



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
Y EDUCACIÓN CONTINUA  
MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA

*Tesis para la obtención del grado de*  
*Master en*  
*Ingeniería Estructural y Sísmica*

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE AISLACIÓN DE BASE PARA  
UN HOSPITAL, EVALUANDO DOS REGIONES, CON  
DIFERENTE AMENAZA SÍSMICA EN  
GUATEMALA**

Autor de tesis:

Ing. Rudy Percy Jacobs de León.

Tutor de tesis:

Ing. Francisco López Almasa, PhD.

**Managua Nicaragua Noviembre, 2021**



Barcelona, 18 de octubre de 2021

Freddy Gonzáles, MSc.  
Director de Estudios de Posgrado y Educación Continua  
Universidad Nacional de Ingeniería

Estimado Ing. Gonzáles,

Le hago constar con gusto por la presente que he supervisado y revisado la Tesis de Magíster en Ingeniería Estructural y Sísmica del Ingeniero Rudy Percy Jacobs de León “*Diseño de un Sistema de Aislación de Base para un Hospital, Evaluando dos Regiones, con Diferente Amenaza Sísmica en Guatemala*”, encontrándola plenamente satisfactoria y lista para su defensa definitiva. Después de la predefensa, he revisado de nuevo el documento y he verificado que las observaciones de los miembros de la comisión han sido tenidas en cuenta de forma satisfactoria.

Para cualquier cuestión no dude en consultarme:

Francesc López Almansa  
Departamento de Tecnología de la Arquitectura  
ETSAB (UPC)  
Avda. Diagonal, 649  
08028 Barcelona

También se puede comunicar conmigo por teléfono (+34-93-4016316; +34-606807733), o correo electrónico ([francesc.lopez-almansa@upc.edu](mailto:francesc.lopez-almansa@upc.edu)).

Atentamente,

Francisco López Almansa

## AGRADECIMIENTOS

### *A Dios.*

Por no descalificarme, guiarme y restaurar mis fuerzas cuando ya no las tenía.

“<sup>1</sup> Bendice, alma mía, a Jehová,  
Y bendiga todo mi ser su santo nombre.

<sup>2</sup> Bendice, alma mía, a Jehová,  
Y no olvides ninguno de sus beneficios.

<sup>3</sup> Él es quien perdona todas tus iniquidades,  
El que sana todas tus dolencias;

<sup>4</sup> El que rescata del hoyo tu vida,  
El que te corona de favores y misericordias;

<sup>5</sup> El que sacia de bien tu boca  
De modo que te rejuvenezcas como el águila.”

Salmo 103:1-5, Reina Valera 1960

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación presenta el análisis y modelo de edificaciones con el sistema estructural de marcos de concreto reforzados resistentes a momento con y sin aislamiento de base para las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango en Guatemala. El análisis se ha llevado a cabo mediante la metodología de análisis dinámico no lineal, *Nonlinear Response Time History Analysis* (NLRHA), aplicando registros sísmicos seleccionados en base a las condiciones de la cercanía de fallas, mecanismo de falla y tipo de suelo presente en las ciudades citadas anteriormente. La aplicación de las fuerzas sísmicas al modelo ha sido llevada a cabo mediante la técnica del escalado espectral o *Spectral Matching*, permitido en la normativa ASCE 7-16. Los dispositivos para generar la aislación de base son los aisladores elastómericos (de goma) de alto amortiguamiento (HDR) seleccionados dentro de catálogos de los productos ofrecidos por fabricantes de estos dispositivos en base a los principales parámetros que definen dicha selección; el desplazamiento máximo calculado según la normativa, la deformación angular máxima, el amortiguamiento objetivo y las fuerzas verticales provocadas por las combinaciones de carga de la normativa. Se evalúa el desempeño de las edificaciones con aislamiento de base comparado con las edificaciones con base fija (convencionales) en cada ciudad mediante los parámetros que evalúan dicho desempeño; la aceleración máxima de piso y la deriva máxima de piso. De los resultados obtenidos se establecen las principales ventajas con relación a la respuesta de las estructuras aisladas comparada con la de las estructuras sin aislamiento en la base. Por último, se explican algunas de las ventajas particulares de la aplicación del aislamiento sísmico en las ciudades estudiadas y de la necesidad de recurrir al aislamiento sísmico de base para aquellas zonas con alta amenaza sísmica en Guatemala.

## ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO SITUACIONAL .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Planteamiento del problema .....	3
1.3. Objetivos.....	4
1.4. Justificación.....	5
CAPÍTULO II: MARCO TEORICO .....	7
2.1. Amenaza sísmica en Guatemala.....	7
2.2. Características geotécnicas de los sitios de estudio .....	10
2.3. Bases teóricas sobre la aislación sísmica .....	14
2.4. Componentes de un sistema de aislación .....	17
2.5. Teoría básica de la aislación sísmica .....	20
2.5.1. Modelos matemáticos de la aislación sísmica .....	20
2.5.2. Características mecánicas de los aisladores elástoméricos.....	27
2.6. Normativas sobre la aislación sísmica en Guatemala .....	30
2.7. Normativa estadounidense ASCE 7-16 para diseño de edificaciones con aislamiento de base .....	32
2.7.1 Análisis Estático Lineal (Fuerza lateral equivalente) .....	32
2.7.2 Análisis modal espectral .....	33
2.7.3 Análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA) .....	34
CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN.....	37
3.1. Enfoque de la Investigación .....	37
3.2. Contexto de la Investigación .....	37
3.3. Categorías de Estudio.....	39
3.4. Población y muestra.....	39
3.5. Técnicas e instrumentos.....	40
3.6. Procedimiento .....	40

CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS PRINCIPALES HALLAZGOS .	43
4.1. Geometría del edificio y cargas asignadas .....	43
4.2. Registros sísmicos utilizados .....	45
4.3. Objetivos de diseño .....	45
4.4. Diseño preliminar de los aisladores .....	46
4.5. Propuesta de los aisladores.....	57
4.6. Análisis del edificio con las propiedades elegidas .....	59
4.7. Resultados obtenidos para Escuintla.....	62
CAPÍTULO V: PROPUESTA DE SOLUCIÓN.....	71
5.1 Revisión de resultados para los sistemas de aislación propuestos .....	71
5.1.1. Revisión de resultados para Escuintla:.....	71
5.1.2. Revisión de resultados para Quetzaltenango .....	75
5.2 Discusión de los resultados obtenidos .....	81
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES.....	87
CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES .....	89
CAPITULO VIII: REFERENCIAS.....	91
APENDICE I: Información general sobre el edificio.....	I

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ordenadas espectrales para las ciudades de interés.....	10
Tabla 2: Clasificación de unidades geotécnicas en la ciudad de Escuintla .....	12
Tabla 3: Clasificación de unidades geotécnicas en la ciudad de Quetzaltenango	13
Tabla 4: Clasificación de las unidades geotécnicas según UBC 97.....	14
Tabla 5: Cargas utilizadas para el diseño.....	44
Tabla 6: Registros sísmicos seleccionados para el Spectral Matching .....	45
Tabla 7: Fuerzas laterales equivalentes sobre los pisos de la estructura.....	54
Tabla 8: Combinaciones de carga utilizadas .....	55
Tabla 9: Reacciones en los apoyos, pre-dimensionamiento. ....	57
Tabla 10: Propiedades mínimas requeridas de los aisladores .....	57
Tabla 11: Propiedades del aislador HT100X6R .....	58
Tabla 12: Variación máxima y mínima de las propiedades del aislador HT100X6R .....	59
Tabla 13: Propiedades a ingresar en ETABS .....	60
Tabla 14: Desplazamientos máximos en hospital en Escuintla .....	62
Tabla 15: Derivas máximas de piso para hospital en Escuintla.....	64
Tabla 16: Cortante en super-estructura para hospital en Escuintla .....	65
Tabla 17: Cortante en la base para hospital en Escuintla .....	66
Tabla 18: Fuerzas máximas y mínimas para hospital en Escuintla.....	68
Tabla 19: Aceleraciones máximas para hospital en Escuintla.....	69
Tabla 20: Modos de vibración para hospital en Escuintla .....	70
Tabla 21: Revisión de fuerzas cortante en la base Escuintla .....	71
Tabla 22: Revisión de desplazamientos Escuintla .....	72
Tabla 23: Revisión de fuerzas super-estructura Escuintla .....	73
Tabla 24: Revisión de derivas máximas Escuintla .....	74
Tabla 25: Propiedades mínimas para aisladores en hospital de Quetzaltenango	75
Tabla 26: Propiedades del aislador HH090X6R.....	75
Tabla 27: Revisión de desplazamientos Quetzaltenango .....	76
Tabla 28: Revisión de derivas máximas Quetzaltenango .....	77
Tabla 29: Revisión de fuerza cortante en la base Quetzaltenango.....	78
Tabla 30: Revisión de cortante super-estructura Quetzaltenango.....	78

Tabla 31: Aceleraciones máximas para hospital en Quetzaltenango .....	79
Tabla 32: Modos de vibración para hospital en Quetzaltenango .....	79
Tabla 33: Resumen de resultados para hospital en Escuintla .....	81
Tabla 34: Resumen de resultados para hospital en Quetzaltenango.....	81
Tabla 35: Comparación del cortante para hospital en Escuintla .....	84
Tabla 36: Comparación del cortante para hospital en Quetzaltenango.....	84



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Placas en Guatemala y distribución de epicentros en la región .....	7
Figura 2: Sistema de fallas Chixoy-Polochic-Motagua.....	8
Figura 3: Mapa de zonificación sísmica de Guatemala .....	9
Figura 4: Unidades geológicas que cubren a la ciudad de Escuintla .....	11
Figura 5: Unidades geológicas que cubren a la ciudad de Quetzaltenango .....	13
Figura 6: Estructura convencional y estructura aislada .....	16
Figura 7: Espectro de diseño para la ciudad de Escuintla .....	17
Figura 8: Tipos de aisladores y su modelo de Fuerza-Desplazamiento .....	18
Figura 9: Comportamiento histérico de un aislador HDNR.....	20
Figura 10: Diagrama de super-estructura y sub-estructura.....	21
Figura 11: Modelo de un grado de libertad para una estructura aislada.....	22
Figura 12: Sistema de múltiples grados de libertad para una estructura aislada .	23
Figura 13: Modelo bilineal de un aislador .....	28
Figura 14: Nivel de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño .....	31
Figura 15: Edificio aislado en construcción en Guatemala.....	38
Figura 16: Distribución geométrica en planta del edificio .....	43
Figura 17: Espectro de respuesta para la ciudad de Escuintla.....	48
Figura 18: Modelo del edificio en 3D con apoyos articulados.....	56
Figura 19: Modelo del edificio en 3D con aisladores .....	61
Figura 20: Desplazamientos máximos en hospital Escuintla.....	63
Figura 21: Derivas máximas en hospital Escuintla .....	64
Figura 22: Fuerzas verticales máximas y mínimas en hospital Escuintla .....	66
Figura 23: Enumeración de los aisladores en el edificio .....	67
Figura 24: Derivas máximas en hospital Quetzaltenango .....	77
Figura 25: Reacciones máximas y mínimas en los aisladores Quetzaltenango...	79
Figura 26: Daños en hospital IESS de la ciudad de Manta, Ecuador.....	82

## INTRODUCCIÓN

Cada vez son más los países que buscan proteger sus hospitales ante un evento sísmico para que puedan brindar un servicio continuo a la población durante e inmediatamente después de un sismo. Es por esta razón que han desistido de la filosofía convencional del diseño sísmico, que se basa en permitir el daño de la estructura durante los sismos severos con la finalidad de disipar la energía que un sismo le introduce, y han optado por técnicas de disipación de energía como los aisladores sísmicos que han demostrado un desempeño satisfactorio ante la ocurrencia de terremotos, reduciendo el costo de reparación de una estructura y permitiendo la operación continua de sus funciones.

En Guatemala la aislación sísmica se ha comenzado a implementar en años recientes; en la rehabilitación de un puente<sup>1</sup> y en la construcción del campus de una universidad. Esto a pesar que el país se encuentra ubicado en la intersección de tres placas tectónicas: Caribe, Cocos y Norteamérica, y la interacción entre estas placas han generado una constante actividad sísmica. El presente trabajo de tesis tiene el propósito de presentar la aplicación de un sistema de aislación de base en un hospital (obra esencial) en dos sitios con diferente amenaza sísmica en Guatemala, y hacer la comparación de su comportamiento frente a un edificio con base fija (convencional), respetando las normas de diseño vigentes en Guatemala. Los lugares donde se plantea el diseño del sistema de aislación son las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango, donde su amenaza sísmica es diferente a pesar de que predominan los sismos de la zona de subducción, donde en promedio, proviene anualmente del 65% al 70% de los eventos sísmicos que afectan al país<sup>2</sup>.

Para poder llevar a cabo el diseño de los sistemas de aislación planteados, la investigación se apoyará en estudios previos sobre la zonificación sísmica de dichas ciudades<sup>3</sup> y de las normativas de diseño sismo-resistentes vigentes en Guatemala<sup>4</sup> para poder plantear los parámetros de diseño para un hospital de 5 pisos de marcos de concreto reforzado en dichas ciudades. Cabe destacar que, a

---

<sup>1</sup> (Agencia Guatemalteca de Noticias, 2018)

<sup>2</sup> (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2014)

<sup>3</sup> (Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, 2001)

<sup>4</sup> (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2018)

falta de una norma de diseño de estructuras aisladas en Guatemala, se ha adoptado la normativa estadounidense para el diseño de este tipo de edificios.

Posteriormente, se considerarán aisladores elástoméricos (de goma) de alto amortiguamiento (HDR) para poder realizar el diseño de los dispositivos de aislación sísmica de los edificios propuestos. Se procederá a realizar el análisis estructural dinámico no lineal, *Nonlinear Response History Analysis* (NLRHA), mediante un software comercial de modelamiento en 3 dimensiones para poder evaluar el desempeño sísmico del edificio, aplicando los procedimientos de la normativa.

Se comparan los resultados del desempeño sísmico de los edificios con aislamiento de base contra los mismos edificios con base fija (convencional), utilizando la normativa guatemalteca vigente para establecer su nivel de desempeño.

Por último, se analizan las ventajas y desventajas de la aplicación de la aislación sísmica en edificios para dichas ciudades, considerando los diferentes escenarios de su amenaza sísmica.

## **CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO SITUACIONAL**

### **1.1. Antecedentes**

En Guatemala la aislación sísmica todavía no ha sido aplicada a nivel de edificaciones hospitalarias, y la primera aplicación de aisladores se ha dado en la rehabilitación de un puente, el puente Belice (AGN, 2018). A finales del año 2020 se inicio con el proceso de construcción del campus de la Universidad Mariano Galvez de Guatemala (UMG) con sede en Jocotenango, Sacatepequez, y que cuenta con cinco edificios de base aislada haciendo un total de 176 aisladores de goma con nucleo de plomo (LRB) y 7 deslizadores, los aisladores ya se encuentran instalados, sin embargo los edificios no han finalizado su proceso de construcción. Monzon (2018) señala que en Guatemala el reto todavía se centra en lograr que las edificaciones convencionales (con base fija) tengan ductilidad, introduciendo detallado especial en el refuerzo de las edificaciones, pero que cuando la ingeniería sísmoresistente se desarrolle plenamente en el país se tendrán edificaciones con aisladores o amortiguadores, donde la ductilidad será un recurso de respaldo y no el recurso principal contra la acción sísmica.

La aislación sísmica en edificios no es un tema nuevo a nivel mundial, desde hace cincuenta años existe el desarrollo de este tipo de tecnología para la protección de edificaciones contra sismos (Kelly, 1999). Naeim y Kelly (1999) presentan ejemplos historicos del desempeño sísmico de algunos edificios hospitalarios en Estados Unidos con sistema de aislación de base y sin esta, muestran que un edificio con aislación de base es más economico que un edificio convencional (con base fija) si se contempla llegar a tener el mismo nivel de desempeño que permita la continuidad de las operaciones posterior a un desastre.

Boroschek y Retamales (2004) presentan una propuesta para la reducción del riesgo en centros hospitalarios a la Organización Panamericana de la Salud (OPS) donde recomiendan un nivel de protección de la operación de las funciones del centro hospitalario para que pueda mantener su funcionamiento inmediatamente después a un desastre. Dentro de las recomendaciones se establece que los hospitales ubicados en una zona con alta amenaza sísmica deberían tener un sistema de aislación de base para permitir la continuidad de las operaciones del hospital posterior a un evento sísmico.

Zhan (2014) muestra que recientemente es más común que las edificaciones de alta importancia para una sociedad puedan hacer frente a la amenaza sísmica mediante la utilización de dispositivos que disipen la energía que podría ingresar a la estructura, desistiendo de la filosofía convencional del diseño sísmico que se basa en permitir el daño de la estructura durante los sismos severos con la finalidad de disipar la energía que un sismo le introduce, y han optado por técnicas de disipación de energía activas y/o pasivas que han demostrado un desempeño satisfactorio ante la ocurrencia de terremotos. Los aisladores de base que servirán para esta investigación forman parte de un sistema de disipación de energía pasiva.

Eriksen (2018) refiere que el desarrollo de la aplicación de aisladores sísmicos en latinoamerica se ha dado posterior a un evento sísmico que ha devastado la infraestructura de un país, poniendo en evidencia que no es suficiente con seguir las directrices de las normas de diseño para edificaciones convencionales (con base fija) a fin de proteger y permitir la operación continua de las edificaciones. Especial atención han recibido los hospitales en latinoamerica, que han sido las primeras edificaciones en donde se ha implementado la aislación de base para permitir su operación inmediatamente después de un desastre. Chile, Perú y Ecuador han sido países que han adoptado la aislación sísmica para sus hospitales posterior a un evento sísmico que haya dañado fuertemente la infraestructura del país. El estudio de Eriksen también muestra que los aisladores que más aceptación han tenido en america latina son los aisladores de goma, que han predominado en varios países de la región por su costo relativamente más bajo que un aislador de pendulo friccionante.

