límite	
4	0.0007	0.0031	0.015	Cumple
3	0.0013	0.0054	0.015	Cumple
2	0.0016	0.0069	0.015	Cumple
1	0.0012	0.0049	0.015	Cumple

Tabla 4.4. Distorsión en dirección Y, estado límite de falla.

Nivel	Distorsión Y	y actuante	Distorsión límite	
4	0.0009	0.0036	0.015	Cumple
3	0.0015	0.0062	0.015	Cumple
2	0.0018	0.0077	0.015	Cumple
1	0.0013	0.0053	0.015	Cumple

4.2. Resultados del análisis del edificio con aisladores en la base

De igual manera que con el edificio tradicional, a continuación se presentan los resultados obtenidos por el análisis estructural, obteniendo, también, periodos de vibrar, cortantes en cada entrepiso y sus distorsiones.

4.2.1. Periodos de vibrar

Del análisis estructural dinámico modal se obtuvieron los modos de vibrar mostrados en *la tabla 4.5*, posteriormente se verifica que obtengamos el periodo objetivo.

Tabla 4.5. Periodos de vibrar del edificio con aisladores en la base.

Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
1	2.610	0.000	0.998	0.000	0.998
2	2.597	0.999	0.000	0.999	0.998
3	2.302	0.000	0.000	0.999	0.998
4	0.435	0.000	0.002	0.999	1.000
5	0.408	0.001	0.000	1.000	1.000
6	0.358	0.000	0.000	1.000	1.000
7	0.204	0.000	0.000	1.000	1.000
8	0.193	0.000	0.000	1.000	1.000
9	0.170	0.000	0.000	1.000	1.000
10	0.124	0.000	0.000	1.000	1.000
11	0.120	0.000	0.000	1.000	1.000
12	0.104	0.000	0.000	1.000	1.000

El periodo fundamental de la estructura aislada corresponde a 2.61 segundos en dirección Y, lo cual es muy cercano al periodo objetivo calculado de 2.26 segundos, las pequeñas diferencias se deben a la contribución de la súper-estructura a la flexibilidad del sistema.

En las figuras 4.6, 4.7 y 4.8 se muestra el primer, segundo y tercer modo respectivamente.

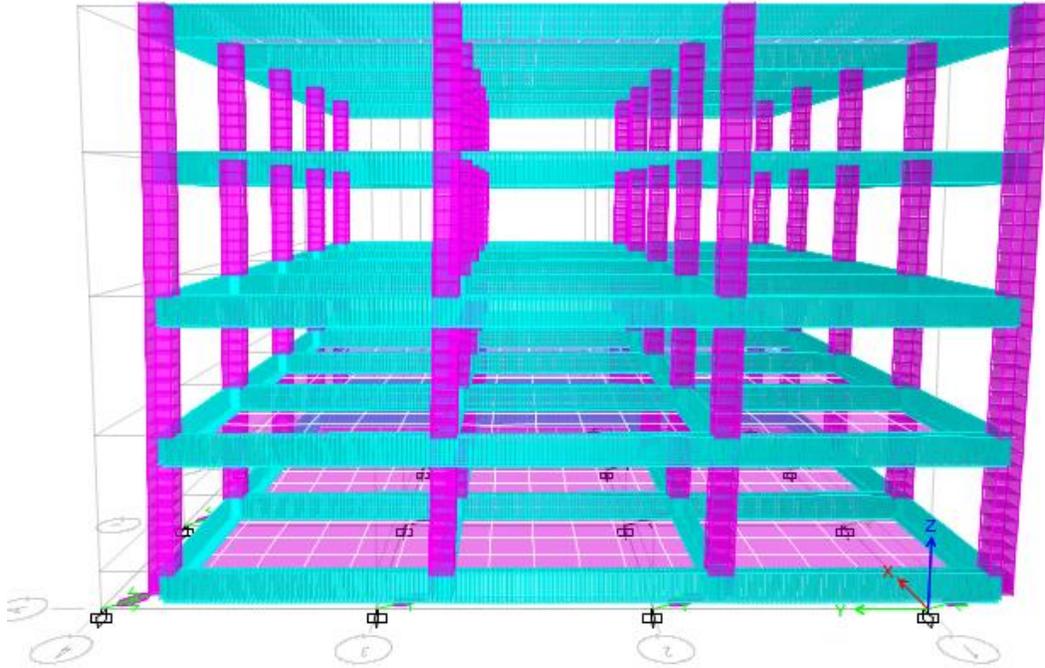


Figura 4.6. Primer forma modal $T = 2.61s$. Traslación en Y. (Fuente: ETABS).

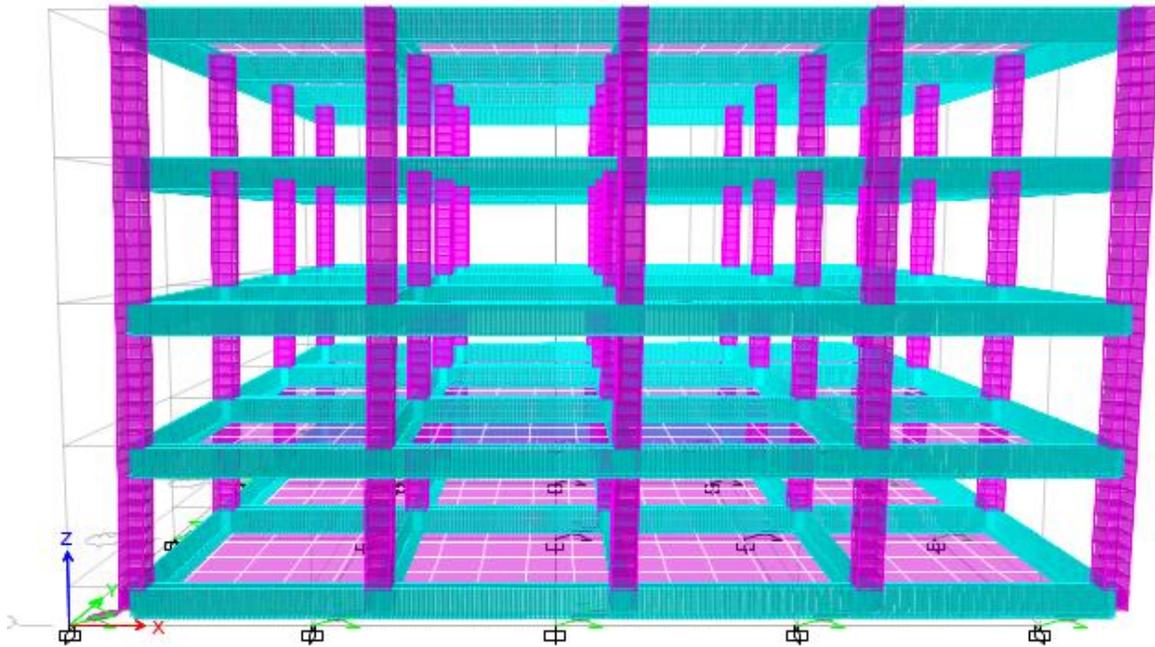


Figura 4.7. Segunda forma modal $T = 2.597s$. Traslación en X. (Fuente: ETABS).

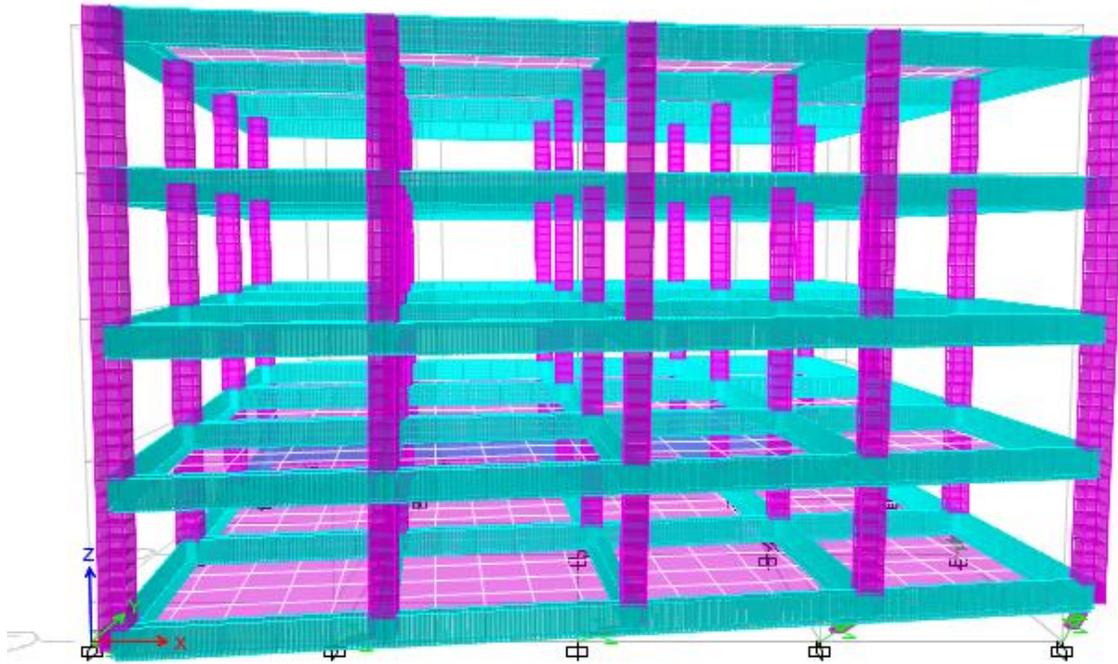


Figura 4.8. Tercera forma modal $T = 2.3s$. Torsión en Z. (Fuente: ETABS).

4.2.2. Cortantes de entre piso

El cortante basal y su distribución en altura se presentan en la *tabla 4.6*, en ella se puede apreciar que el calor del cortante en dirección X es el mayor, aunque resultan valores muy cercanos en ambas direcciones.

Tabla 4.6. Cortante en cada entrepiso, edificio con aislación en la base.

Nivel	Dirección X (Tonf)	Dirección Y (Tonf)
4	20.12	19.97
3	43.82	43.40
2	66.86	66.08
1	89.13	87.87

En las *figuras 4.9* y *4.10* se graficaron los cortantes de cada entrepiso en direcciones X y Y respectivamente.