Verma, Gupta y Nath (2017) muestran que para obtener un buen desempeño de un edificio aislado se recomienda que el estrato del suelo donde se cimienta el edificio sea rígido y que la altura del edificio sea baja o mediana. Esto concuerda con la situación en las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango, donde en un estudio zonificación sísmica (CESEM, 2001) encontró que las propiedades geotécnicas de estas ciudades son correspondientes a suelos rígidos y donde existen amplificaciones del movimiento sísmico para los periodos cortos de 0.1 a 0.6 segundos, no así para los periodos mayores a 1.2 segundos. También cabe destacar que los hospitales públicos y privados en las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango tienen una altura entre baja y mediana, estando entre 1 a 5 niveles

(MSPAS, 2016). Por lo anterior, se podría esperar que la aislación sísmica favorecería a un buen desempeño de las edificaciones hospitalarias en dichas ciudades, conociendo las propiedades geotécnicas del suelo y su baja altura.

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES 2018), entidad que genera las normas de seguridad estructural en Guatemala, incorpora en su última versión de las normas la posibilidad de utilizar la aislación de base en edificaciones esenciales (como hospitales), y refiere al capítulo 17 de la normativa *American Society of Civil Engineers (ASCE) 7-16* (EEUU) de guía para el diseño de este tipo de edificaciones en Guatemala. No es de sorprender que a falta de una normativa propia para estructuras aisladas se adopte la normativa estadounidense, debido a que la mayoría de países latinoamericanos que han aplicado la aislación sísmica se han referido a la normativa estadounidense (Eriksen, 2018).

## **1.2. Planteamiento del problema**

La infraestructura hospitalaria en Guatemala ha demostrado tener un riesgo muy alto de sufrir daño severo o inclusive el colapso durante la acción sísmica. Uno de los sismos más significativos de los últimos años fue el ocurrido el 7 de noviembre de 2012 (conocido como sismo 7N), con una magnitud de 7.4 Mw, originado en la zona de subducción entre la placa de Cocos y la del Caribe. Dicho sismo evidenció la vulnerabilidad de las edificaciones en el occidente del país, donde se reportaron al menos 7 mil 312 viviendas inhabitables y varios edificios públicos e históricos colapsados (CONRED, 2012). De esto último, uno de los aspectos más preocupantes después del sismo fue la gran cantidad de edificios públicos de categoría esencial, como hospitales, que presentaron daños o sufrieron colapsos en sus estructuras, y varios tuvieron que ser evacuados (EERI, 2013).

Para los años 2013 y 2014 el gobierno de Guatemala invirtió en la reconstrucción y rehabilitación debido al sismo de 10 hospitales nacionales con un costo de alrededor de 14 millones de dólares americanos para el tipo de cambio de ese tiempo, esto en base a los reportes de proyectos por reconstrucción de hospitales debido al sismo 7N registrados en el Sistema Nacional de Inversión Pública (SINIP). El costo total por los daños y pérdidas debido al sismo fue de 128.5 millones de dólares americanos para el año 2012, lo cual es un aproximado del 0.3% del Producto Interno Bruto (PIB) de Guatemala de años previos (EERI, 2013). Esto

refleja la alta vulnerabilidad que presentan las edificaciones esenciales en Guatemala, y la necesidad de contar con una infraestructura que garantice seguridad al momento de un sismo severo y que permita la continuidad de sus operaciones inmediatamente después de un sismo.

En las últimas décadas se han desarrollado dispositivos que permiten disipar y desviar la energía que el terreno le transmite a la edificación al momento de un sismo, con la finalidad de proteger la estructura y mejorar su desempeño ante un sismo. Una de estas técnicas es el aislamiento en la base de la estructura, que a nivel mundial ha sido una tendencia aplicarlo a la infraestructura hospitalaria (Boroschek & Retamales, 2002). Este último tipo de tecnología todavía no ha llegado a ser implementada en Guatemala para edificios hospitalarios, a pesar que en varios países de Latinoamérica ha sido instalada, demostrando resultados satisfactorios (Eriksen, 2018). Por lo tanto, en este proyecto de tesis se plantea el poder diseñar una edificación hospitalaria para dos zonas con diferente amenaza sísmica en Guatemala que cuenten con aislamiento de base, para brindar una solución a la necesidad de la protección de edificaciones hospitalarias y garantizar la inversión que se hace en ellas.

### **1.3. Objetivos**

Objetivo General:

- Presentar un diseño de sistema de aislación de base para un hospital, evaluando dos regiones con diferente amenaza sísmica para Guatemala.

Objetivos específicos:

- Modelar y analizar la estructura hospitalaria con base aislada ubicada en la ciudad de Escuintla mediante un análisis dinámico no lineal (NLRHA) a través de un software de análisis estructural.
- Modelar y analizar la estructura hospitalaria con base aislada ubicada en la ciudad de Quetzaltenango mediante el análisis dinámico no lineal (NLRHA) a través de un software de análisis estructural.
- Establecer si el comportamiento de la estructura con base aislada ubicada en la ciudad de Escuintla es adecuado para garantizar la continuidad de operaciones en la edificación posterior a un sismo.

- Establecer si el comportamiento de la estructura con base aislada ubicada en la ciudad de Quetzaltenango es adecuado para garantizar la continuidad de operaciones en la edificación posterior a un sismo.

#### **1.4. Justificación**

Proteger las estructuras frente a los sismos constituye un objetivo primordial en la ingeniería estructural. La práctica común del diseño de las edificaciones contra las acciones sísmicas a menudo se basa en permitir el comportamiento dúctil de la estructura, que desarrolla deformaciones inelásticas significativas durante los sismos severos con la finalidad de disipar la energía que un sismo le introduce (Zhan, 2014). En pocas palabras, la práctica común es hacer que la estructura se dañe para no colapsar ante un sismo.

Las edificaciones esenciales, como los hospitales, deben de permanecer en constante operación para atender las emergencias de la población en todo momento y deben soportar varios sismos severos durante su tiempo de vida útil. Más aún en un país con recursos limitados, como Guatemala, se deberían de proponer edificaciones que garanticen la seguridad de las edificaciones primordiales, como hospitales, y de la inversión realizada en estas. De ahí que el camino a seguir es la disipación de la energía sísmica mediante dispositivos, lo cual es una tendencia a nivel mundial en países con una amenaza sísmica elevada (Eriksen, 2018).

Existen varios tipos de dispositivos para disipar y desviar la energía que un sismo le introduce a la estructura, como los aisladores, amortiguadores y sistemas de masas sincronizadas. Para el caso de Guatemala, donde los suelos son relativamente rígidos (CESEM, 2001) y las estructuras de los hospitales son usualmente rígidas (marcos a momento con o sin muros estructurales de concreto) y de una altura baja, 1 a 5 niveles (MSPAS, 2016), la aislación en la base podría ser una opción para mejorar el desempeño sísmico de la infraestructura hospitalaria. Hasta el momento en Guatemala no hay un edificio hospitalario construido con un sistema de aislación en la base, salvo los aisladores implementados en la rehabilitación de un puente (AGN, 2018) y los que están instalados en el campus de la Universidad Mariano Galvez de Guatemala (UMG) Jocotenango, edificios con la finalidad de ser utilizados para actividades educativas



y que se encuentran en proceso de construcción actualmente. Por lo tanto, diseñar una edificación hospitalaria con aislamiento en la base en los departamentos de Escuintla y Quetzaltenango, es una oportunidad de presentar un sistema innovador para Guatemala, y que responde a las necesidades de infraestructura hospitalaria que el país necesita (MSPAS, 2016).

El propósito del trabajo es presentar cómo funcionaría un sistema de aislación de base en un hospital (obra esencial) en dos sitios con diferente amenaza sísmica, Escuintla y Quetzaltenango, respetando las normas de diseño vigentes en Guatemala (AGIES, 2018). Uno de esos sitios sería la ciudad de Escuintla, ubicada al sur de Guatemala y que tiene una alta amenaza sísmica por los sismos de origen en la zona de subducción, donde en promedio, proviene anualmente del 65% al 70% de los eventos sísmicos que afectan al país (INSIVUMEH, 2014). Por otro lado, estaría la ciudad de Quetzaltenango, ubicada en el occidente de Guatemala, y que se encuentra entre la cordillera volcánica del país, una zona altamente poblada en desarrollo que ha sido afectada por los sismos de subducción en los años 2012, 2014 (INSIVUMEH, 2016) y 2017 (SSN, 2017), a pesar que su amenaza es un poco más baja debido a que se encuentra más alejada de la zona de subducción en comparación con la ciudad de Escuintla. Debido a las diferentes amenazas sísmicas en estas ciudades, la idea del trabajo es presentar las ventajas y/o desventajas del comportamiento de un hospital con aislación en la base frente a las diferentes excitaciones sísmicas que se pudieran presentar en estas zonas y de esta forma se puede llegar a establecer si el sistema de aislación de base es idóneo para ser llevado a la práctica en dichas zonas de Guatemala.

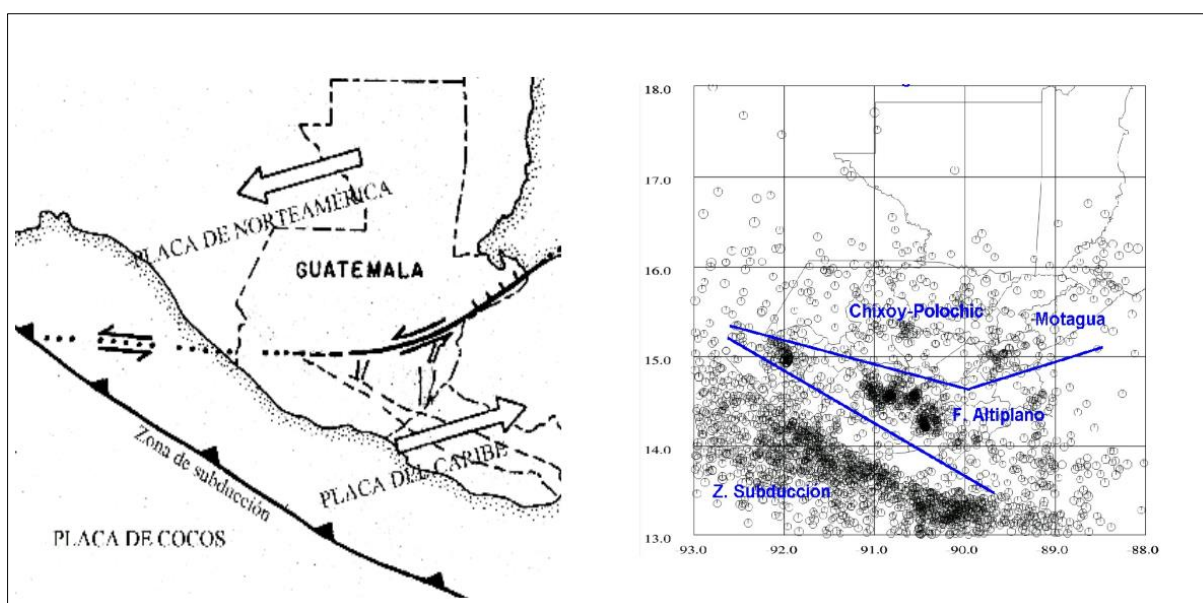
## CAPÍTULO II: MARCO TEORICO

### 2.1. Amenaza sísmica en Guatemala

Guatemala se encuentra ubicado en la intersección de tres placas tectónicas; la placa de Cocos, placa del Caribe y la placa de Norte América (Figura 1). La interacción entre estas placas libera energía periódicamente mediante sismos, generando una amenaza constante sobre el territorio de Guatemala.

**Figura 1**

*Placas en Guatemala y distribución de epicentros en la región*



*Nota.* A la izquierda se muestra el marco tectónico de la república de Guatemala. A la derecha la distribución de epicentros de sismos ocurridos desde 1984 a 2005 con más de 30 km de profundidad, (INSIVUMEH, 2014).

Las principales fuentes sísmicas que afectan al territorio de Guatemala son: la zona de subducción (interacción entre la placa de Cocos y la del Caribe), el sistema de fallas de Polochic-Motagua (asociado al límite de placas de Norte América y del Caribe), y los sistemas de fallas en el interior de la placa del Caribe: la franja del Arco Volcánico y la región de grabenes entre la Falla del Motagua y el Arco Volcánico (INSIVUMEH, 2014).

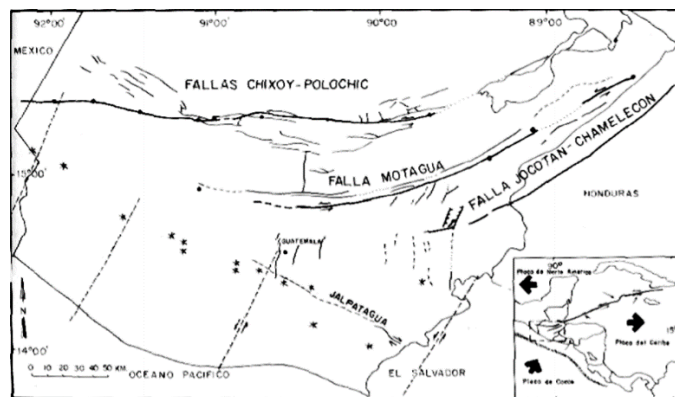
En promedio, anualmente del 65% al 70% de la actividad sísmica tiene origen en la zona de subducción, del 15 al 20% en los sistemas de fallas del Atilplano, y

del 5 al 10% está asociado a los sismos de Chixoy-Polochic-Motagua (Figura 2), que son los ríos que parecen limitar la placa de Norte América y la del Caribe, (INSIVUMEH, 2014).

A pesar de que el límite de la placa de Norte América y la de Caribe (sistema de fallas Chixoy-Polochic-Motagua) no presenta la mayor fuente de actividad sísmica en Guatemala, ha sido la responsable de provocar el sismo más mortífero en la historia del país, el sismo del 4 de febrero de 1976 (7.5 Mw), dejando alrededor de 25,000 personas fallecidas, 75,000 personas heridas y aunque no se fijaron cifras exactas, se calcula que las pérdidas excedieron los mil doscientos cincuenta millones de dólares estadounidenses (INSIVUMEH, 2016).

**Figura 2**

*Sistema de fallas Chixoy-Polochic-Motagua*



*Nota.* Sistema de fallas Chixoy-Polochic-Motagua, correspondientes al límite de placas entre la placa de Norte América y la del Caribe en Guatemala (INSIVUMEH, 2016).

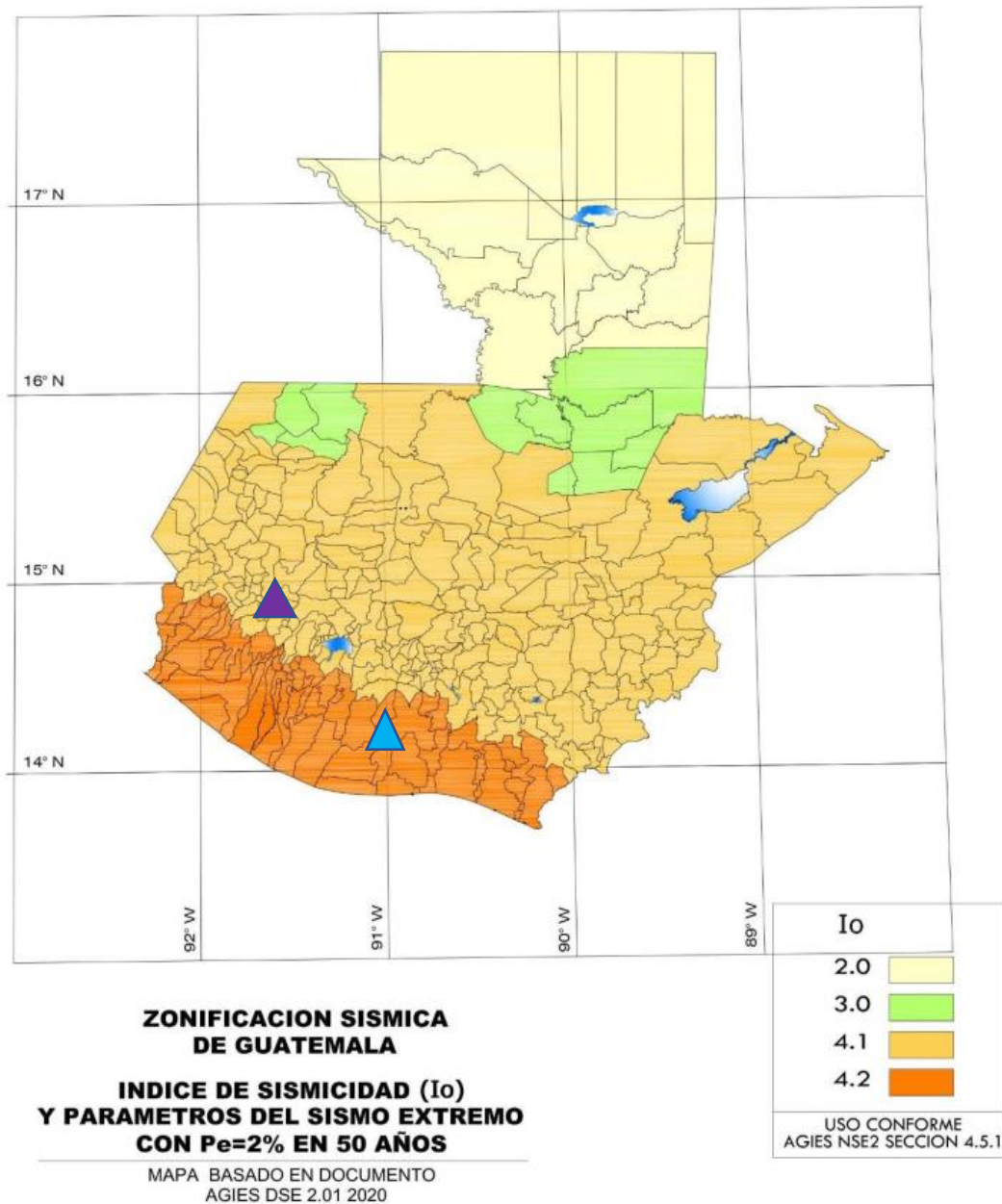
De los sismos históricos de subducción en Guatemala, se puede citar algunos de los más memorables; el sismo de 1902 que devastó la ciudad de Quetzaltenango, el sismo de 1942 (Mw 8.3) que se cree fue el sismo con mayor liberación energía del último siglo en Guatemala (Gonzales & Díaz, 1998), los sismos de 2012 y 2014 que devastaron la ciudad de San Marcos en el occidente del país.

Los parámetros de amenaza sísmica en Guatemala para las diferentes zonas se han plasmado en la figura 3 (AGIES, 2018), donde se identifica que las zonas

amarillo tienen una amenaza sísmica moderada, y las zonas en naranja, cercanas a la zona de subducción, tienen la amenaza sísmica más elevada del país. Por otra parte, también se puede apreciar que al norte de Guatemala la amenaza sísmica es baja.