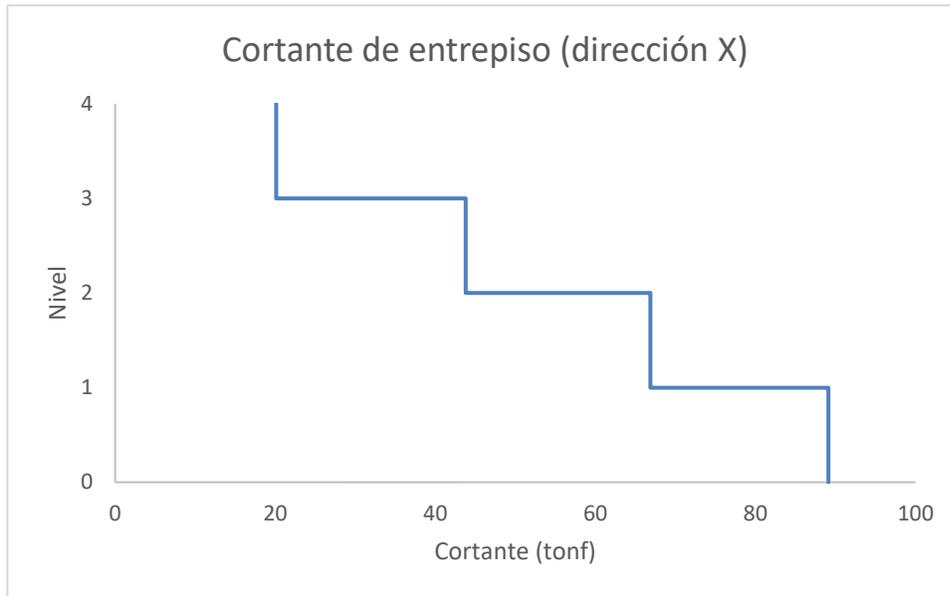


Figura 4.9. Diagrama de cortante en entresijos en dirección Y. Edificio con aisladores en la base (Fuente: ETABS).

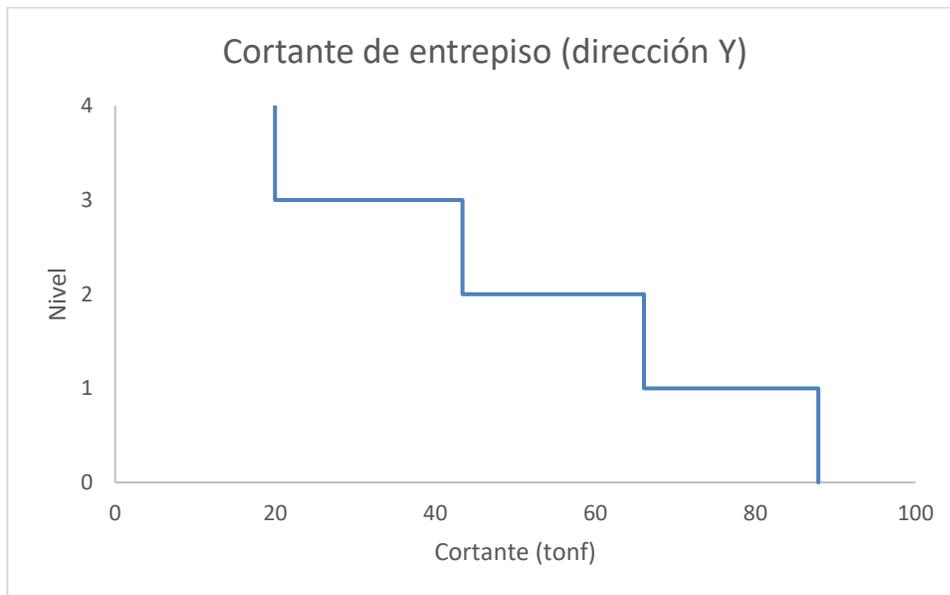


Figura 4.10. Diagrama de cortante en entresijos en dirección Y. Edificio con aisladores en la base (Fuente: ETABS).

4.2.3. Distorsiones de entrepiso

Las distorsiones obtenidas del análisis dinámico, para el edificio con aisladores, se pueden apreciar en *las tablas 4.7 y 4.8* para los ejes X y Y, respectivamente.

Tabla 4.7. Distorsión en dirección X, estado límite de falla.

Nivel	Distorsión X	y actuante	Distorsión límite	
4	0.0002	0.0009	0.015	Cumple
3	0.0005	0.0016	0.015	Cumple
2	0.0007	0.0024	0.015	Cumple
1	0.0008	0.0028	0.015	Cumple

Tabla 4.8. Distorsión en dirección Y, estado límite de falla.

Nivel	Distorsión Y	y actuante	Distorsión límite	
4	0.0003	0.0010	0.015	Cumple
3	0.0005	0.0019	0.015	Cumple
2	0.0008	0.0027	0.015	Cumple
1	0.0009	0.0031	0.015	Cumple

4.3. Evaluación de la confiabilidad estructural

4.3.1. Análisis Dinámicos Incrementales

Los análisis dinámicos incrementales se realizan para distintos niveles de intensidad utilizando al programa ETABS. El análisis se realiza para los registros sísmicos seleccionados con anterioridad, los cuales fueron escalados para distintos valores de aceleración espectral, de 100 hasta 1200 gals. Del análisis se obtienen las distorsiones máximas de entrepiso producto de cada uno de los registros. En la figura 4.11, que se muestra a continuación, se presenta el resultado de los análisis dinámicos incrementales realizados al edificio de 4 niveles. En la figura 4.12 se muestran los resultados para el edificio del mismo edificio, pero con aisladores en su base.