**Figura 3**

*Mapa de zonificación sísmica de Guatemala*





*Nota. Obtenido de AGIES (2018).*

Para los lugares de estudio tenemos los datos en la tabla 1.

**Tabla 1**

*Ordenadas espectrales para las ciudades de interés*

Ciudad	Ordenada espectral de periodo corto	Ordenada espectral de periodo 1 segundo	Cercano a la zona de falla	Tipo de Suelo
 Escuintla	1.75g	0.74g	Subducción	C
 Quetzaltenango	1.64g	0.68g	Subducción Y límite entre placa del Caribe y Norteamérica.	C

*Nota:* Elaboración propia.

La tabla 1 corresponde a las ordenadas espectrales para los municipios donde se diseñarán las estructuras con aislación de base considerando un suelo tipo C en la tabla A-1 del Anexo 1 de AGIES NSE 2 2018.

## **2.2. Características geotécnicas de los sitios de estudio**

Los lugares de elegidos para proponer un sistema de aislación de base para un hospital presentan las características geotécnicas citadas a continuación:

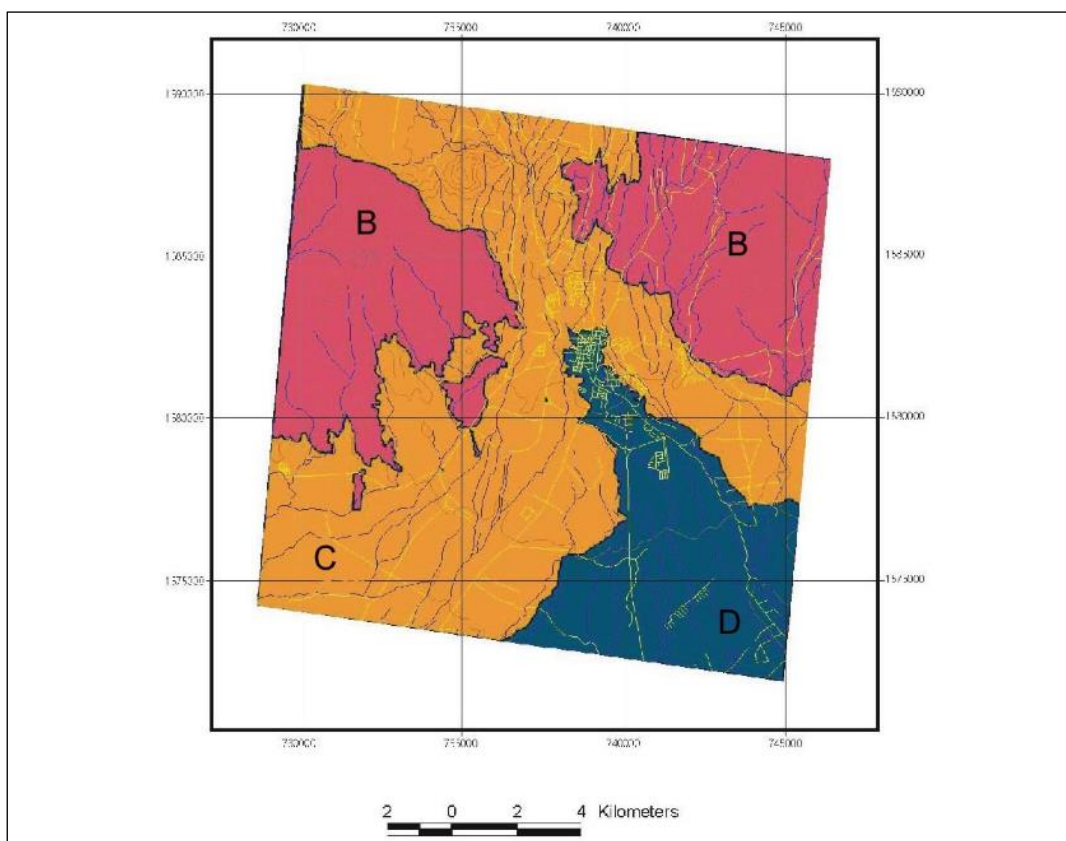
### **Ciudad de Escuintla**

La ciudad de Escuintla está situada en el abanico aluvial al sur del Volcán de Agua. Por lo tanto, las principales unidades geológicas que cubren Escuintla son tres: depósitos volcánicos del Terciario, abanicos laháricos y fluviales, y aludes volcánicos cuaternarios (CESEM, 2001). En la figura 4 se muestra la distribución geográfica de las distintas unidades geotécnicas que cubren la ciudad de Escuintla y también en la tabla 2 se resumen las características geológicas de las unidades identificadas en Escuintla y su correspondiente clasificación según el *Uniform Building Code* (UBC) del año 1997. Para la ubicación del caso de estudio de esta investigación se considera el sur occidente de la ciudad de Escuintla, ubicandose

en una geología de Abanicos Laháricos y Fluivales que se clasifican como un suelo C según la norma UBC y que sirve de base para la clasificación en la norma de AGIES 2018.

**Figura 4**

*Unidades geológicas que cubren a la ciudad de Escuintla.*



*Nota.* Distribución geográfica de las distintas unidades geológicas que cubren a la ciudad de Escuintla (CESEM, 2001).

Cabe destacar que en el estudio de zonificación sísmica llevado a cabo en la ciudad de Escuintla se determinó que existen amplificaciones en el movimiento del terreno en un orden de 1.8 a 3.5 en el rango de periodos cortos de 0.1 segundos hasta 0.6 segundos (CESEM, 2001). Esto último nos indica que la aislación en la base sería beneficiosa al llevarla a cabo en la ciudad de Escuintla debido a que alejaría a la estructura de la zona de amplificaciones del terreno al aumentar el periodo de la estructura. Esto es un factor que favorece la aplicación de la aislación de base en la ciudad de Escuintla.

**Tabla 2**

*Clasificación de unidades geotécnicas en la ciudad de Escuintla*

<b>Tipo de Perfil</b>	<b>Descripción</b>
<b>B</b>	<i>Depósitos Volcánicos del Terciario.</i> Rocas volcánicas no diferenciadas, de edad terciaria. Estas rocas presentan una consolidación entre mediana y sana.
<b>C</b>	<i>Abanicos Laháricos y Fluviales.</i> Depósitos cuaternarios intemperizados derivados de corrientes rápidas de mezclas de roca y agua hacia las faldas al sur del volcán de Agua.
<b>D</b>	<i>Aludes Volcánicos Cuaternarios.</i> Deslizamientos masivos de rocas por acción de la fuerza de gravedad sobre terrenos inestables, que se desintegran durante el movimiento en fragmentos de un amplio rango de tamaños.

*Nota.* Resumen de las características geológicas encontradas en Escuintla (CESEM, 2001).

### **Ciudad de Quetzaltenango**

Quetzaltenango se localiza dentro de la provincia volcánica, en el altiplano guatemalteco, dentro de un valle formado por una antigua caldera volcánica. En la región que rodea el valle de Quetzaltenango se identifican una diversidad de rocas volcánicas y destacan los sedimentos de origen volcánico (piroclastos), que están distribuidas en un área extensa. En la figura 5 se muestran las unidades geotécnicas de Quetzaltenango y también en la tabla 3 se resumen las características geológicas de las unidades identificadas en la ciudad de Quetzaltenango y su correspondiente clasificación según el *Uniform Building Code* (UBC) del año 1997.

**Tabla 3**

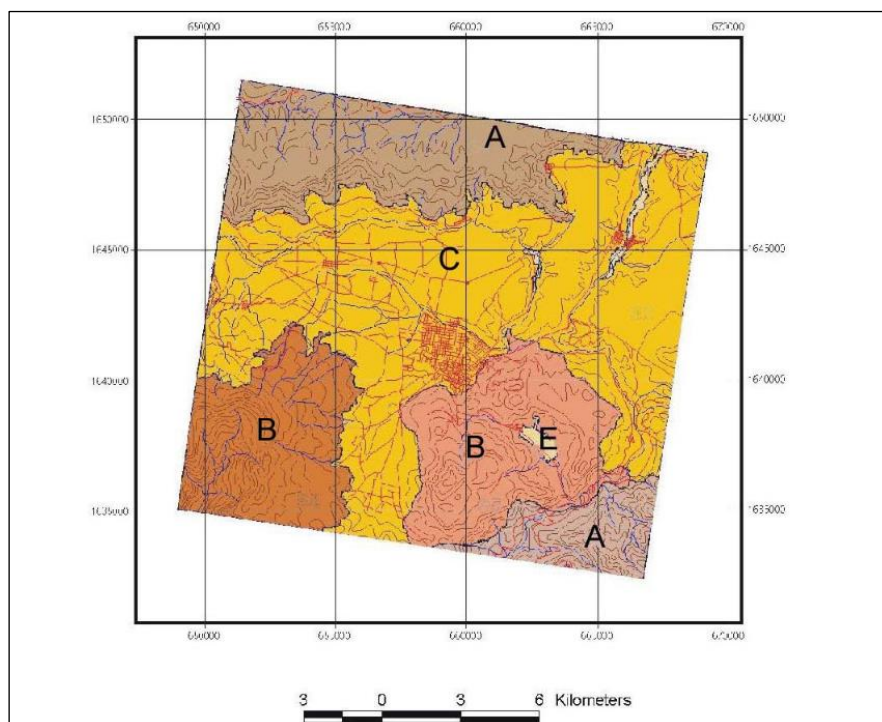
*Clasificación de las unidades geotécnicas en la ciudad de Quetzaltenango*

Tipo de Perfil	Descripción
<b>A</b>	<i>Volcánicos Terciarios.</i> Rocas volcánicas no diferenciadas, incluyendo andesitas, basaltos y riolitas; de consolidación generalmente sana.
<b>B</b>	<i>Volcánicos Cuaternarios.</i> Estas rocas presentan una consolidación entre mediana y sana. Están compuestos de coladas y domos de lava.
<b>C</b>	<i>Depósitos de Pómez Cuaternarios.</i> Depósitos de pómez masivos proveniente de avalanchas de ceniza, generalmente rellenando depresiones pre-existentes.
<b>E</b>	<i>Aluvión Cuaternario.</i> Depósitos aluviales que incluyen arenas, gravas, y pómez de origen volcánico redepositados por acción del agua.

Nota. Obtenido de CESEM (2001).

**Figura 5**

*Unidades geológicas que cubren la ciudad de Quetzaltenango*



Nota. Obtenido de CESEM (2001).

En la ciudad de Quetzaltenango las mayores amplificaciones de los perfiles estudiados ante una excitación sísmica son del orden de 5.0, que ocurren en el



rango de periodos cortos, desde 0.1 segundos hasta 0.7 segundos (CESEM, 2001). Esto último nos muestra que la aislación en la base sería beneficiosa al llevarla a cabo en esta ciudad debido a que alejaría a la estructura de la zona de amplificaciones del terreno al aumentar el periodo de la estructura. Otro factor importante es que el suelo en la ciudad de Quetzaltenango es rígido, lo cual es propicio para llevar a cabo un sistema de aislación de base en un edificio. Para la ubicación del caso de estudio de esta investigación se considera el centro de la ciudad de Quetzaltenango, ubicandose en una geología de Depósitos Pomez Cuaternarios que se clasifican como un suelo C según la norma UBC 97 y que sirve de base para la clasificación en la norma de AGIES 2018.

En la tabla 4 se muestra la clasificación de los suelos llevada a cabo para las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango según la investigación llevada a cabo por el Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM) en el año 2001.

**Tabla 4**

*Clasificación de las unidades geotécnicas según UBC 97*

Tipo de Unidad	Descripción
A	Roca Sana, con velocidades sísmicas medidas $V_s$ mayores a 1,500 m/s.
B	Roca con velocidades sísmicas $V_s$ entre 760 - 1500 m/s
C	Suelo muy denso o roca suave, con velocidad $V_s$ entre 360 - 760 m/s; con $N$ mayor de 50 o $S_u$ mayor a 100 kPa.
D	Suelo rígido con velocidad $V_s$ entre 180 - 360 m/s; con $N$ entre 15 - 50, o $S_u$ entre 50 - 100 kPa.
E	Perfil de suelo con $V_s$ menor a 180 m/s; ya sea con $N$ menor a 15, $S_u$ menor a 50 kPa. O, cualquier perfil con mas de 3 m de arcilla suave.

*N = Prueba Standard de Penetración*  
*S<sub>u</sub> = Resistencia a Corte*

*Nota.* Obtenido de CESEM (2001).

### **2.3. Bases teóricas sobre la aislación sísmica**

Con los avances tecnológicos de las últimas décadas, como la capacidad de las computadoras, técnicas de medición, instrumentación de equipo, nuevos materiales, por mencionar algunos, ha surgido una oportunidad en la ingeniería estructural sobre el control del comportamiento de las estructuras. De esta forma

las estructuras pueden llegar a trabajar como maquinas o de la forma en que el humano desee ante cargas externas (Cheng, Jiang, & Lou, 2008). Como resultado, el daño en un edificio puede ser reducido.

Para controlar y reducir el daño en una estructura debido a un sismo, se han desarrollado sistemas de protección sísmica. Básicamente estos sistemas de protección sísmica se dividen en tres grupos: sistemas activos, sistemas semi-activos y sistemas pasivos (Cheng, Jiang, & Lou, 2008). La aislación sísmica forma parte de los sistemas pasivos, los sistemas activos y semi-activos no serán abarcados en esta investigación. Los sistemas pasivos han surgido como una solución efectiva para reducir la respuesta y limitar el daño al trasladar la energía de disipación inelástica del edificio al sistema pasivo (Zhan, 2014). Los sistemas pasivos son activados al momento en que un movimiento somete a la estructura, y no es requerido alguna fuente externa de poder o energía para poder activarlos.

La aislación en la base, también conocida como sistema de aislación de base, es una de las técnicas más populares para proteger a una estructura frente a las fuerzas sísmicas. Se entiende que esta técnica puede permitir que un edificio permanezca en pie y en operación ante un sismo muy intenso si desde un inicio se planea correctamente. Básicamente, el sistema de aislación puede trasladar el movimiento de la estructura al nivel de la base y disipar la energía dentro de este nivel (Zhan, 2014), y de esta forma solucionaría uno de los grandes dilemas de la ingeniería sismo-resistente: las derivas en la estructura y la aceleración en la base.

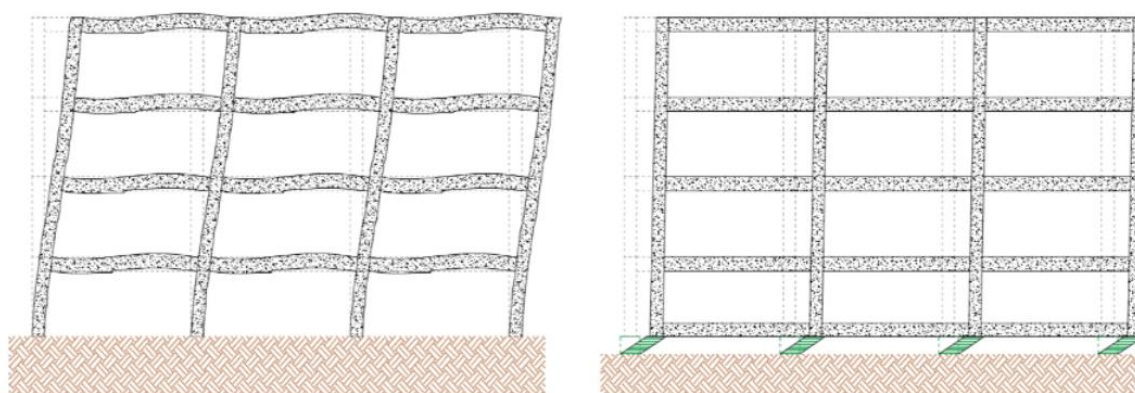
El gran dilema de la ingeniería sismo-resistente es cómo minimizar el desplazamiento entre los pisos, derivas, y al mismo tiempo minimizar las aceleraciones en el suelo. Derivas muy altas producen daño en elementos no estructurales y en equipo que se interconecta entre los pisos. La forma de reducir las derivas es al añadir rigidez a la estructura, pero esto provoca que se aumente la aceleración que la estructura recibe. El aumento en la aceleración que la estructura recibe produce daño en equipos muy sensibles que contenga la edificación, y en una mayor fuerza inercial sobre la estructura. La forma de reducir la aceleración es al hacer la edificación más flexible, pero esto nuevamente llevaría a incrementar las derivas. Debido a esto, la única forma práctica de reducir simultáneamente las derivas de entrepiso y la aceleración en la base del edificio es

mediante la aislación en la base; el sistema de aislación provee de la flexibilidad necesaria, con los desplazamientos concentrados en el nivel donde se ubica el sistema de aislación (Kelly, 1999).

En la figura 6 se muestra claramente el concepto del comportamiento de una estructura convencional comparándolo con una estructura aislada cuando se ven sometidas a las fuerzas sísmicas; la estructura convencional sufre daño debido a los desplazamientos entre los pisos, derivas, mientras que una estructura aislada concentra el desplazamiento en la base, reduciendo las diferencias de desplazamiento entre los pisos, provocando menor daño.

**Figura 6**

*Estructura convencional y estructura aislada*



*Nota.* Obtenido de Guyelmo García (2017).