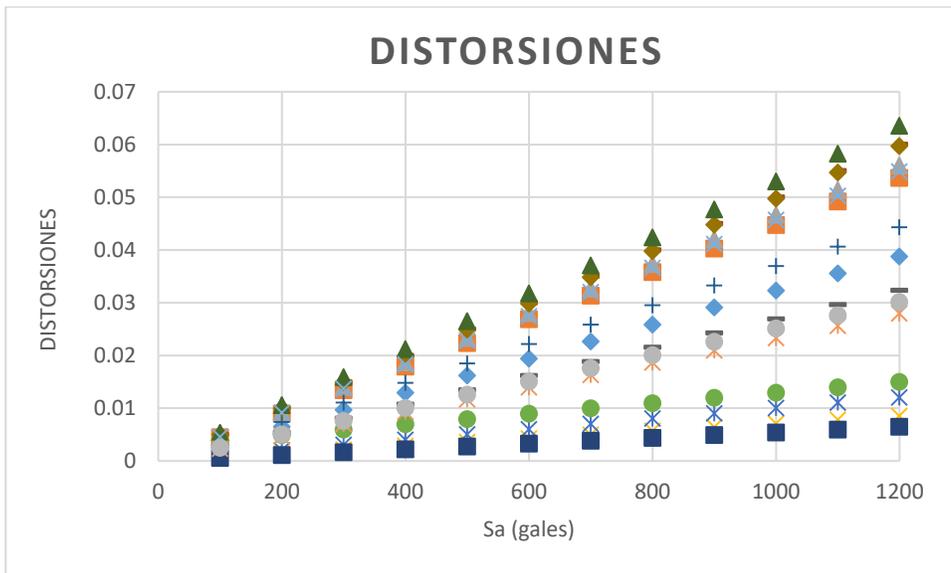


Figura 4.11. Curva ADI's correspondientes al edificio tradicional.

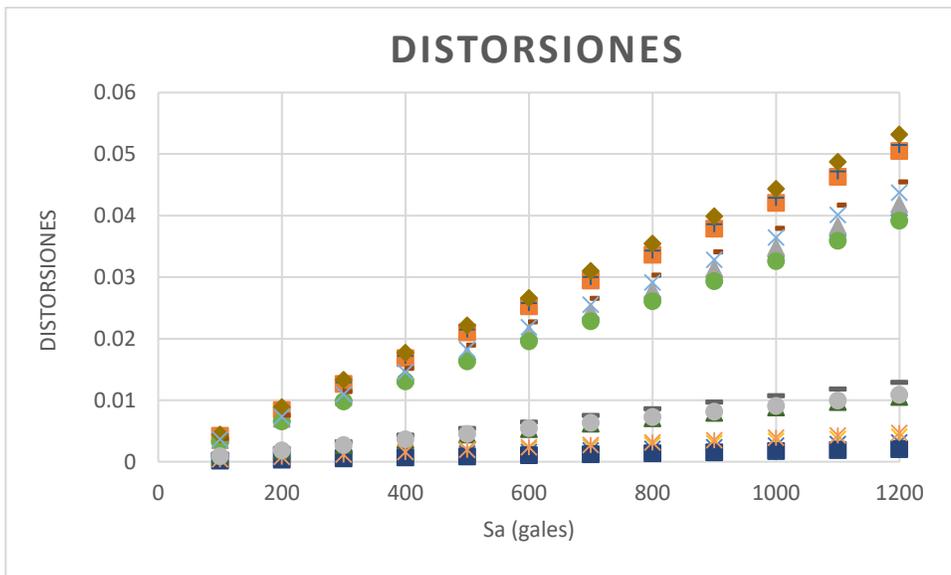


Figura 4.12. Curva ADI's correspondientes al edificio con aisladores de base.

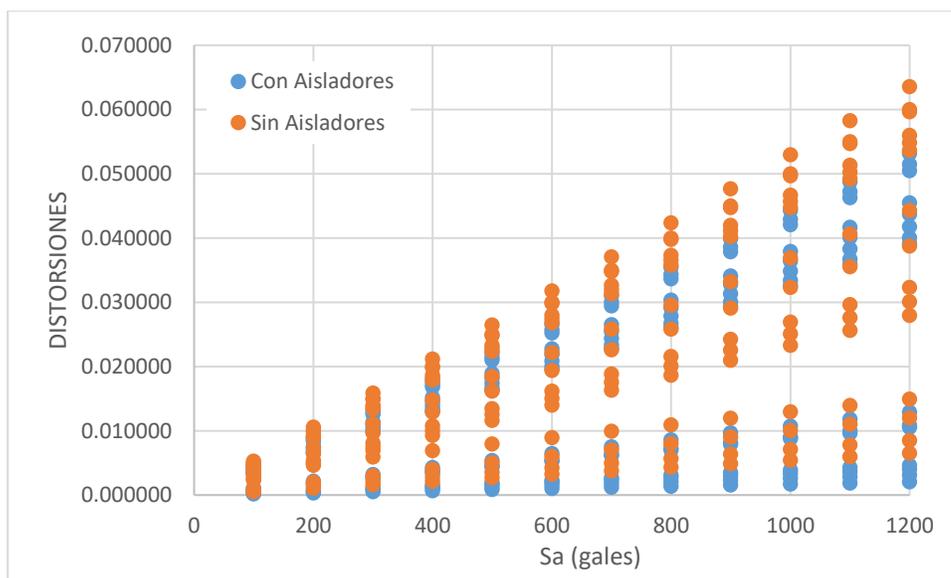


Figura 4.13. Comparación ADI's de edificio con y sin aisladores de base.

En la figura 4.13 se muestra la comparación entre las ADI's obtenidas para el edificio tradicional junto con las obtenidas para el edificio con aisladores en la base. Los puntos de color azul corresponden a las distorsiones obtenidas para el edificio tradicional mientras que los puntos rojos representan a las

obtenidas para el edificio con aisladores en la base. En la gráfica se puede observar que a medida que se incrementa la intensidad aumenta la dispersión entre los datos. Además, los datos muestran una distribución lineal.

En la figura 4.14 se muestra la comparación entre las medianas de los ADI's del edificio con y sin aisladores de base. Representando al edificio sin aisladores de color rojo, y con color azul para el edificio con aisladores. En la gráfica se puede apreciar que a medida que se aumenta la intensidad existe una mayor dispersión entre los datos. Además, se observa que la mediana de los ADI's del edificio con aisladores es aproximadamente un 60% de la mediana de los ADI's del edificio sin aisladores.