La aislación sísmica reduce la aceleración que un movimiento sísmico trasladaría a la estructura, esto lo logra básicamente mediante la amplificación de su periodo fundamental de vibración, como se ilustra en el ejemplo siguiente:

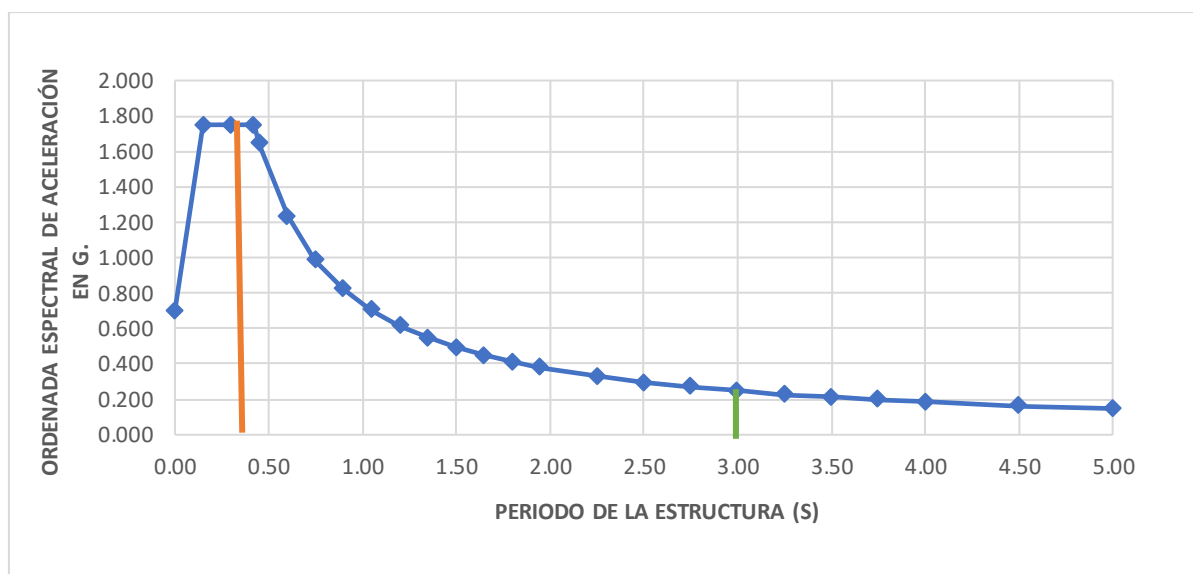
En la figura 7, se muestra un espectro de diseño según la normativa NSE 2 de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) para el caso de la ciudad de Escuintla; para este caso la normativa considera una aceleración de 1.74g para la ordenada espectral de periodo corto y 0.74g para la ordenada espectral de periodo de 1 segundo, se considera un suelo tipo C (semi-rigido) y se considera una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, que es el nivel más alto de sismo con el que se deberían diseñar las edificaciones esenciales, como los hospitales (AGIES, 2018). La línea azul representa el espectro de diseño.

La línea naranja representa a una estructura cuyo periodo fundamental está en alrededor de 0.35 segundos, esto representaría la aceleración a la que se vería sometida una estructura si tuviese una base fija o sin aislación, para este caso la aceleración que afectaría la estructura es de 1.74g, lo cual es una aceleración muy elevada. Sin embargo, al utilizar un sistema de aislación de base la misma estructura de la línea naranja pudiese llegar a donde se encuentra la línea verde, con un periodo fundamental de 3.0 segundos y con una aceleración de 0.25g, la cual es menor a la séptima parte de la aceleración que la afectaría si la estructura tuviese una base fija. Al reducir la aceleración sobre la edificación, también se reducirían las fuerzas inerciales sobre la estructura.

De esto último, se llega a una conclusión; al flexibilizar la base de la estructura se reduce la aceleración que la pudiese afectar, y si se mantiene por encima una estructura rígida, se estaría reduciendo también las derivas.

**Figura 7**

*Espectro de diseño para la ciudad de Escuintla*



*Nota.* Espectro basado en las normas de AGIES NSE 2018 para Guatemala, considerando la zona con mayor amenaza sísmica en un suelo firme o rígido.

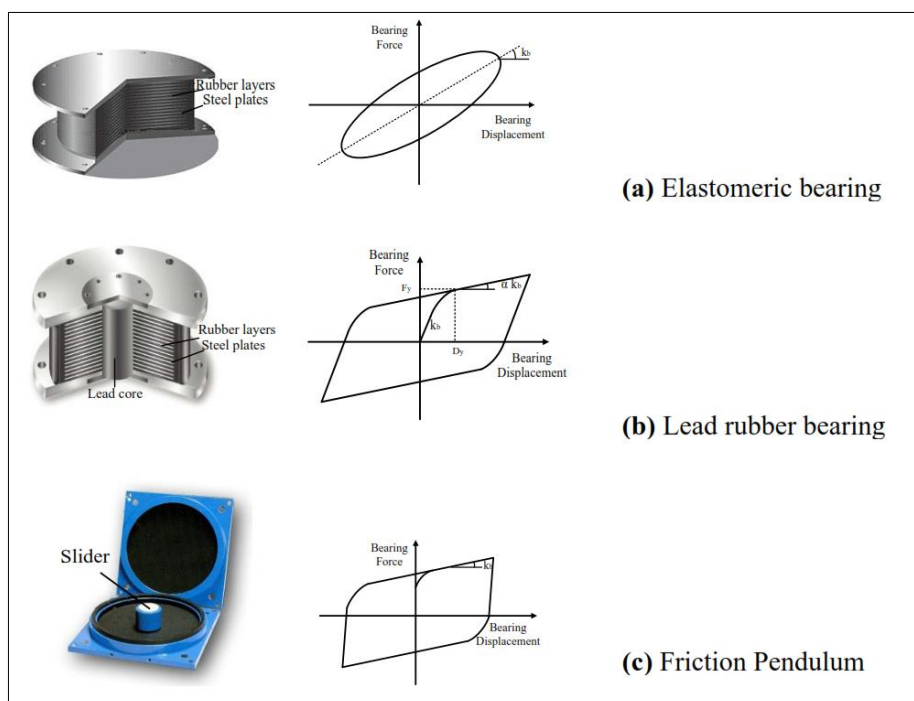
## **2.4. Componentes de un sistema de aislación**

Muchos tipos de aisladores se han desarrollado en las últimas décadas para el diseño o rehabilitación de estructuras. Básicamente existen dos tipos de aisladores;

los aisladores elásticos (RB) y los de péndulo friccionales. Los aisladores elásticos se dividen en cuatro; goma natural (NRB), de goma de alto amortiguamiento (HDR), de goma con núcleo de plomo (LRB) y los deslizadores elásticos (ESB). Hasta ahora, tres tipos de aisladores son comúnmente usados en las aplicaciones de ingeniería; los aisladores de goma (RB), los aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB) y los aisladores de péndulo de fricción (FPS) (Zhan, 2014). En una edificación pueden realizarse combinaciones entre los tipos de aisladores y los deslizadores son utilizados en combinación con los aisladores descritos anteriormente. En la figura 8 se muestran los diagramas y los modelos bilineales de cada uno de estos tipos más comunes de aisladores. El comportamiento bilineal de fuerza-desplazamiento para cada uno es diferente. Estos diagramas nos sirven para interpretar la forma en que dichos dispositivos ayudan a disipar la energía que un sismo introduce en una estructura.

**Figura 8**

*Tipos de aisladores y su modelo de Fuerza-Desplazamiento*



*Nota.* Diagramas y modelo bilineal de Fuerza-Desplazamiento para los tres aisladores más comunes. A. aislador elastómero, B. Aislador elastómero con núcleo de plomo y C. Aislador de péndulo de fricción (Zhan, 2014).

### **Aisladores elastómericos**

Los aisladores elastómericos de caucho natural fueron los primeros en utilizarse, sin embargo, en sus inicios presentaron el problema de una deformación vertical excesiva debido al peso propio de la estructura y la susceptibilidad a la vibración vertical, producto del ambiente, lo que molestaba a los ocupantes de estos edificios (Kelly, 1999). Debido a esto se le incorporaron una laminas delgadas de acero para brindarle una mayor rigidez vertical y evitar la deformación del caucho. Los aisladores de caucho natural proveen un amortiguamiento crítico entre 2% y 3%, lo cual es bastante bajo por lo que hoy en día es común que se empleen elementos que brinden amortiguamiento al sistema, como amortiguadores externos o aisladores con alto amortiguamiento. El módulo de corte del caucho (elastómero) se encuentra entre 3 kg/cm<sup>2</sup> y 10 kg/cm<sup>2</sup> (Guyelmo García, 2017).

### **Aisladores elastómericos de alto amortiguamiento (HDR o HDNR)**

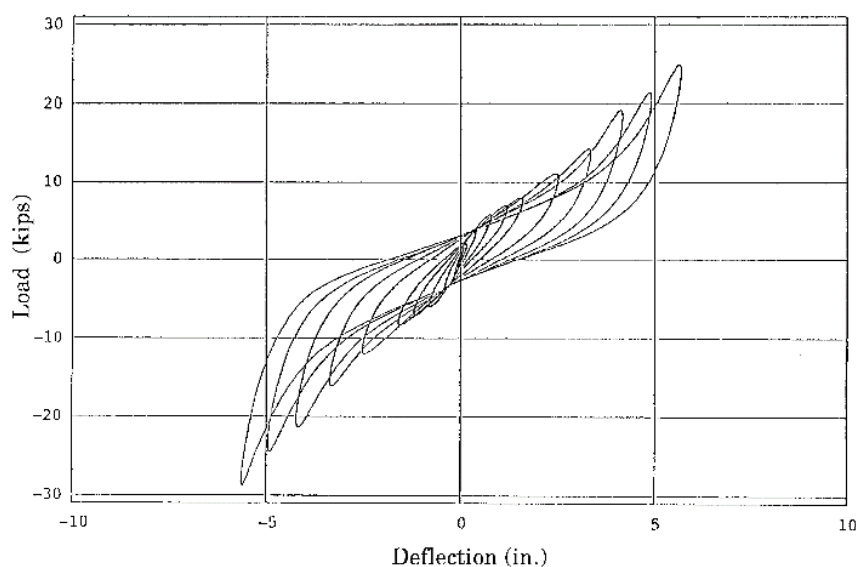
Con el objetivo de eliminar el problema de agregar elementos adicionales que brindarán amortiguamiento a la estructura, en 1982 se desarrollaron los aisladores elastómericos de alto amortiguamiento *High Damping Natural Rubber* (HDNR), donde el amortiguamiento del caucho es incrementado al añadir bloques de carbon extrafinos, aceites y resinas y otras propiedades de relleno. Debido a que el caucho es alterado también se les conoce solamente como *High Damping Rubber* (HDR). El amortiguamiento es incremenetado en niveles entre el 10% al 20% para un 100% de deformaciones a corte del aislador. El módulo de corte para este tipo de dispositivos se encuentra entre 2 kg/cm<sup>2</sup> y 15 kg/cm<sup>2</sup>. El material es no lineal a esfuerzos cortantes menores al 20% y en ese rango es caracterizado por altos niveles de rigidez y amortiguamiento, lo cual brinda la ventaja de que provee cierto grado de reducción de la vibración ambiental. En un rango del 20-120% de la deformación por cortante, el módulo de corte es bajo y constante. A grandes deformaciones el modulo de cortante se incrementa debido a un proceso de cristalización de deformaciones en el caucho que es acompañado por un incremento en la disipación de energía. El incremento de la rigidez y amortiguamiento a grandes deformaciones puede ser aprovechado para producir un sistema que es rigido para una excitación baja, que es bastante lineal y flexible

para excitaciones del nivel de diseño y puede limitar los desplazamientos ante excitaciones que sobrepasen el nivel de diseño (Kelly, 1999).

La disipación de la energía para este tipo de aisladores es entre lineal y cuadrática. Pruebas en un gran número de diferentes aisladores demostraron que la energía disipada por ciclo es proporcional al desplazamiento con una potencia de alrededor 1.5 (Kelly, 1999). En la figura 9 se muestra el comportamiento histerético de un aislador HDNR.

**Figura 9**

*Comportamiento histerético de un aislador HDNR*



*Nota.* Obtenido de Kelly (1999).

Los aisladores de alto amortiguamiento HDR o HDNR son uno de los tipos de aisladores propuestos para el diseño de las edificaciones en la presente investigación debido a que proveen un amortiguamiento significativo a la base de la edificación sin la necesidad de agregar un amortiguamiento externo.

## **2.5. Teoría básica de la aislación sísmica**

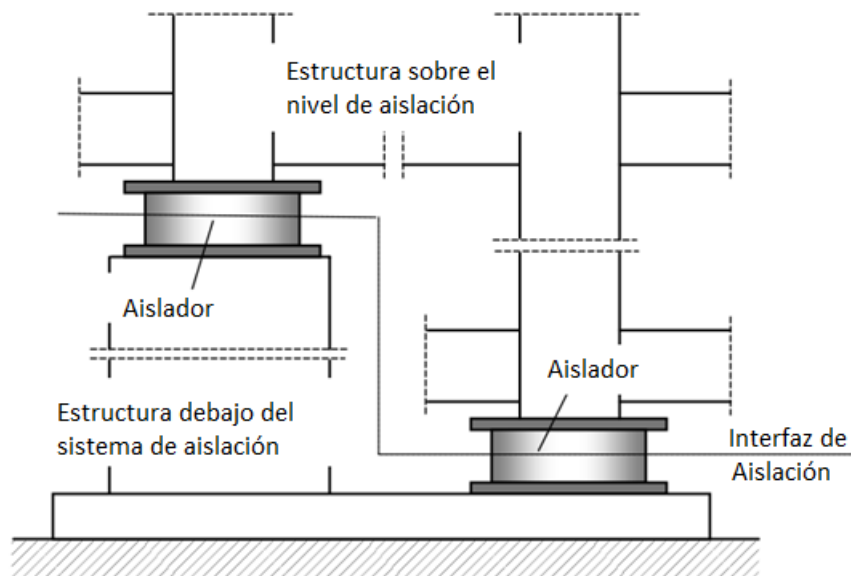
### **2.5.1. Modelos matemáticos de la aislación sísmica**

El movimiento de una estructura sísmicamente aislada puede ser expresada para un sistema de un grado de libertad como una ecuación de movimiento donde se asume que la estructura por encima del sistema de aislación de base es

extremadamente rígida y que el movimiento del sistema se concentra en la base o en el sistema de aislación (Cheng, Jiang, & Lou, 2008). Por sistema de aislación se conoce al conjunto de aisladores que soportan a una estructura. Es importante mencionar que en estructuras aisladas se diferencian las estructuras ubicadas por encima del nivel del sistema de aislación y la estructura ubicada por debajo del nivel de aislación, conocida como subestructura, esta última es la que se encuentra entre el sistema de aislación y el terreno. La figura 10 ilustra este concepto.

**Figura 10**

*Diagrama de super-estructura y sub-estructura*



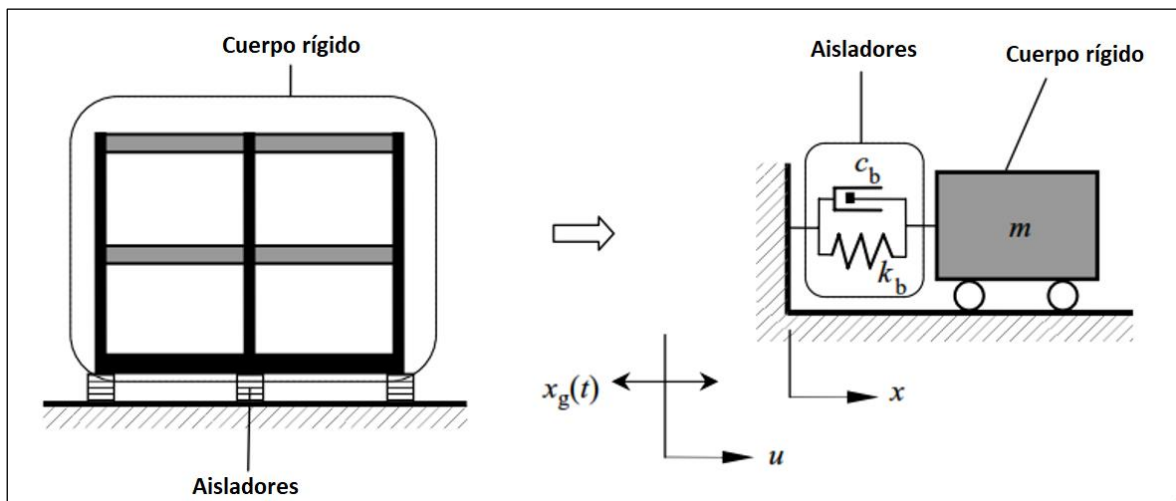
*Nota.* Dos tipos de estructuras: Por encima o por debajo del nivel del aislamiento de base (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

El modelo matemático correspondiente a una estructura aislada con un grado de libertad se puede representar mediante la figura 11.



Figura 11

Modelo de un grado de libertad para una estructura aislada



Nota. Obtenido de Cheng, Jiang, & Lou (2008).

Donde, el cuerpo rígido representa una masa  $m$  que está apoyada sobre un sistema de aislación que posee una rigidez  $K_b$  y un amortiguamiento  $C_b$ . La ecuación que describe este movimiento puede plantearse de la siguiente manera:

$$m\ddot{u} + c_b(\dot{u} - \dot{x}_g) + k_b(u - x_g) = 0$$

Ecuación 1: Ecuación de un sistema de un grado de libertad (Cheng, Jiang, & Lou, 2008)

Donde:

- $m$ : representa la masa del cuerpo rígido.
- $C_b$ : Representa el amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislación.
- $K_b$ : Representa la rigidez proporcionado por el sistema de aislación.
- $U(t)$ : Representa el movimiento del sistema de aislación
- $X(t)$ : Representa el movimiento del terreno.

Al introducir un desplazamiento relativo,  $x = u - x_g$ , la frecuencia angular del sistema,  $\omega_b = \sqrt{\frac{K_b}{m}}$ , y la relación de amortiguamiento crítico,  $\beta_b = \frac{c_b}{2*\omega_b*m}$ , se obtendría la ecuación 2:

$$\ddot{x} + 2\omega_b\beta_b\dot{x} + \omega_b^2x = -\ddot{x}_g$$

*Ecuación 2: Sistema de 1 grado de libertad con aislación en la base (Cheng, Jiang, & Lou, 2008)*

Al resolver este sistema mediante el método de variación de parámetros se obtendría la ecuación 3 en términos de la integral de Duhamel, la cual representa el movimiento de una estructura sísmicamente aislada en la base:

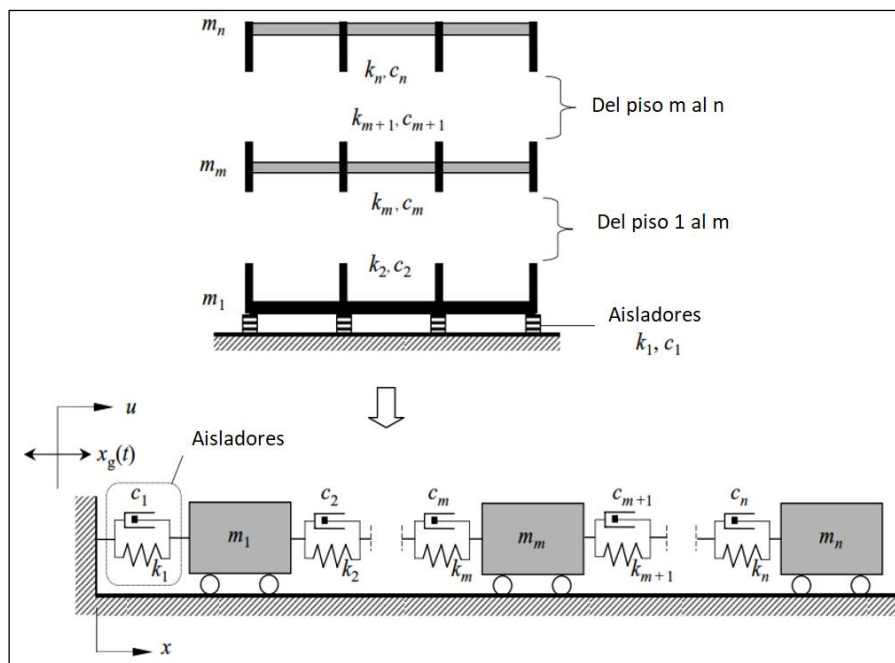
$$x(t) = e^{-\beta_b\omega_b t} (C_1 \sin \bar{\omega}_b t + C_2 \cos \bar{\omega}_b t) - \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b\omega_b t} \sin \bar{\omega}_b(t - \tau) d\tau$$

*Ecuación 3: Ecuación del movimiento de una estructura aislada con un grado de libertad en términos de la integral de Duhamel (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

Las edificaciones, sin embargo, son más complejas que un sistema de un grado de libertad y por lo tanto debe considerarse como un sistema de múltiples grados de libertad. Una forma de establecer esto es asignando a cada nivel una masa  $m$ , una rigidez  $k$  y un amortiguamiento  $c$ , obteniendo el esquema de la figura 12.

**Figura 12**

*Sistema de múltiples grados de libertad para una estructura aislada*



*Nota. Obtenido de Cheng, Jiang, & Lou (2008).*

Al aplicar la condición de equilibrio para el sistema mostrado se obtiene la ecuación 4:

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) = 0$$

*Ecuación 4: Ecuación del sistema de múltiples grados de libertad para una estructura aislada.*

En donde:

- $m_n$  = Masa del techo.
- $C_n$  = Coeficiente de amortiguamiento entre el techo y el piso inferior.
- $K_n$  = Rigidez entre el techo y el piso inferior.
- $u_n$  = Movimiento del techo.
- $u_{n-1}$  = Movimiento del piso inferior al techo.

Al aplicar la misma metodología en el caso de un grado de libertad se obtiene la Ecuación 5 que describe el movimiento del piso m:

$$m_m \ddot{u}_m + c_m (\dot{u}_m - \dot{u}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{u}_{m+1} - \dot{u}_m) + k_m (u_m - u_{m-1}) - k_{m+1} (u_{m+1} - u_m) = 0$$

*Ecuación 5: Movimiento del piso m para un sistema de múltiples grados de libertad (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

En donde:

- $m_m$  = masa del piso m.
- $C_{m+1}$  = Coeficiente de amortiguamiento entre el piso m + 1 y el piso m.
- $C_m$  = Coeficiente de amortiguamiento entre el piso m y el piso m – 1.
- $K_{m+1}$  = Rigidez entre el piso m + 1 y el piso m.
- $K_m$  = Rigidez entre el piso m y el piso m – 1.
- $U_{m+1}$  = Desplazamiento entre el piso m + 1 y el piso m.
- $U_m$  = Desplazamiento entre el piso m y el piso m – 1.

Para el nivel por encima del sistema de aislamiento, conocido como piso 1 y considerando el movimiento del terreno como  $X_g$ , que es la forma simplificada de

$X_g(t)$ , la ecuación del movimiento para el primer piso podría expresarse de la siguiente forma:

$$m_1\ddot{u}_1 + c_1(\dot{u}_1 - \dot{x}_g) - c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1(u_1 - x_g) - k_2(u_2 - u_1) = 0$$

*Ecuación 6: Movimiento del primer piso de un edificio aislado con múltiples grados de libertad*

En donde:

- $m_1$  = Masa del piso 1.
- $C_2$  = Coeficiente de amortiguamiento entre el piso 2 y el piso 1.
- $K_2$  = Rigidez entre el piso 2 y el piso 1.
- $C_1$  = Coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislación de base.
- $K_1$  = Rigidez del sistema de aislación de base.

Al introducir el desplazamiento relativo entre cada piso y el terreno en términos de la expresión  $X_m = U_m - X_g$ , las ecuaciones anteriores (Ecuación 4, 5 y 6) tendrían la forma de la Ecuación 7:

$$m_n\ddot{x}_n + c_n(\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n(x_n - x_{n-1}) = -m_n\ddot{x}_g$$
$$m_m\ddot{x}_m + c_m(\dot{x}_m - \dot{x}_{m-1}) - c_{m+1}(\dot{x}_{m+1} - \dot{x}_m) + k_m(x_m - x_{m-1}) - k_{m+1}(x_{m+1} - x_m) = -m_m\ddot{x}_g$$
$$m_1\ddot{x}_1 + c_1\dot{x}_1 - c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_1x_1 - k_2(x_2 - x_1) = -m_1\ddot{x}_g$$

*Ecuación 7 Ecuaciones para estructura aislada con múltiples grados de libertad (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

La ecuación descrita arriba puede representarse mediante una notación matricial de la forma de la ecuación 8:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -\ddot{X}_g[M]\{1\}$$

*Ecuación 8: Notación matricial para expresar las ecuaciones de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

En donde:

- $[M]$  = Matriz de masa de la estructura.
- $[C]$  = Matriz de amortiguamiento de la estructura.
- $[K]$  = Matriz de rigidez de la estructura.
- $\ddot{X}_g$  = Aceleración del terreno.

Al utilizar la metodología de superposición de desplazamientos modales (Cheng, Jiang, & Lou, 2008), la cual es usada para estructuras con base fija, pero que puede ser aplicada a la mayoría de estructuras con aislamiento de base que cuenten con un amortiguamiento en cada aislador de menos del 20% del crítico, se logra obtener la ecuación 9 para determinar el desplazamiento de cada piso.

$$x'_m(t) = -\frac{1}{\omega_m} \Gamma_m \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_m \omega_m(t-\tau)} \sin \omega_m(t-\tau) d\tau \quad m = 1, \dots, n$$

*Ecuación 9: Vector de respuesta generalizado para sistemas de múltiples grados de libertad (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

En donde el vector de desplazamiento relativo,  $\{x\}$ , puede ser obtenido a partir del vector de respuesta generalizado,  $\{x'\}$ , mediante la siguiente expresión:

$$\{x\} = [\Phi]\{x'\}$$

$$\{\dot{x}\} = [\Phi]\{\dot{x}'\}$$

$$\{\ddot{x}\} = [\Phi]\{\ddot{x}'\}$$

*Ecuación 10: Solución para el desplazamiento, velocidad y aceleración de un sistema con múltiples grados de libertad (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

En donde:

- $\{x\}$  = Vector de desplazamiento relativo.
- $\{x'\}$  = Vector de respuesta generalizado.
- $\{\dot{x}\}$  = Vector de velocidad.

- $\{\ddot{x}\}$  = Vector de aceleración.
- $[\Phi]$  = Matriz modal de la estructura.

### **2.5.2. Características mecánicas de los aisladores elástoméricos**

Las ecuaciones de movimiento descritas en la sección 2.5.1 para estructuras aisladas son establecidas asumiendo el amortiguamiento efectivo y la rigidez efectiva del sistema de aislación de base, así como una respuesta lineal de la rigidez del sistema estructural resistente a cargas laterales del edificio sobre el sistema de aislación. Sin embargo, debido a muchos factores, como por ejemplo las configuraciones irregulares en edificios, el impacto del suelo suave y la cercanía de fallas cercanas, un análisis lineal es incapaz de representar adecuadamente el desempeño del edificio. Las limitadas capacidades del análisis lineal han sido solucionadas con la incorporación de las propiedades mecánicas de los aisladores entre los procedimientos analíticos, lo cual resulta en un análisis no lineal.

La no linealidad de una estructura aislada proviene de dos fuentes: la deformación inelástica del sistema resistente a cargas laterales del edificio y el sistema de aislación de base. Considerando que el sistema resistente a cargas laterales del edificio es mucho más rígido que el sistema de aislación, la deformación inelástica principalmente se concentra en el sistema de aislación, y podemos asumir que el sistema estructural resistente a cargas laterales puede considerarse que exhibe un comportamiento lineal (Cheng, Jiang, & Lou, 2008). Por lo tanto, para poder modelar una estructura sísmicamente aislada debemos considerar las características mecánicas de los aisladores.

Las propiedades mecánicas de diferentes tipos de aisladores han sido extensamente investigadas. Entre todos los modelos propuestos para representar el comportamiento de un aislador, el modelo bilineal es el más aceptado para investigación y en la práctica de diseño porque su simplificación no solo caracteriza las propiedades mecánicas del aislador, sino que también se adapta tanto a los aisladores elástoméricos como a los de péndulo de fricción (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).



$B_{eff}$ , se determina por ensayos de los aisladores y varía entre un 10% a un 20% del amortiguamiento crítico. La rigidez post-elástica se calcula con la ecuación 11.

$$K_p = \frac{GA_b}{t}$$

*Ecuación 11: Rigidez post-elástica de un aislador de goma de alto amortiguamiento (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

En donde  $A_b$  es el área de la goma sometido a compresión y  $t$  es el espesor total de la goma. La resistencia característica,  $Q$ , puede ser evaluada con la ecuación 12.

$$Q = \frac{\pi B_{eff} K_p D_d^2}{(2 - \pi B_{eff}) D_d - 2 D_y}$$

*Ecuación 12: Resistencia característica de un aislador de goma de alto amortiguamiento (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

En donde  $D_d$  es el desplazamiento de diseño,  $D_y$  es la deformación elástica del aislador (ver figura 13). Esta deformación elástica,  $D_y$ , es desconocida hasta que los parámetros  $K_e$ ,  $K_p$  y  $Q$  son determinados. Una aproximación de la deformación elástica,  $D_y$ , basado en resultados de pruebas, podría expresarse en términos del espesor total de la goma,  $t$ , mediante la expresión  $D_y = \lambda * t$ , donde el coeficiente  $\lambda$  varía entre 0.05 y 0.1 (FEMA, 1997). Una vez determinado los valores  $K_p$ ,  $D_y$  y  $Q$  son determinados, el límite de la fuerza elástica,  $F_y$ , es determinado por la ecuación 13.

$$F_y = Q + K_p D_y$$

*Ecuación 13: Fuerza elástica de un aislador de goma con alto amortiguamiento (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

La rigidez elástica,  $K_e$ , para los aisladores de goma con alto amortiguamiento se establece con la ecuación 14.



$$K_e = \frac{F_y}{D_y} = K_p + \frac{Q}{D_y}$$

*Ecuación 14: Rigidez elástica de un aislador de goma con alto amortiguamiento (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

La rigidez efectiva para el desplazamiento de diseño puede establecerse mediante la ecuación 15.

$$K_{eff} = \frac{2Q(D_D - \lambda t)}{\pi B_{eff} D_D^2}$$

*Ecuación 15: Rigidez efectiva para un aislador de goma con alto amortiguamiento (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).*

## **2.6. Normativas sobre la aislación sísmica en Guatemala**

La aplicación del diseño de edificios con aislación de base se contempla en la normativa de diseño en Guatemala desde la versión del año 2018 de las normas de AGIES. Esta serie de normas forma parte de la Norma para la Reducción de Desastres 1 (NRD1) y su aplicación es de carácter obligatorio para las entidades públicas o estatales pero su aplicación en el campo privado dependerá de si los gobiernos locales adoptan estas normativas. Bajo esta serie de normas es que se desarrollara el diseño de los hospitales con base aislada para la presente investigación. A continuación, se muestran algunas de las directrices que brindan las normas de AGIES para el diseño de estructuras con base aislada y que serán utilizadas en la presente investigación.

Los hospitales, sean públicos o privados, que cuenten con servicios de emergencia, de cuidado intensivo, salas de neonatología o quirófanos se deben considerar obras de categoría esencial, esto basado en el artículo 3.1.5 de la Norma de Seguridad Estructural (NSE) 1 de AGIES.

Para establecer el Nivel de Protección Sísmica (NPS) que deberá tener una estructura según las normas de AGIES se debe considerar el tipo de obra y el índice de sismicidad asociado. Para el caso de un hospital (obra esencial) situado en un índice de sismicidad de 4, así como en las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango (tabla 1), el NPS que se adoptaría sería el E, el más alto, con una probabilidad de

exceder el sismo de diseño en un 5% en 50 años, según la tabla 4.2.2-1 de AGIES NSE 2 2018, figura 14.

**Figura 14**

*Nivel de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño*

Índice de Sismicidad <sup>[b]</sup>	Clase de obra <sup>[a]</sup>			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño <sup>[c]</sup>	5% en 50 años <sup>[d]</sup>	5% en 50 años <sup>[d]</sup>	10% en 50 años	Sismo mínimo <sup>[e]</sup>

*Nota.* Obtenido de AGIES (2018).

Para un NPS igual a E, la normativa AGIES 2018 establece que un sistema estructural aislado debe regirse en base a la normativa AGIES NSE 7.7 y que no debe sobrepasar los 75 metros de altura, según la tabla 1.6.14-1 de la NSE 3. También se le asigna un factor de modificación de respuesta (R) de 5 para la estructura sobre el sistema de aislación sísmica, lo que nos indica que es permitido construir un sistema de ductilidad intermedia (marcos a momento con ductilidad intermedia) sobre el sistema de aislación. Esto último no aplica para para la parte de la estructura entre el suelo y los aisladores.

Para el momento de publicación de esta investigación la normativa AGIES NSE 7.7 (para estructuras con aislación de base) todavía no ha sido publicada y por lo tanto la normativa de AGIES 2018 nos prescribe referirnos al capítulo 17 de la norma 7 del año 2016 de la *American Society of Civil Engineers* (ASCE 7-16) para el diseño de estructuras aisladas, en tanto AGIES no publique la normativa NSE 7.7. También la norma AGIES NSE 3 2018 en el punto 1.6.15-c establece que los sistemas de aislamiento deberán ser ensayados por el proveedor conforme la norma española EN-15129-2011 (AGIES, 2018). Lo anterior, es todo lo relacionado a los sistemas de aislación que dictaminan las normas de AGIES en su última edición.

## **2.7. Normativa estadounidense ASCE 7-16 para diseño de edificaciones con aislamiento de base**

El capítulo 17 de ASCE 7-16 abarca los requisitos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas, y es en base a este apartado que se diseñan las estructuras aisladas en Guatemala. Básicamente establece los conceptos generales, los requisitos generales de diseño, el movimiento sísmico a considerar en el análisis, el análisis estructural y los ensayos y pruebas a realizar sobre los aisladores. A continuación se presentan los tipos de análisis estructural permitidos por ASCE 7-16 para el diseño de edificios aislados.

### **2.7.1 Análisis Estático Lineal (Fuerza lateral equivalente)**

El procedimiento utilizando la fuerza lateral equivalente es permitido siempre y cuando se cumplan con los siguientes requisitos para los límites superiores e inferiores del sistema de aislación (ASCE, 2016):

1. La estructura está localizada en una clase de sitio (suelo) tipo A, B, C o D.
2. El periodo efectivo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento es menor o igual a 5 segundos.
3. La estructura por encima del sistema de aislación es menor o igual a 5 pisos o 19.8 metros medidos desde el nivel de la base de la superestructura. EXCEPCIÓN: Estos límites se pueden exceder si no hay esfuerzos de tracción o levantamiento en los aisladores.
4. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación al máximo desplazamiento es menor o igual al 30%.
5. El periodo efectivo de la estructura aislada es mayor de tres veces el periodo elástico considerando que la estructura sobre el sistema de aislación tuviese una base fija.
6. La estructura sobre el sistema de aislación no tiene alguna irregularidad definida en 17.2.2. Esto habla de que no es permitido tener la irregularidad horizontal tipo 1b definida en la tabla 12.3-1 o las irregularidades verticales tipo 1a, 1b, 5a y 5b definidas en la tabla 12.3-2 ASCE 7-16.
7. La rigidez efectiva del sistema de aislación al 100% del máximo desplazamiento es mayor a una tercera parte de la rigidez efectiva cuando está sometida al 20% del desplazamiento.

8. El sistema de aislación es capaz de producir una fuerza de restauración como la especificada en 17.2.4.4.
9. El sistema de aislación no limita el máximo desplazamiento por sismo a menos del máximo desplazamiento esperado.

Dentro del procedimiento de la fuerza lateral equivalente (estático) se menciona que los elementos por debajo del sistema de aislación deben ser diseñados para una fuerza equivalente a la rigidez lateral del sistema de aislación multiplicada por el máximo desplazamiento esperado. Cabe destacar que esta fuerza de diseño para los elementos debajo del sistema de aislación no se reduce. Por otro lado, la estructura por encima del sistema de aislación se diseña para una fuerza reducida, que es  $\frac{3}{8}$  del valor de R del sistema estructural sobre el sistema de aislación, con un valor máximo de 2 y un mínimo de 1. Si consideramos un  $R = 5$ , entonces el R del sistema aislado pasaría a ser 1.875.

El caso de la fuerza lateral equivalente, o el caso estático, sirve para modelar la estructura y tener un estimado del sistema de aislación propuesto; conocer las cargas para poder dimensionar los aisladores requeridos para el edificio bajo estudio. La desventaja de esta metodología es que no toma en cuenta los efectos de segundo orden, la flexibilidad de la superestructura (por encima del sistema de aislación) y no se podrían evaluar las aceleraciones en la estructura.

### **2.7.2 Análisis modal espectral**

Para el caso del análisis dinámico, se definen básicamente dos procedimientos de análisis: el análisis modal espectral y el procedimiento mediante un análisis tiempo historia.

El análisis modal espectral es un análisis dinámico lineal en donde los aisladores se modelan de forma lineal, y resulta útil cuando se desea revisar la superestructura y la subestructura, puesto que en este análisis se consideran los diferentes modos de vibración de la estructura. Sin embargo, la norma ASCE 7-16 limita el análisis modal espectral a cumplir con los requisitos 1, 2, 3, 4 y 6 descritos para el análisis bajo carga lateral equivalente.