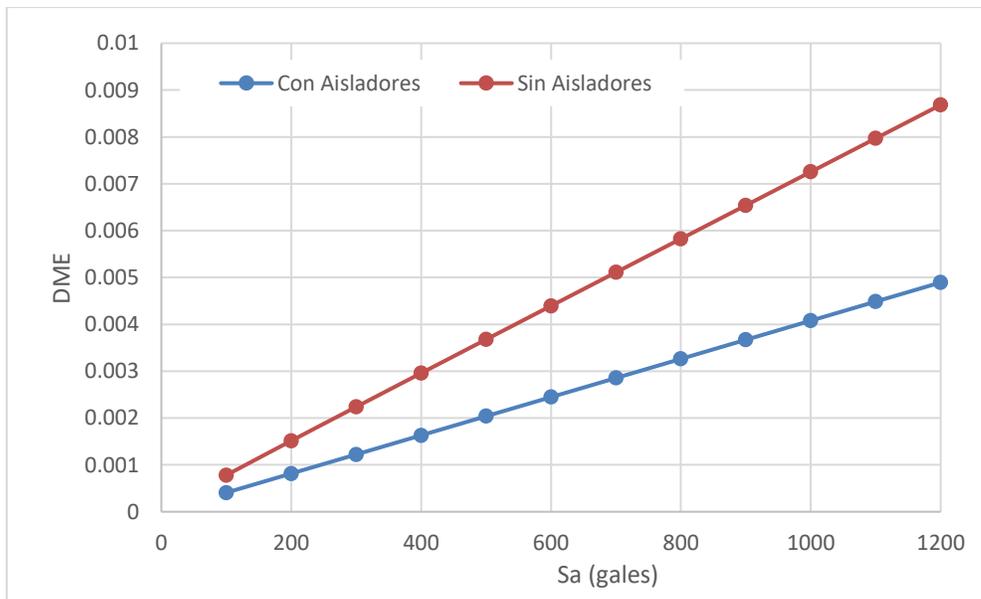


Figura 4.14. Comparación de medianas ADI's de edificio con y sin aisladores de base.

4.3.2. Curvas de vulnerabilidad

Los valores que corresponden a una probabilidad de excedencia, para varios niveles de $DME = d$, se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (3.13), es así como se obtiene una función de probabilidad de

excedencia de d , dada una intensidad $y = (Sa/g)$ que representa la vulnerabilidad o predisposición intrínseca de la estructura de interés a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos.

Las funciones de vulnerabilidad obtenidas para el edificio tradicional se muestran en *la figura 4.15*. En *la figura 4.16* se muestra la curva de vulnerabilidad que corresponde al edificio con aisladores de base.

En *la figura 4.17* se muestra la comparación entre las curvas de vulnerabilidad para una distorsión de 0.004 (estado límite de servicio) del edificio tradicional y el edificio con aisladores de base. La curva roja representa al edificio tradicional mientras que la curva azul representa al edificio con aisladores.

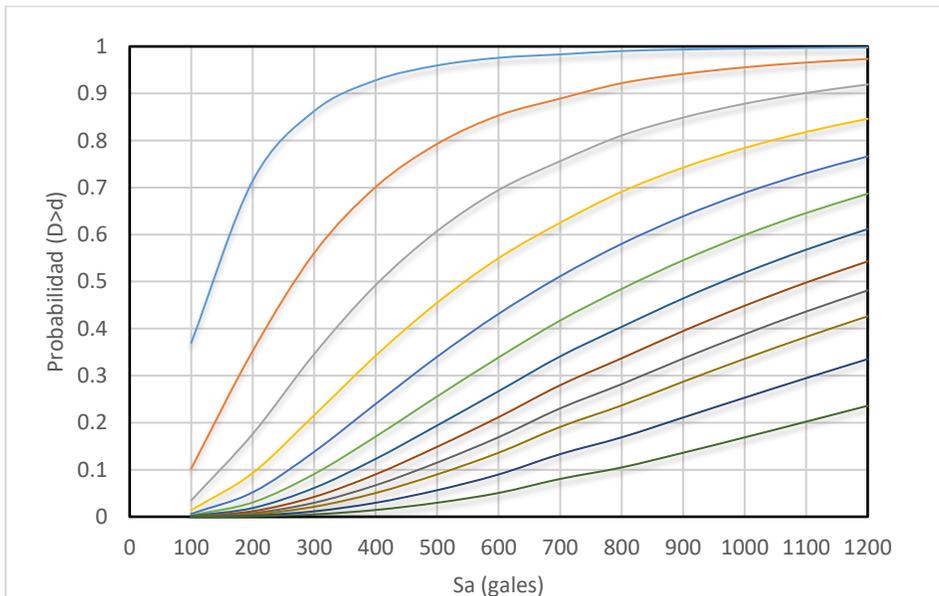


Figura 4.15. Curvas de vulnerabilidad para diferentes distorsiones del edificio tradicional.