### **2.7.3 Análisis dinámico no lineal (NLRHA)**

El análisis dinámico no lineal, *Nonlinear Response History Analysis* (NLRHA), es permitido para el diseño de cualquier estructura sísmicamente aislada y deberá usarse cuando no se cumplen con los limitantes para los dos casos de análisis anteriormente descritos. Básicamente en este tipo de análisis se somete la estructura bajo la aceleración de diferentes registros sísmicos y se evalúa su comportamiento. Tiene la ventaja de que pueden evaluarse las aceleraciones de los pisos y las derivas máximas posibles. Esta es la metodología de análisis es la utilizada en la presente investigación.

La limitante de su aplicación para esta investigación resulta en la falta de suficientes registros sísmicos de eventos severos que logren capturar adecuadamente la amenaza sísmica en las ciudades de Quetzaltenango y Escuintla en Guatemala (la norma requiere al menos 7 pares de registros) y deberían introducirse sismos simulados, lo cuál no sería lo más correcto debido a que no siempre reflejan las condiciones geológicas del sitio del proyecto ni la distancia epicentral del sismo esperado. Sin embargo, para poder llevar a cabo el análisis dinámico y poder evaluar la aceleración y las derivas de piso con el fin de evaluar el desempeño de la estructura con aislamiento de base se han considerado sismos históricos seleccionados en base al tipo de falla que genera el movimiento, la distancia epicentral y la geología del lugar donde se ha recopilado la información del acelerógrafo. Para poder llevar a cabo este proceso se plantea realizar el procedimiento del *spectral matching*, referido en la sección 17.3 y 17.6 de la norma ASCE 7-16 y en su comentario.

La norma ASCE 7-16 en la sección 17.3 establece que cuando se utiliza el procedimiento de análisis de tiempo historia (*time history analysis*), los movimientos de terreno correspondientes al sismo máximo considerado (2% de probabilidad de excedencia en 50 años) deberán consistir en no menos de siete pares de registros de aceleración horizontales que correspondan a eventos con magnitudes, distancias de falla y mecanismo de fuente sísmica que sean consistentes con aquellos parámetros que controlan la amenaza sísmica en dicho sitio para el espectro del sismo máximo considerado. La amplificación o procedimiento de *spectral matching* es permitido para ser escalado en los registros del movimiento

del terreno. Estos registros utilizados para el *spectral matching* deberán ser escalados en un rango de entre 0.20 y 1.25 veces el periodo efectivo de la estructura aislada que provoca el desplazamiento máximo. Este procedimiento será de utilidad para realizar el análisis no lineal con tiempo historia para evaluar el desempeño de la edificación con base aislada. Cabe destacar que dicho procedimiento está restringido a aquellas estructuras muy cercanas a fallas que pudieran generar un evento sísmico significativo, lo cual no aplica para los casos de estudio y por lo tanto dicha metodología sería aceptable.



## **CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN**

### **3.1. Enfoque de la Investigación**

La presente investigación aborda el diseño de dos edificios con un sistema de aislación de base situados en diferente zona de amenaza sísmica en Guatemala, posteriormente se evalúa el desempeño de estos edificios ante las acciones sísmicas máximas esperadas para dichos lugares y se procede a establecer si el comportamiento de la estructura con base aislada ubicada en las diferentes ciudades es adecuado para garantizar la continuidad de operaciones en la edificación. Esta investigación corresponde a una metodología de consenso, en donde se evalúa el sistema de aislación de base dentro de los criterios de desempeño establecidos en las normas de Guatemala<sup>5</sup> y se llega a conclusiones sobre su validez y efectividad para ser implementado en Guatemala.

### **3.2. Contexto de la Investigación**

La investigación se lleva a cabo en Guatemala, un país en donde las normativas de diseño y construcción de edificaciones están siendo introducidas de manera reciente, de forma lenta y con poco control por parte de los gobiernos municipales (locales). En 2011 se introdujo la aplicación obligatoria de normas de diseño estructural para edificaciones, las cuales solo aplicaban para edificaciones clasificadas como importantes y esenciales según dicha normativa. Dichas normas generadas por AGIES, y validadas por el órgano gubernamental a través de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED), eran una adaptación de la normativa estadounidense ASCE del momento. Todavía en 2021 las normas para el diseño estructural de edificaciones solo aplican para las obras clasificadas como importantes y esenciales según la CONRED, (CONRED, 2021).

Para el caso de las edificaciones hospitalarias, obras clasificadas como esenciales, la normativa actual permite un reducido número de sistemas estructurales que puedan alcanzar cierto nivel de ductilidad ó sistemas aislados (AGIES, 2018). Hasta el momento, en Guatemala no existe la exigencia por diseñar los hospitales con aislamiento sísmico, como en otros países de latinoamerica como Perú o Chile. La mayoría de las edificaciones nuevas en Guatemala, aquellas

---

<sup>5</sup> Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y sísmica (AGIES) 2018.



que se rigen bajo un diseño basado en normas, buscan alcanzar la ductilidad del sistema ante un evento sísmico de diseño y evitar los fallos frágiles (Monzón, 2018). El presente trabajo desarrolla el diseño de una edificación hospitalaria con la implementación de nuevas tecnologías para el diseño sismoresistente al utilizar el aislamiento de base.

De los dispositivos mencionados en el capítulo 2, que generan el aislamiento de base, se pretende utilizar los aisladores de goma o elástoméricos para el diseño de las estructuras en esta investigación debido a que son los más comúnmente utilizados en la mayoría de países de Latinoamérica (Eriksen, 2018) y por lo tanto sería más fácil su adaptación. También cabe destacar que los aisladores elástoméricos fueron los primeros en instalarse en Centroamérica, específicamente se instalaron en un puente de Nicaragua (Eriksen, 2018). En Guatemala se han instalado aisladores elastómericos para la rehabilitación del puente Belice (AGN, 2018). También se han usado aisladores elástoméricos de núcleo de plomo (LRB) para la construcción de 5 edificios que forman parte del campus de la Universidad Mariano Galvez de Guatemala (UMG) en Jocotenango, Sacatepequez, los primeros edificios con aislación de base en Guatemala, ver figura 15.

### **Figura 15**

*Edificio aislado en construcción en Guatemala*



*Nota.* Fotografía del autor.

### **3.3. Categorías de Estudio**

Para poder estudiar el comportamiento de la estructura en esta investigación se establece el análisis dinámico no lineal (NLRHA), el cuál es un método permitido bajo la norma ASCE 7-16 y que logra capturar de mejor manera el comportamiento de una edificación aislada ante las demandas del máximo sismo considerado para su diseño: un sismo con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. La base teórica para este tipo de análisis se contempla en la sección 2.7.3.

### **3.4. Población y muestra**

- **Población**

Dentro de la población que conforma la investigación se podría mencionar las siguientes:

- Estructuras de hospitales en Guatemala conformados por un sistema estructural de marcos a momento de concreto reforzado.

- **Muestra**

Para poder llevar a cabo la investigación se ha tomado como muestra las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango en Guatemala, que presentan una amenaza sísmica diferente, definida en la sección 2.1.

Se considerará como muestra un edificio de 5 pisos de marcos de concreto (pórticos) cuya extensión es de 26 x 46 metros, una tipología típica de un hospital en Guatemala<sup>6</sup>. La tipología a diseñar y evaluar el desempeño no corresponde específicamente a ningún edificio existente en los hospitales de Guatemala, sino que se trata de un modelo propuesto. El mismo modelo será evaluado en las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango. Se considerarán aisladores elastómericos de goma de alto amortiguamiento (HDR), como los definidos en la sección 2.5.2.

Los procedimientos y los parámetros de guía para el diseño serán los tomados en las normativas de diseño sismo-resistente en Guatemala, AGIES 2018, y algunas normativas estadounidenses a las que la normativa guatemalteca hace referencia en temas específicos, como el capítulo 17 de ASCE 7-16.

---

<sup>6</sup> (MSPAS, 2016)

### **3.5. Técnicas e instrumentos**

Los instrumentos utilizados para llevar a cabo la presente investigación se pueden listar de la forma siguiente:

- Normas para el diseño de sistemas aislados: ASCE 7-16.
- Norma en Guatemala para la definición de la amenaza sísmica: AGIES 2018.
- Libros de referencia para el procedimiento de análisis de los sistemas aislados: Guía de diseño del Dr Francesc Lopez, (CSI, 2005), (Cheng, Jiang, & Lou, 2008) y (SEAOC, 2013).
- Software Excel y ETABS™ para el procesamiento de información y presentación de resultados.

La técnica de procesamiento de datos es la comparación de los resultados al aplicar los procedimientos del método de tiempo historia, definidos en la sección 3.3, con los instrumentos citados anteriormente.

### **3.6. Procedimiento**

- I. Definición del modelo de edificio. Se establece una distribución en planta del edificio, se considera que no tiene sótanos y que los ascensores no tienen acceso hacia la terraza. En base a este modelo se definen las cargas de uso que el edificio pueda tener.
- II. Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado: columnas, vigas principales, vigas secundarias y sistema de losa.
- III. Determinación de un periodo objetivo y amortiguamiento objetivo para el proceso del edificio con aislación sísmica.
- IV. Se procede a realizar el análisis sísmico de fuerza lateral equivalente (requerido para comparaciones con los métodos dinámicos) y el análisis dinámico no lineal (NLRHA) para el sistema propuesto, atendiendo a la sección 17.5 y 17.6 del capítulo 17 de ASCE 7-16. Para esto se utilizan hojas electrónicas desarrolladas por el investigador, en Excel, y se tiene la ayuda del software ETABS™. En este paso se revisa si pudiera existir tracción en los aisladores y se toman las medidas preventivas para evitar esta condición.
- V. Con el paso anterior se establecen los desplazamientos máximos esperados y las cargas máximas verticales en los aisladores, con estos datos se procede a seleccionar algún dispositivo que tenga la capacidad de poder absorber

estos desplazamientos y sea capaz a largo plazo de soportar esa carga vertical máxima. Importante mencionar que en este paso se define el desplazamiento angular máximo de diseño para los aisladores.

- VI. Mediante un software de análisis estructural, ETABS™, se modela la estructura y se analiza ante las diferentes solicitaciones de cargas considerando las propiedades del sistema de aislamiento propuesto, en sus condiciones límite máximas y mínimas. Ante esta situación se someten a prueba los modelos al someterlos al análisis de dinámico no lineal con los registros sísmicos seleccionados.
- VII. Se evalúa el desempeño de los edificios con base aislada, ante las diferentes excitaciones sísmicas que se pudiesen presentar. Los procedimientos para la evaluación del desempeño se basan en los resultados del paso anterior en cuanto a la aceleración de cada piso y las derivas, como indicadores del daño de los elementos estructurales y no estructurales de un edificio (Zhan, 2014).
- VIII. Con los resultados de la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con base aislada y sin base aislada (base fija) se procede a establecer las ventajas y desventajas del aislamiento de base para ser aplicado en las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango, en Guatemala.
- IX. Se establecen conclusiones y recomendaciones de la investigación.



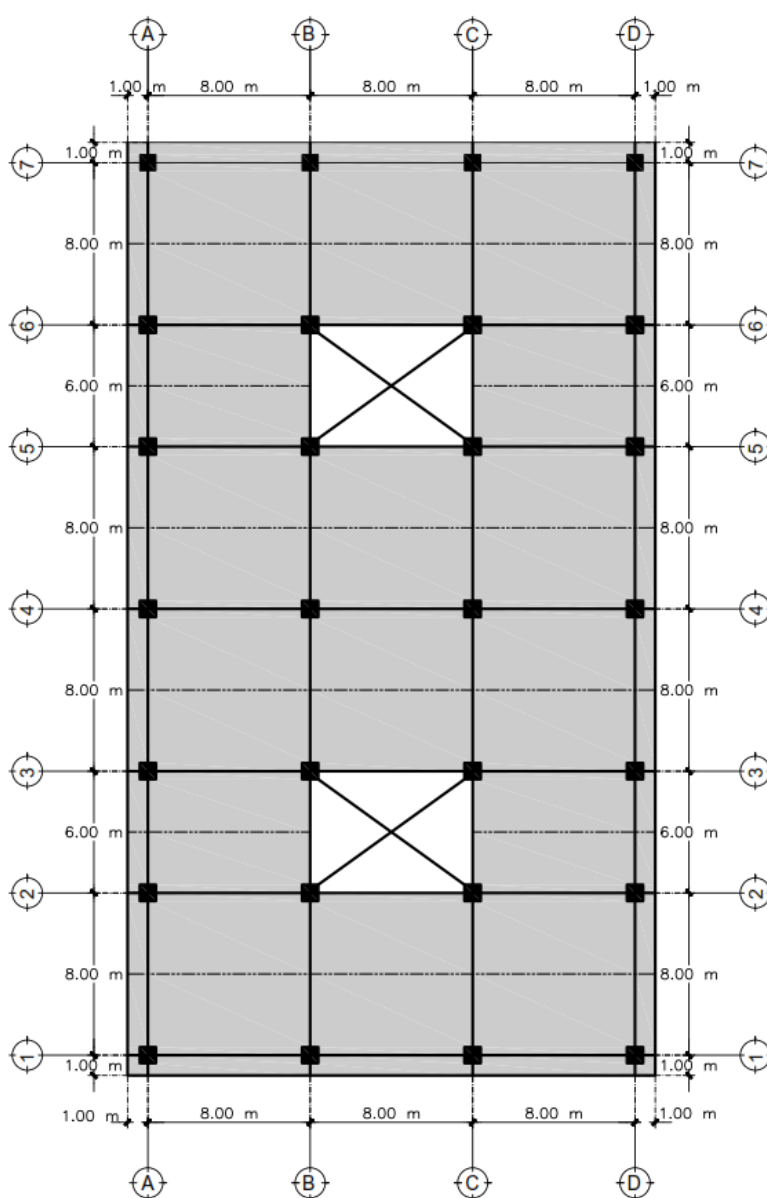
CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS PRINCIPALES HALLAZGOS

4.1. Geometría del edificio y cargas asignadas

La definición de la geometría del modelo del edificio y las cargas asignadas según la normativa guatemalteca AGIES 2018, se define con detalle en el Apéndice 1. En la figura 16 se muestra un esquema de la geometría de la edificación y en la tabla 5 se muestran las cargas consideradas para el diseño.

Figura 16

Distribución geométrica en planta del edificio



**Tabla 5**

*Cargas utilizadas para el diseño del edificio*

Tipo de carga	Nivel 1 a 4	Nivel 5
	$kg/m^2$	$kg/m^2$
Viva	500	---
Viva de techo	---	200
Sobrecarga muerta	250	150
Particiones	85	0
Muros perimetrales**	1100	450

\* Basadas en la norma AGIES NSE 2 2018

\*\* Esta carga es lineal, kg/ml, y se aplica sobre viga perimetral

El sistema resistente a cargas laterales está definido como un sistema de marcos a momento de concreto reforzado. Según la norma AGIES NSE 3 2018, en su tabla No. 1.6.14-1 refiere que se debe tomar un valor R igual a 5 para aquellas estructuras aisladas de marcos a momento. Acorde a la norma ASCE 7-16, en la sección 17.5.4.2, el valor de R para la superestructura debe ser tomado como tres octavos del valor R dado por la ductilidad del sistema estructural, generando el valor  $R_j$  que se utiliza para el diseño de los elementos de la superestructura, ecuación 16.

$$R_j = \frac{3R}{8} = \frac{3 * 5}{8} = 1.875$$

*Ecuación 16: Valor de  $R_j$  para la superestructura (ASCE 7-16)*

Por lo tanto, se toma un valor de 1.875 como factor de reducción de fuerzas para la superestructura. La idea de este factor es garantizar que la superestructura va mantenerse en el rango elástico o casi elástico y donde su ductilidad no será requerida. Hacer uso de la ductilidad en la superestructura generaría problemas, debido a que si las cargas sobrepasan la capacidad elástica de la superestructura esta generaría un aumento en el periodo del edificio, haciendo menos efectivo el sistema de aislación e incrementando la demanda sobre los elementos estructurales (SEAOC, 2013). En los edificios aislados la ductilidad se convierte en un recurso de respaldo, y no en el recurso primario para resistir las cargas (Monzón, 2018).

#### **4.2. Registros sísmicos utilizados**

Un grupo de siete registros sísmicos, en dos direcciones ortogonales, ha sido utilizado para poder llevar a cabo el análisis no lineal de tiempo historia. De los muchos procedimientos para poder llevar a cabo este análisis se ha utilizado el *spectral matching*, sección 17.3.3 ASCE 7-16, con siete pares de registros sísmicos. En la tabla 6, se da un resumen de la información básica de dichos eventos sísmicos:

**Tabla 6**

*Registros sísmicos seleccionados para el Spectral Matching*

No.	Estación	Localidad	País	Fecha	Mw	Tipo de falla	Distancia Epicentral (km)	Fuente
1	Facultad Ingeniería	Quetzaltenango	Guatemala	2017	8.2	Subducción	254.00	ACCELERORED
2	Hospital Nacional	San Marcos	Guatemala	2017	8.2	Subducción	225.00	ACCELERORED
3	Hualane S/N 4564	Hualañe	Chile	2010	8.8	Subducción	132.00	Renadic - Uchile
4	Talca S/N 4568	Talca	Chile	2010	8.8	Subducción	110.00	Renadic - Uchile
5	Hammer Springs Emergency Center	Hammer Springs	Nueva Zelanda	2016	7.8	Subducción	25.00	COSMOS
6	Abhar	Manjil	Irán	1990	7.4	Deslizamiento	75.58	PEER
7	Golden Gate Bridge	San Francisco	Estados Unidos	1989	6.9	Deslizamiento	79.71	PEER

#### **4.3. Objetivos de diseño**

Las propiedades del sistema de aislación son seleccionadas de modo tal que se minimice una o más de sus variables de respuesta. Para los casos del diseño del sistema de aislación se obtendrían los siguientes objetivos:

- A. Periodo de la estructura aislada: 3 segundos.
- B. Amortiguamiento de la estructura aislada: 20% del crítico.
- C. Deformación angular máxima en los aisladores: 200%

Usualmente el objetivo de un sistema de aislamiento es 2.5 o 3 veces el periodo de la estructura con base fija, por lo que 3 segundos es un objetivo razonable. Los aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDR) contienen usualmente factores de amortiguamiento por encima del 20%, por lo que no es necesario añadir un amortiguamiento externo a la estructura para poder cumplir con B. La capacidad a deformación angular máxima en los aisladores depende del desplazamiento



máximo en la estructura y la altura de la goma en los aisladores, esta limitante del 200% sirve para los efectos de segundo orden en cada aislador y poder seleccionarlo dentro de un grupo de opciones generadas por los fabricantes de estos dispositivos. Realmente la capacidad de la mayoría de aisladores excede ese 200% de deformación angular al mismo tiempo que presentan una capacidad alta para soportar las cargas verticales, sin embargo, debido a la falta de conocimiento a detalle de la amenaza sísmica en Guatemala se ha tomado dicho valor como factor de seguridad.

#### **4.4. Diseño preliminar de los aisladores**

El diseño de un sistema de aislación es un proceso circular, donde existen muchas metodologías que se pueden adoptar (SEAOC, 2013), sin embargo, para poder hacer un diseño preliminar de los aisladores se puede hacer uso del procedimiento de análisis con fuerza lateral equivalente, sección 17.5 de ASCE 7-16, en donde se establece un desplazamiento máximo,  $D_m$ , y fuerzas cortantes en la superestructura,  $V_s$ , y subestructura,  $V_b$ . Con los valores anteriores, el espectro de la norma AGIES 2018 y los objetivos de diseño especificados en 4.3 se puede considerar la elección de los dispositivos entre un listado brindado por los fabricantes.

El procedimiento a continuación se aplica para la ciudad de Escuintla, aunque el procedimiento es el mismo que para la ciudad de Quetzaltenango a pesar de que las variables de amenaza son distintas. Para poder llevar a cabo muchos pasos de este procedimiento se ha utilizado un modelo en 3D en el software ETABS™.

Una vez definida la geometría del modelo y sus cargas, sección 4.1, se procede a calcular el peso sísmico de la edificación. Según la norma AGIES NSE 3 2018 en su inciso 1.11.3 especifica cual deberá ser el peso sísmico a considerar, básicamente se toma el 100% de la carga muerta (peso propio de la edificación y sus contenidos fijos) y el 25% de la carga viva (carga de uso).

$$W_s = 7,221.11 \text{ Tonf Peso sísmico sin considerar la losa base}$$

$$W = 8,704.21 \text{ Tonf Peso sísmico considerando la losa base.}$$

La losa base representa el diafragma superior al sistema de aislación, donde se encuentran los aisladores, el cual físicamente sería representado como el piso del

primer nivel del edificio aislado o el piso debajo del cual se encuentran los aisladores.

El peso sísmico sirve para hacer un estimado de la rigidez del sistema mediante la ecuación 17.5.2 de ASCE 7-16:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_M g}}$$

$$K_M = \frac{W}{g \left(\frac{T_M}{2\pi}\right)^2}$$

*Ecuación 17: Rigidez efectiva del sistema de aislación (Ecuación 17.5-2 ASCE 7-16)*

En donde,

- $K_M$  representa la rigidez efectiva en kN/mm del sistema de aislación al máximo desplazamiento, Dm.
- $T_M$  representa el periodo objetivo del diseño, en este caso 3 segundos.
- $g$  representa la aceleración causada por la gravedad ( $\text{mm/s}^2$ )
- $W$  representa el peso sísmico de la estructura sobre el nivel de aislación.

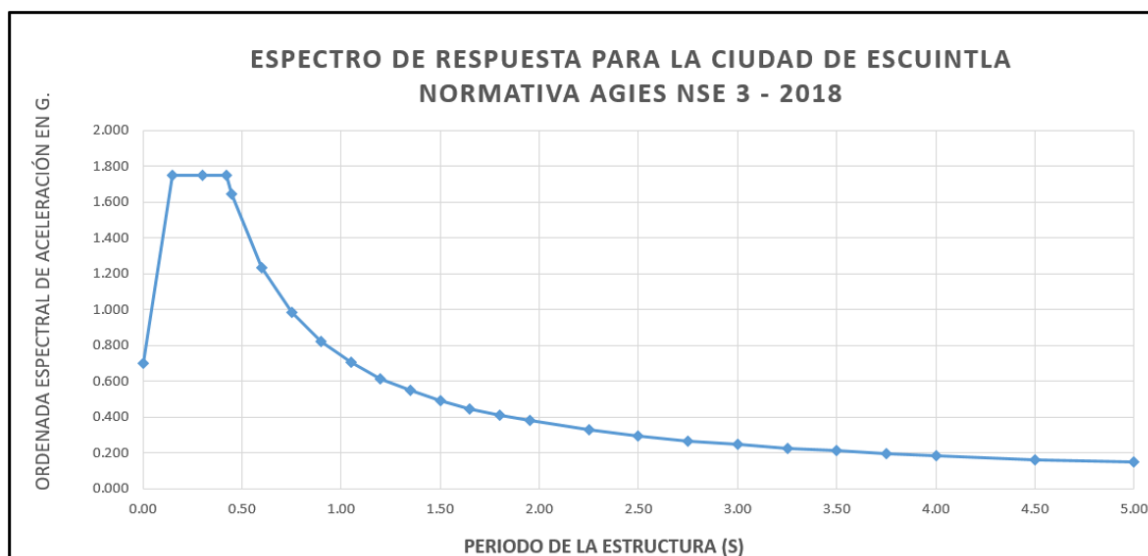
Por lo tanto, al considerar  $T_m = 3$  segundos y  $W = 8,704.21$  Tonf, tenemos:

$$K_M = 38.17 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} = 3.89 \frac{\text{Tonf}}{\text{mm}}$$

La amenaza sísmica para la ciudad de Escuintla está representada por el espectro de la norma AGIES NSE 3 2018, figura 17.

Figura 17

*Espectro de respuesta para la ciudad de Escuintla*



La gráfica anterior, figura 17, corresponde al sismo extremo definido en la norma AGIES NSE 3 2018, con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, el cual es equivalente al *Maximun Capable Earthquake*, MCE, que la norma ASCE 7-16 utiliza para el diseño de los sistemas con aislamiento sísmico. De la gráfica de espectro anterior, figura 17, podemos obtener la pseudo-aceleración para el periodo de 1 segundo.

$$S_{M1} = 0.74g$$

Esta ordenada espectral para periodo de 1 segundo sirve para determinar el desplazamiento máximo del sistema de aislación se procede a utilizar la ecuación 17.5-1 de ASCE 7-16.

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2B_M}$$

*Ecuación 18: Desplazamiento máximo (Ecuación 17.5-1 ASCE 7-16)*

En donde,

- $D_M$ , representa el máximo desplazamiento del sistema de aislación
- $T_M$  representa el periodo objetivo del diseño, en este caso 3 segundos.
- $g$  representa la aceleración causada por la gravedad ( $\text{mm/s}^2$ )

- $B_M$  representa un coeficiente relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema,  $\beta$ , (este es un porcentaje del crítico). Para este caso se adopta el valor de 1.50 debido al 20% de amortiguamiento objetivo. Este valor es seleccionado de la tabla 17.5-1 de ASCE 7-16
- $S_{M1}$ , representa la ordenada espectral para periodo de 1 segundo en el sismo máximo considerado, figura 18. Para este caso  $S_{M1} = 0.74 g$ .

Con los valores especificados, se obtiene:

$$D_M = 36.77 \text{ cm, aproximado a } 36.8 \text{ cm}$$

A partir de este último dato se puede calcular el desplazamiento máximo total de los elementos del sistema de aislación mediante la ecuación 17.5-3 de ASCE 7-16. Este desplazamiento máximo total,  $D_{TM}$ , se calcula considerando el desplazamiento adicional provocado por la torsión actual y accidental considerando la condición más desventajosa de la excentricidad de la masa del sistema. La ecuación 19 muestra el cálculo de este desplazamiento máximo total.

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + \left( \frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

*Ecuación 19: Desplazamiento total máximo, Ecuación 17.5-3 ASCE 7-16*

En donde,

- $D_{TM}$ , representa el desplazamiento máximo total de los aisladores.
- $D_M$  representa el desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislación.
- $e$ , representa la excentricidad actual entre el centro de masa y el centro de rigidez, más una excentricidad adicional del 5% de la longitud más larga en planta, perpendicular a la considerada bajo las fuerzas laterales.
- $b$ , representa la dimensión más corta de la estructura dimensionada perpendicularmente a  $d$ .
- $y$ , es la distancia medida entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el aislador en interés, medido perpendicularmente a la dirección de la carga lateral considerada.
- $d$ , representa la dimensión más larga de la estructura en planta.

- $P_T$ , representa la relación entre el periodo de traslación del sistema de aislación y el periodo efectivo de torsión del sistema de aislación, descrito en la siguiente ecuación:

$$P_T = \frac{1}{r_1} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}}$$

En donde,

- $x_i, y_i$ , representan las distancias horizontales desde el centro de masa hacia el aislador número  $i$ , en los dos ejes horizontales del sistema de aislación.
- $N$ , representa el número de aisladores.
- $r_1$ , representa el radio de giro del sistema de aislación, el cual es se calcula de la forma  $r_1 = \left(\frac{b^2+d^2}{12}\right)^{1/2}$ , esto es para sistemas de aislación de forma rectangulares.

La norma en su sección 17.5.3.3 requiere que  $D_{TM}$  no sea menor a  $1.15D_M$ .

Para el caso de estudio el cálculo se establece de la forma siguiente:

Eje	Longitud total del edificio (m)	Longitud total entre aisladores (m)
Longitud X	26.00	24.00
Longitud Y	46.00	44.00

Centro de masa

$$X = \boxed{13.00} \text{ metros}$$

$$Y = \boxed{23.00} \text{ metros}$$

Centro de rigidez

$$X = \boxed{13.00} \text{ metros}$$

$$Y = \boxed{23.00} \text{ metros}$$

Excentricidad, diferencia entre el centro de rigidez y el centro de masa

$$X = \boxed{0.00} \text{ metros}$$

$$Y = \boxed{0.00} \text{ metros}$$

Excentricidad accidental (5% de la longitud de analisis):

$$E \text{ accidental } X = \boxed{1.30} \text{ metros}$$

$$E \text{ accidental } Y = \boxed{2.30} \text{ metros}$$

$$\text{Excentricidad } X \text{ total} = \boxed{1.30} \text{ metros}$$

$$\text{Excentricidad } Y \text{ total} = \boxed{2.30} \text{ metros}$$

Radio de giro del sistema de aislación:

$$b = \boxed{26.00} \text{ metros}$$

$$d = \boxed{46.00} \text{ metros}$$

$$r_1 = \boxed{15.2534} \text{ metros}$$

Ecuación proporcionada en la sección 17.5.3 ASCE 7-16

**Cociente entre los modos traslacionales y los rotacionales del sistema de aislación**

Para calcularlo necesitamos las coordenadas de cada uno de los apoyos:

No. Apoyo	X global	Y global	Suma X <sup>2</sup> + Y <sup>2</sup>	y perpendicular a Xc valores absolutos	Dtm X	y perpendicular a Yc (valores absolutos)	Dtm Y
1	1.00	45.00	2,026.00	22.00	0.387	12.00	0.3736
2	9.00	45.00	2,106.00	22.00	0.387	4.00	0.3697
3	17.00	45.00	2,314.00	22.00	0.387	4.00	0.3697
4	25.00	45.00	2,650.00	22.00	0.387	12.00	0.3736
5	1.00	37.00	1,370.00	14.00	0.380	12.00	0.3736
6	9.00	37.00	1,450.00	14.00	0.380	4.00	0.3697
7	17.00	37.00	1,658.00	14.00	0.380	4.00	0.3697
8	25.00	37.00	1,994.00	14.00	0.380	12.00	0.3736
9	1.00	31.00	962.00	8.00	0.375	12.00	0.3736
10	9.00	31.00	1,042.00	8.00	0.375	4.00	0.3697
11	17.00	31.00	1,250.00	8.00	0.375	4.00	0.3697
12	25.00	31.00	1,586.00	8.00	0.375	12.00	0.3736
13	1.00	23.00	530.00	0.00	0.368	12.00	0.3736
14	9.00	23.00	610.00	0.00	0.368	4.00	0.3697
15	17.00	23.00	818.00	0.00	0.368	4.00	0.3697
16	25.00	23.00	1,154.00	0.00	0.368	12.00	0.3736
17	1.00	15.00	226.00	8.00	0.375	12.00	0.3736
18	9.00	15.00	306.00	8.00	0.375	4.00	0.3697
19	17.00	15.00	514.00	8.00	0.375	4.00	0.3697
20	25.00	15.00	850.00	8.00	0.375	12.00	0.3736
21	1.00	9.00	82.00	14.00	0.380	12.00	0.3736
22	9.00	9.00	162.00	14.00	0.380	4.00	0.3697
23	17.00	9.00	370.00	14.00	0.380	4.00	0.3697
24	25.00	9.00	706.00	14.00	0.380	12.00	0.3736
25	1.00	1.00	2.00	22.00	0.387	12.00	0.3736
26	9.00	1.00	82.00	22.00	0.387	4.00	0.3697
27	17.00	1.00	290.00	22.00	0.387	4.00	0.3697
28	25.00	1.00	626.00	22.00	0.387	12.00	0.3736
Suma =			27,736.00				

De los datos calculados anteriormente se obtiene

$$P_T = 2.0634 \text{ Ecuación 17.5-3 ASCE 7-16}$$

Cabe destacar que el sistema no presenta excentricidad actual, por ser completamente simétrico en su distribución de elementos estructurales y cargas.

Con el cálculo anterior, se puede obtener el desplazamiento máximo la dirección X e Y:

$$D_M = 368 \text{ mm}$$

$$D_{TMX} = 387 \text{ mm}$$

$$D_{TMY} = 374 \text{ mm}$$

$$1.15D_M = 423 \text{ mm}$$

Puesto que las ecuaciones anteriores se calculan para un caso estático en donde la carga puede llegar a generarse al 100% en una dirección y en un 30% en una dirección, así también se encontraría el desplazamiento total máximo:

$$D_{TM} = \sqrt{(423)^2 + (0.30 * 423)^2} = 442 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se considera un desplazamiento máximo considerado de:

$$D_{TM} = 450 \text{ mm ó } 45 \text{ cm}$$

Esto quiere decir que el aislador seleccionado deberá ser capaz de soportar un desplazamiento cortante de 45 cm sin sobrepasar la deformación angular máxima

de 200% y por lo tanto podremos obtener una estimación del espesor de goma mínimo necesario para cumplir con este requisito.

$$\text{Espesor goma mínimo} = \frac{D_{TM}}{\gamma_{max}} = \frac{450 \text{ mm}}{200\%} = 225 \text{ mm}$$

*Ecuación 20: Espesor de goma mínimo para cumplir con objetivos de diseño.*

Con este valor de espesor de goma mínimo se continua con el proceso de seleccionar dentro del catálogo de los fabricantes para ver las opciones disponibles en el mercado. Esto es debido a que es más práctico poder adaptar el diseño del sistema de aislación de un edificio a los productos existentes en el mercado, que han sido ya estudiados con detenimiento, a proponer un tipo de aislador completamente nuevo, a menos que el proyecto amerite ese caso. Para el propósito de esta investigación se ha utilizado el catálogo de la empresa Bridgestone, empresa japonesa dedicada a la fabricación de productos de caucho dentro de los que se encuentran los aisladores elástoméricos o de goma, y se han considerado los aisladores elástoméricos con alto amortiguamiento, *High Damping Rubber Bearing* (HDR), en base al catálogo de aisladores de goma disponible en el año 2017, (Bridgestone, 2017).

Existe un dato más necesario para el pre-dimensionamiento de los aisladores de goma de alto amortiguamiento y es la fuerza axial a la que estarán siendo sometidos estos dispositivos. Para ello se debe calcular la fuerza lateral equivalente sobre la estructura y aplicarla sobre un modelo en tres dimensiones. El procedimiento siguiente sigue los incisos de la sección 17.5.4 de la norma ASCE 7-16 para la obtención de dicha fuerza lateral equivalente y su distribución en cada piso de la estructura.

Para la superestructura la fuerza lateral equivalente se obtiene de la ecuación 17.5-6 de ASCE 7-16.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_j}$$

*Ecuación 21: Fuerza lateral equivalente sobre superestructura.*

En donde,

- $R_j$  representa el coeficiente numérico relacionado a la ductilidad del sistema resistente a cargas laterales. En este caso se había definido en la sección 4.1 un valor de 1.875.
- $V_{st}$ , representa la fuerza sísmica lateral sin reducción calculada mediante la siguiente expresión:

$$V_{st} = V_b \left( \frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta_m)}$$

En donde,

- $W_s$ , peso sísmico de la superestructura sin considerar el nivel base. Definido en la sección 4.4.
- $W$ , peso sísmico de la superestructura al considerar el nivel base. Definido en la sección 4.4.
- $\beta_m$ , representa el porcentaje de amortiguamiento crítico del sistema. En este caso un 20%.
- $V_b$ , representa el cortante sísmico en la base, calculado mediante la siguiente expresión:

$$V_b = k_M D_M$$

En donde,

- $K_M = 3.89 \frac{\text{Tonf}}{\text{mm}}$  y  $D_M = 367.77 \text{ mm}$  como se habían definido anteriormente.

Por lo tanto, se obtendría:

$$V_b = 14,036.83 \text{ kN} = 1,431.36 \text{ Tonf}$$

$$V_{st} = 12,785.11 \text{ kN} = 1,303.72 \text{ Tonf}$$

$$V_s = 6,818.76 \text{ kN} = 695.32 \text{ Tonf}$$

Este cálculo de cortante en la superestructura debe ser comprado contra otros valores mínimos requeridos por el código, así como los establecidos en la sección 4.7 donde se toman en cuenta las propiedades del sistema de aislación y las fuerzas de viento consideradas,. Para continuar con el pre-dimensionamiento de los aisladores se utilizan los valores del cortante calculados arriba y se distribuyen en cada piso de la superestructura conforme lo establece la sección 17.5.5 de ASCE 7-16.



$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_j}$$

$$F_x = C_{vx} V_s$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k}$$

$$k = 14\beta_m T_{fb}$$

En donde,

- $F_1$ , fuerza lateral inducida en el nivel 1, el nivel base,
- $F_x$ , fuerza lateral inducida en el nivel x, donde  $x > 1$ ,
- $C_{vx}$ , factor de distribución vertical,
- $V_s$ , fuerza sísmica lateral de diseño definida en la ecuación 21.
- $w_i$   $w_x$ , porción del peso sísmico que está localizado al nivel i o x,
- $h_i$   $h_x$ , Altura a la que está localizado el nivel i o x,
- $T_{fb}$ , periodo fundamental de la estructura sobre el nivel base determinado utilizando un análisis modal considerando condiciones de empotramiento.

En base a estas expresiones se estiman las fuerzas de piso resumidas en la tabla 7.