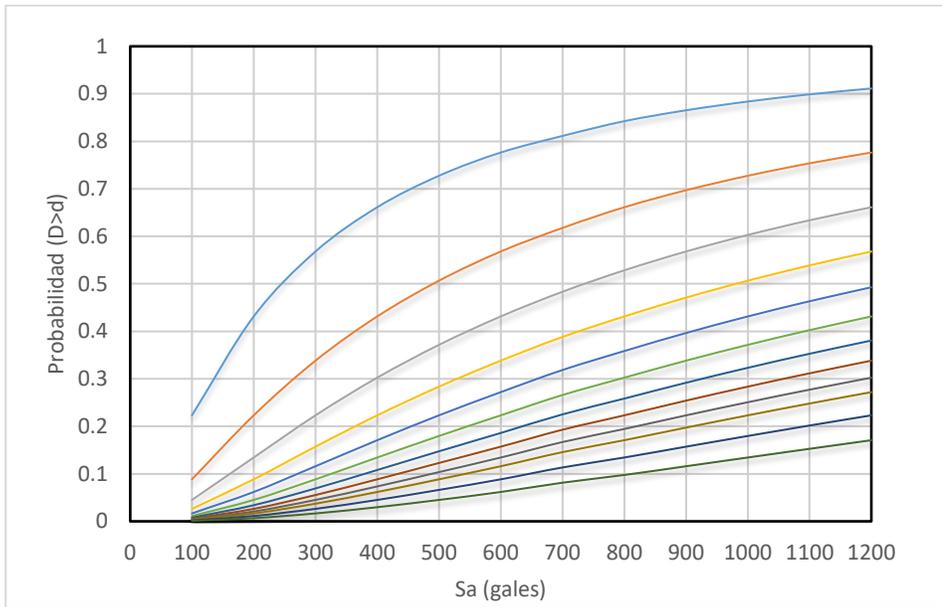


Figura 4.16. Curvas de vulnerabilidad para diferentes distorsiones del edificio con aisladores de base.

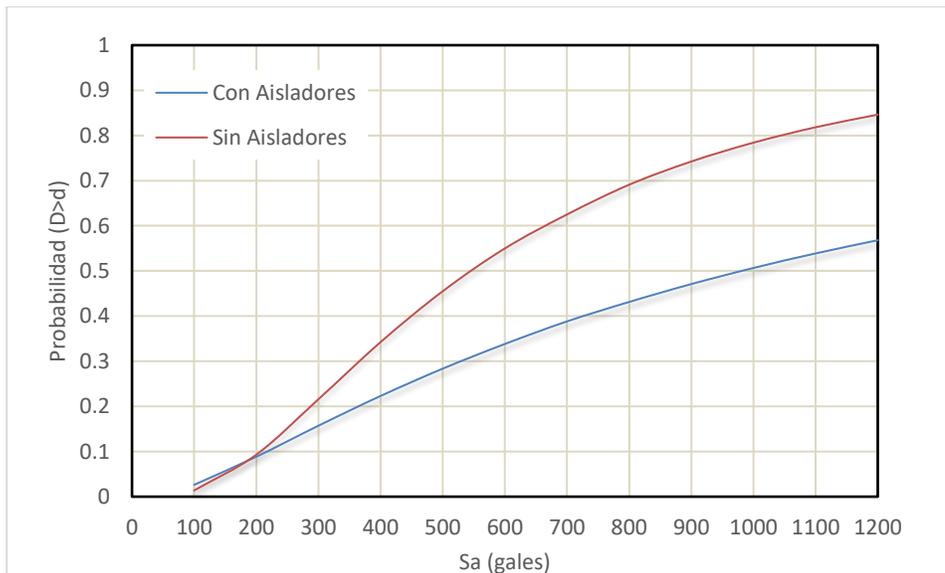


Figura 4.17. Comparación Curvas de vulnerabilidad con y sin aisladores para una distorsión de 0.004.

En cada gráfica (*figura 4.17*) se observa que la probabilidad condicional de excedencia crece con la intensidad. Se observa que en gran parte del recorrido de las gráficas, para un mismo nivel de intensidad, la probabilidad de

excedencia para la curva de color rojo (sin aisladores) es considerablemente mayor que la curva de color azul (con aisladores). Por ejemplo, se observa que para una misma intensidad de 700 gals, la curva de color rojo tiene un aprobabilidad de excedencia del 63%, mientras que la curva de color azul tiene una probabilidad de excedencia del 40%. Es decir que el edificio tradicional (sin aisladores) posee un 20% mas de probabilidades de exceder una distorsión de 0.004 comparado con un edificio con aisladores en la base.

4.3.3. Curvas de Peligro de Demanda

De forma general, las curvas de peligro de demanda (CPD) se obtuvieron mediante la ecuación (2.5). Los resultados que se presentan en *las figuras 4.18 y 4.19* para el edificio tradicional y para el edificio con sistema de aisladores, respectivamente. Y en *la figura 4.20* se muestra una comparacion entre ambos edificios.

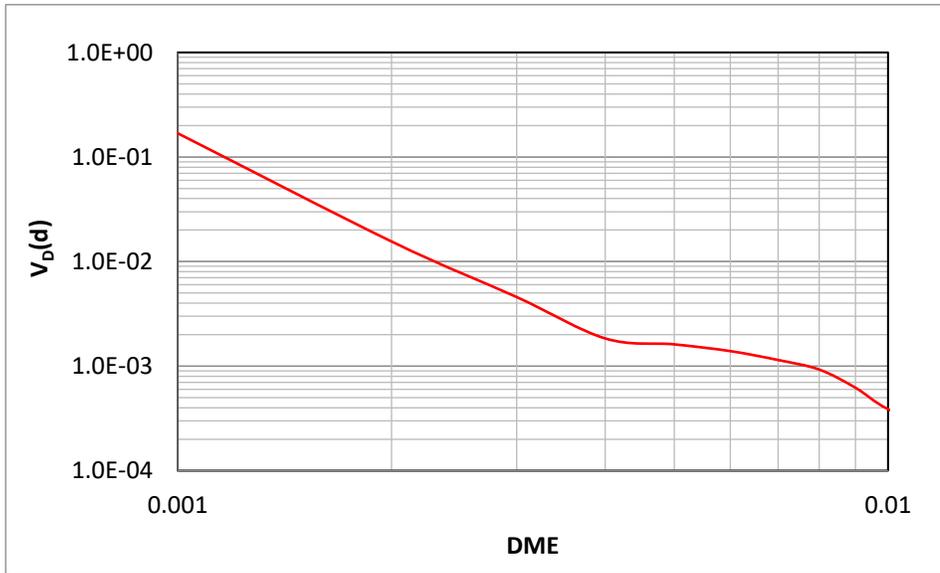


Figura 4.18. Curva Peligro de Demanda para edificio tradicional.

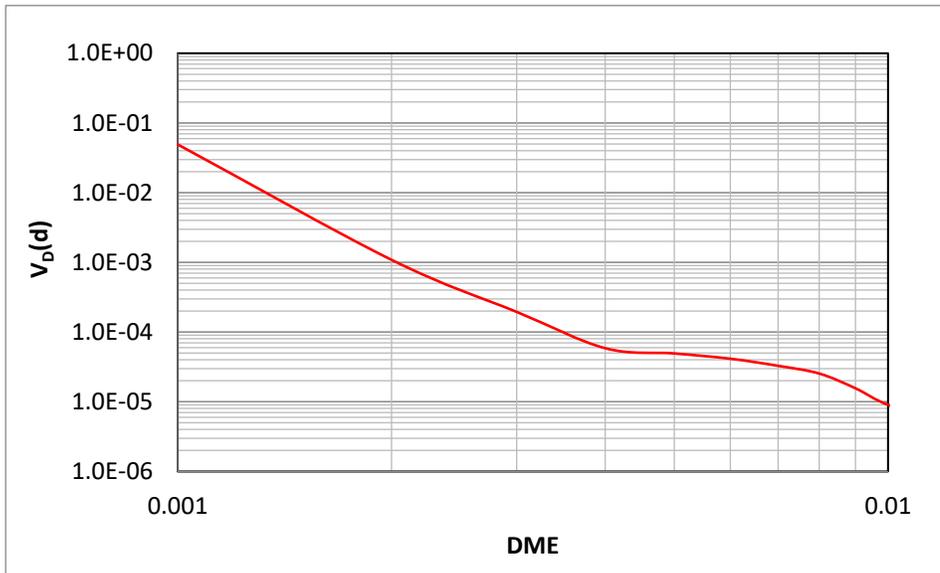


Figura 4.19. Curva Peligro de Demanda para edificio con aisladores.

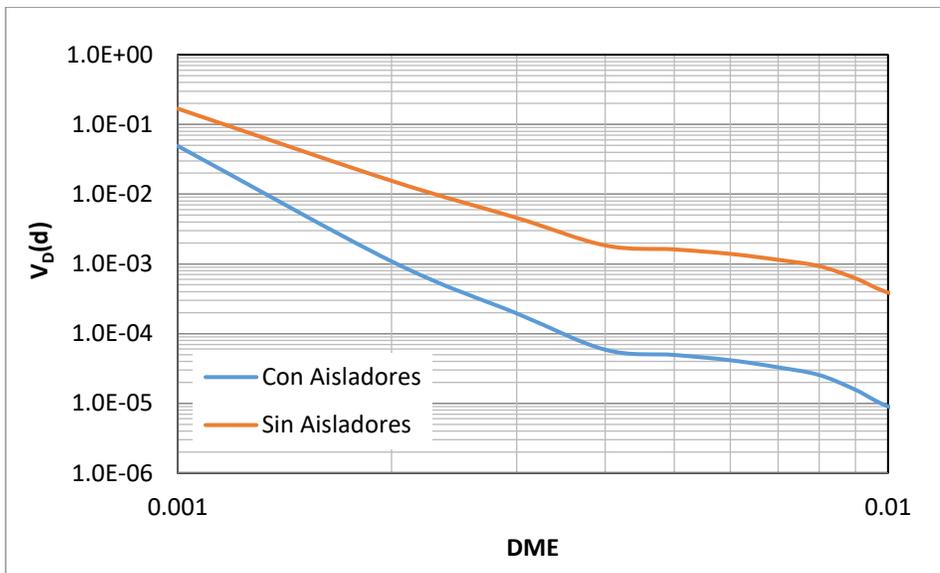


Figura 4.20. Comparación Curva Peligro de Demanda para edificio con y sin aisladores.

En la figura 4.20 se muestran las curvas de peligro de demanda obtenidas para el edificio sin aisladores (curva de color rojo) y para el edificio con aisladores (curva de color azul). De aquí se puede observar que la tasa media anual de excedencia para una distorsión de 0.01, por ejemplo, es de 0.000388 para el

edificio sin aisladores, es decir que en promedio esa estructura excede ese nivel de distorsión en 2,578 años.

Por ejemplo, la tasa de excedencia de una distorsión de entrepiso de 0.002 en el modelo con aisladores es de 0.002105 que corresponde a un periodo de retorno de 475 años; para el caso del modelo sin aisladores y considerando una misma tasa de excedencia le corresponde a una distorsión de 0.004.

5.CONCLUSIONES

Se realizó un estudio de un edificio de concreto de cuatro niveles, regular y desplantado en la zona de suelo duro de la Ciudad de México (con periodo de suelo dominante $T_s = 0.49s$), se comparó la respuesta de un sistema constructivo tradicional y añadiendo aisladores sísmicos en la base, de los resultados se concluye lo siguiente:

- El periodo fundamental del edificio tradicional es de $T = 0.726s$, la bibliografía recomienda que al utilizar sistemas de aisladores de base lo ideal es al menos triplicar ese valor, por lo tanto, el periodo objetivo calculado $T_D = 2.61s$.
- De realizar un análisis modal espectral se obtiene que la distribución de cortantes en entrepisos del edificio con aisladores de bases representa un 50% del cortante en la base del edificio tradicional (*tablas 4.2 y 4.6*). Mientras que para el cortante en el último entrepiso del edificio con aisladores representa un 30% del cortante del edificio tradicional.
- El emplear un sistema de aislación en la base favorece las distorsiones de entrepiso desde en un 40%, hablando del primer nivel, hasta un 70% a nivel de la azotea.

Se comparan también, en términos de fragilidad sísmica, peligro de demanda, distorsiones y confiabilidad estructural, ambos sistemas considerando la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural debida a la influencia de usar sistemas de aislación sísmica en la base, presentando las siguientes conclusiones:

- Las curvas de medianas ADI's del edificio con aisladores representan, en un rango de aproximadamente el 50 a 55% de las curvas del edificio sin aisladores.

- Al comparar la vulnerabilidad de los edificios, para la distorsión correspondiente al estado límite de servicio (0.004), se observa mayor probabilidad de excedencia en el edificio sin aisladores en la base. Para factores bajos (100 gales o menor) el comportamiento del edificio sin aisladores es mejor que el edificio con aisladores. Para factores de 200 hasta 800 gales el comportamiento del edificio con aisladores presenta ser gradualmente mejor, llegando a tener un 62% de probabilidad de excedencia, comparado con el edificio sin aisladores.
- Para un periodo de retorno de 475 años se obtienen distorsiones de 0.002 para el edificio con aisladores, mientras que al edificio sin aisladores le corresponde una distorsión de 0.004.

De manera concreta, conforme a este estudio, se concluye que para la ciudad de México en suelo con periodo predominante de $T_s=0.49s$, emplear un sistema de aisladores de base (SI-S 600/152 y SI-S 700/1600 de FIP INDUSTRIALE) en un edificio de 4 niveles destinado a oficinas genera una mayor confiabilidad.

Referencias

- [1] Juan A. Oviedo, María del Pilar Duque. Sistemas de control de respuesta sísmica de edificaciones. *Revista EIA*. 105-106. 2006.
- [2] Efraín Grajales V. Comportamiento dinámico de los edificios provistos con dispositivos disipadores de energía. 2003.
- [3] N. Molinares, A.H. Barbat. Edificios con aislamiento de base no lineal. 1994.
- [4] Juan Bojórquez, Sonia E. Ruiz. An efficient approach to obtain optimal load factors for structural design. *The scientific world journal* 1-9. 2014.
- [5] Wen, Y.K., Reliability and performance-based design. 2001.
- [6] Salvador I. Lagos Ortíz. La instrumentación sísmica en México. 2014.
- [7] Ricardo Liñan Blas, Darlin G. Carrasco Zegarra. Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos. 5-6. 2015.
- [8] Br. Naxalia A. Pérez Z. y María J. Vázquez Ortega. Diseño de aisladores sísmicos de base para edificios de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado. 14-16. 2016.
- [9] Salvador I. Lagos O. La instrumentación sísmica en México. *Introducción*. 2014.
- [10] Carlos Genatios, Marianela Lafuente. Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras. 47-49. 2016.
- [11] Bazán Enrique, Meli Roberto. Diseño sísmico de edificios. 23. 1999.
- [12] Ana M. Bolaños L., Omar M. Monroy C. Espectro de peligro sísmico uniforme. 24-26. 2004.
- [13] M. Ordaz. Some integrals useful in probabilistic seismic Hazard análisis. *Bulletin of the seismological society of America*, 94(4), 1510-1516. 2004.

- [14] Esteva. L. Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México. 1968.
- [15] Cornell, C. A. Engineering seismic Hazard analysis. Bulletin of the Seismological Society of America, 58(5), 1583-1606. 1968.
- [16] D. Victor A. Gatica Lagos. Respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica con aisladores. Alternativas de diseño. 7-8. 2012.
- [17] Lily Bonilla. Teoría del aislamiento sísmico para edificaciones. 9-12. 2012.
- [18] Daniela Wagner. Aislamiento sísmico en edificios prefabricados en la zona de transición de la ciudad de México.
- [19] Carlos Genatios, Marianela Lafuente. Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras. 31-37. 2016.
- [20] Jacob J. Valerio Z. Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos. 32-40. 2015.
- [21] Roberto Aguiar, José L. Almazán, Peter Dechent, Vinicio Suárez. Aisladores de base elastoméricos y FPS. 10-13. 2016.
- [22] Br. Naxalia A. Pérez Z. y María J. Vázquez Ortega. Diseño de aisladores sísmicos de base para edificios de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado. 27-32. 2016.
- [23] Guyelmo García S. Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado con y sin aislamiento sísmico de la base. 18-25. 2017.
- [24] Kelly, James M. "Earthquake-Resistant Design with Rubber." 24. 1993.
- [25] Norma Chilena, Instituto Nacional de Normalización, Santiago-Chile NCH-2745. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica requisitos. 2003.
- [26] Normas Técnicas Complementarias sobre Diseño por Sismo, NTC-DS-17. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.D.E. 2017.

- [27] FIP Industriale, (s.f.). Aisladores Elastoméricos Serie SI. Italia.
- [28] Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo Diseño por Sismo. Ciudad de México. 2015.
- [29] Ricardo Liñan Blas, Darlin G. Carrasco Zegarra. Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos. 43-47. 2015.
- [30] Shome, N y C A Cornell. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, Reliability of Marine Structures Program 1999, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng, Stanford University. 1999.
- [31] Chan, S, S E Ruiz y M A Montiel. Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras, Revista de Ingeniería Sísmica, Vol. 72. 1-24. 2005.
- [32] Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engng Struct.*, 31(3), 491-514. 2002.
- [33] Rosángel Moreno González, Jesús Miguel Bairán García. Curvas de fragilidad para evaluar al daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. 2010.