**Tabla 7**

*Fuerzas laterales equivalentes sobre los pisos de la estructura*

Número de piso	Altura (m)	Peso sísmico del nivel (Ton)	Suma $W_i \cdot h_i^k$	$C_{vx}$	Fuerza en el nivel (Toneladas)
1	4.5	1,500.00	66,402.86	0.0121	<b>8.41</b>
2	8.5	1,500.00	329,782.00	0.0601	<b>41.76</b>
3	12.5	1,500.00	871,574.45	0.1587	<b>110.38</b>
4	16.5	1,500.00	1,754,489.60	0.3196	<b>222.19</b>
5	20.5	1,221.11	2,468,161.00	0.4495	<b>312.57</b>
	<b>SUMA</b>	<b>7,221.11</b>	<b>5,490,409.92</b>	<b>1.00</b>	<b>695.32</b>

La fuerza sobre el piso base obtenida mediante la ecuación 17.5-8 obtiene el siguiente valor:

$$F_1 = 68.07 \text{ Tonf}$$

Con estas cargas se procede a aplicarlas sobre un modelo tridimensional de la estructura utilizando el software ETABS™, aplicando las cargas definidas en la

sección 4.1, considerando los apoyos como articulados y aplicando las cargas definidas en la tabla 8.

**Tabla 8**

*Combinaciones de carga utilizadas*

COMBINACIÓN DE CARGA	
AGIES CR1	$1.4D$
AGIES CR2	$1.2D + 1.6V + 0.5V_t$
AGIES CR3	$1.2D + 0.5V + 1.6V_t$
AGIES CR4	$1.2D + 1.0V + S_{vd} +/- S_h$
AGIES CR5	$0.9D - S_{vd} +/- S_h$
Average Load	$1.0D + 0.5V +/- S_h$

*Nota.* Las combinaciones de carga en ASCE 7-16 y AGIES 2018 son las mismas.

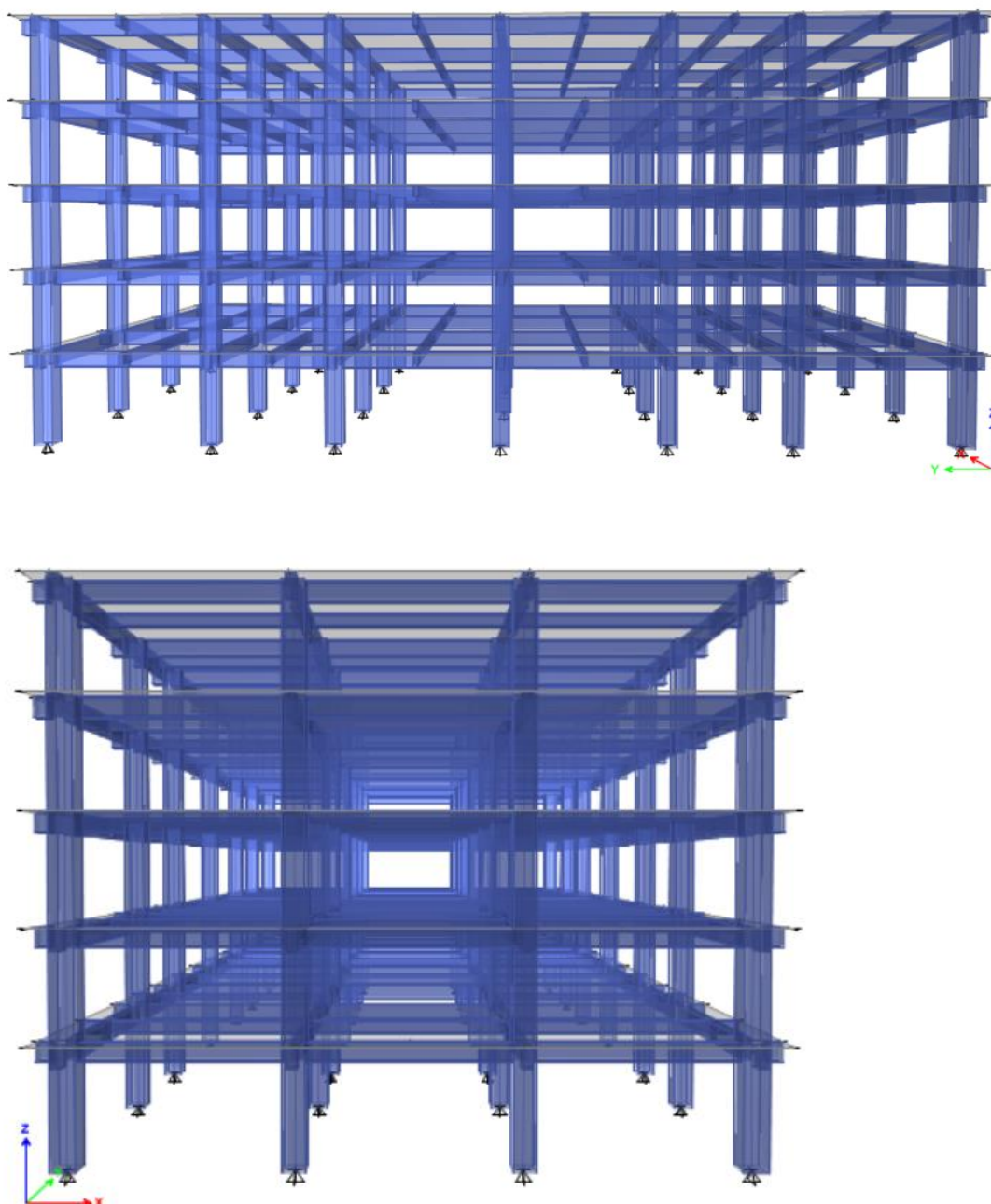
En donde,

- $D$ , representa la carga muerta,
- $V$ , representa la carga viva sobre los entresijos,
- $V_t$ , representa la carga viva sobre el techo,
- $S_{vd}$ , representa la carga sísmica vertical sobre la estructura definida como  $S_{vd} = 0.2S_{cd}M$ , lo que es el 20% de la componente de periodos cortos de la edificación multiplicado por la carga muerta de la edificación, según ecuación 4.5.9-1 de AGIES NSE 2 2018
- $S_h$ , representa la fuerza sísmica horizontal aplicada sobre los pisos de la superestructura.
- *Average Load*, es una combinación de carga definida en la sección 17.2.7.1 de ASCE 7-16 para los sistemas aislados.

En la figura 18 se muestra un modelo en tres dimensiones utilizando el software ETABS™ con los apoyos articulados para encontrar un aproximado de las fuerzas verticales sobre los apoyos.

Figura 18

*Modelo del edificio en 3D con apoyos articulados*



*Nota.* Modelo en tres dimensiones con apoyos articulados para obtener las reacciones en los apoyos.

En base a las combinaciones establecidas en la tabla 8 y las cargas definidas anteriormente en las secciones 4.1 y 4.4 se establece el modelo del edificio de la figura 18 y se obtienen los siguientes resultados:

**Tabla 9**

*Reacciones en los apoyos, pre-dimensionamiento*

COMBINACIÓN	FUERZAS EN APOYOS PERIMETRALES			FUERZAS EN APOYOS INTERNOS		
	Mínimo	Promedio	Máximo	Mínimo	Promedio	Máximo
AGIES CR1	309.97	360.08	399.07	437.66	454.42	489.47
AGIES CR2	366.33	448.99	506.28	575.50	604.20	687.62
AGIES CR3	304.15	362.38	404.53	453.78	473.35	522.38
AGIES CR4	322.56	496.07	<b>644.74</b>	581.12	648.60	<b>728.22</b>
AGIES CR5	<b>19.40</b>	129.63	234.21	<b>117.97</b>	163.59	201.89
Average Load	162.34	303.41	429.20	339.47	395.67	444.74

Valores en Toneladas fuerza

De la tabla 9 podemos obtener un aproximado de las fuerzas verticales máximas a las que se someterían los dispositivos de aislación. Es importante notar que el modelo geométrico de la distribución de los elementos y sus cargas no generan fuerzas de tracción en los apoyos, especialmente en los perimetrales, debido a que la carga mínima es de 19.40 *Tonf* a compresión, por lo cual el modelo es apropiado para continuar con su proceso de diseño.

#### 4.5. Propuesta de los aisladores

En base a la carga máxima de las combinaciones de diseño referidas en la tabla 4, 728.22 *Tonf* para la combinación AGIES CR4, se puede establecer un resumen de las propiedades requeridas para los dispositivos de aislación en la tabla 10.

**Tabla 10**

Propiedades mínimas requeridas de los aisladores - Escuintla

<b>Espesor de goma</b>	<b>225 mm</b>
<b>Capacidad de fuerza vertical máxima</b>	<b>728.22 Tonf = 7,143.83 kN</b>
<b>Porcentaje de amortiguamiento crítico</b>	<b>20 %</b>

Se reitera que el porcentaje de amortiguamiento crítico será proporcionado por el sistema de aislación para evitar agregar un sistema de amortiguamiento externo, de ahí la necesidad de buscar los aisladores de goma de alto amortiguamiento (HDR) para el diseño. En el catálogo citado anteriormente, (Bridgestone, 2017), se

establecen 3 diferentes alturas para los aisladores HDR: 16, 20 y 25 cm. Para efectos de diseño del hospital en la ciudad de Escuintla de la presente investigación se selecciona un espesor de 25 cm ya que cumple con el mínimo requerido establecido en la tabla 6. Dentro del listado de los aisladores (Bridgestone, 2017) se selecciona el modelo HT100X6R cuyas propiedades se listan a continuación en la tabla 11. Se han resaltado las propiedades que corresponden a las propiedades requeridas en la tabla 10.

**Tabla 11**

*Propiedades del aislador HT100X6R*

Nombre del aislador:	HT100X6R	248	mm de goma	
Diametro externo:	1,000.00	mm		Propiedades físicas del aislador
Diametro interno:	25.00	mm		
Area efectiva:	784,900.00	mm <sup>2</sup>		
Espesor de la capa de goma:	6.70	mm		
Numero de capas de goma:	37.00			
Espesor total de la goma:	248.00	mm		
Primer factor de forma:	36.40			
Segundo factor de forma:	4.03			
Diametro de la placa del ala:	1,400.00	mm		
Espesor de la capa de acero:	4.40	mm		
Altura total:	478.30	mm		
Peso total:	2.00	Tonf		Propiedades a Compresion
Esfuerzo critico, en y=0 :	80.00	N/mm <sup>2</sup>		
Esfuerzo ultimo a compresion: (dado una deformación angular y)	para y0 = 0	48.00	N/mm <sup>2</sup>	
	para y1 = 1,6	48.00	N/mm <sup>2</sup>	
	para y2 = 3,4	12.00	N/mm <sup>2</sup>	
Rigidez a compresion:	4,420,000.00	kN/m	Kv	
Esfuerzo a compresion a largo plazo:	12.20	N/mm <sup>2</sup>		
Carga de la columna a largo plazo:	9,580.00	kN		
Esfuerzo a traccion permisible, para y = 100%:	1.00	N/mm <sup>2</sup>		Propiedades a Cortante Y = 100%
Rigidez inicial:	11,600.00	kN/m	Ke	
Rigidez post-elastica:	1,160.00	kN/m	Kp	
Resistencia característica:	199.00	kN	Qd	
Esfuerzo cortante equivalente:	1,960.00	kN/m		
Razon equivalente de amortiguamiento:	0.24			
Modulo de cortante:	0.62	N/mm <sup>2</sup>		

*Nota.* Propiedades del aislador propuesto para la ciudad de Escuintla. Obtenido de Bridgestone (2017).

Las propiedades mostradas en la tabla 11 sirven de base para la modelación del sistema de aislación en un software de análisis estructural. Es importante resaltar que los 28 apoyos de la edificación se modelarán para el mismo tipo de aislador, esto resultaría en un diseño con cierta facilidad constructiva y se evitaría un

problema de asimetría de rigideces de los aisladores con el sacrificio de optimizar el diseño para llegar a rebajar los costos del proyecto.

#### **4.6. Análisis del edificio con las propiedades elegidas**

Una vez definidas las propiedades del sistema de aislación se procede a modelarlas mediante un software de análisis estructural. El diseño de un sistema de aislación requiere considerar el límite máximo y el límite mínimo de las propiedades de los dispositivos de aislación, estos límites dependen de las variaciones de las propiedades de los dispositivos, lo cual depende de tres factores citados a continuación:

1. Variación debido a los procesos de fabricación.
2. Edad de los dispositivos.
3. Temperatura ambiente.

En base a las propiedades brindadas por el catálogo del fabricante, se puedan establecer las diferentes variaciones de las propiedades de cada dispositivo como se indica en la tabla 12.

**Tabla 12**

*Variación máxima y mínima de las propiedades del aislador HT100X6R*

Material	X0.6R	Aislador	HT100X6R	
Limites	Rigidez a cortante equivalente	Rigidez a cortante equivalente kN/mm	Amortiguamiento equivalente	Amortiguamiento equivalente %
Maximo	41%	2.172	-13%	19.28%
Minimo	-26%	1.140	-2%	21.72%

*Nota.* Variación máxima y mínima de las propiedades del aislador para Escuintla, porcentajes de variación obtenidos de Bridgestone (2017).

En base a estas características se definen las propiedades a ingresar dentro del software ETABS™, para poder llevar a cabo un análisis dinámico no lineal considerando dos situaciones; cuando se tienen los valores de propiedades máximas y cuando se tienen los valores de las propiedades mínimas. Ambos análisis se realizan por separado.

El análisis no lineal en tiempo historia, *Nonlinear Response History Analysis* (NLRHA), es un análisis estructural usualmente aplicado para el diseño de las estructuras aisladas (SEAOC, 2013) y permitido por el código ASCE 7-16 en el artículo 17.4.2.2. Es un análisis versátil que permite ser aplicado en el software ETABS™, y permite la evaluación de las derivas máximas y aceleraciones máximas de piso para poder evaluar el desempeño de los sistemas aislados. En la tabla 13 se muestran las propiedades ingresadas en el software para la modelación de los dispositivos considerando el NLRHA.

**Tabla 13**

*Propiedades a ingresar en ETABS™*

Propiedad	Valores	
	Minimo	Maximo
U2/U3 Linear Effective Stiffness *1	1.00	1.00
U2/U3 Linear Effective Damping *2	0.00	0.00
U2/U3 Non-Linear Stiffness *3	8,584.00	16,356.00
U2/U3 Non-Linear Yield Strength *4	163,622.22	311,766.67
U2/U3 Post Yield Stiffness Ratio *5	0.10	0.10
U1 Linear Effective Stiffness *6	3,094,000.00	5,746,000.00
U1 Linear Effective Damping *7	0.00	0.00

Con Y = 100% (Propiedades del fabricante)

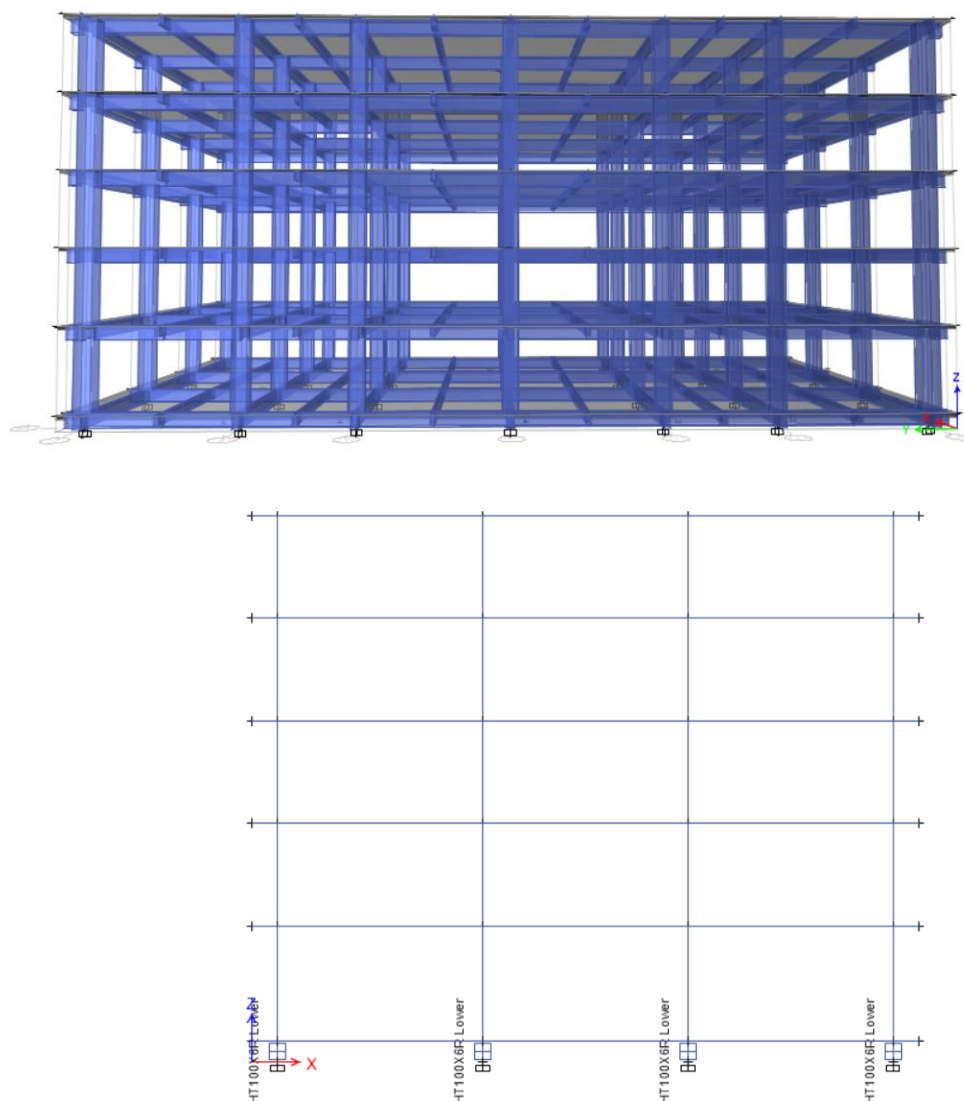
- U1 es dirección vertical.
- U2 y U3 son las direcciones horizontales.
- \*1 La rigidez efectiva lineal es igual a la unidad para considerar el análisis no lineal y garantizar la correcta construcción de la matriz de amortiguamiento en el análisis llevado por ETABS™.
- \*2 El amortiguamiento se asume que solo va ser contribuido por el comportamiento histerético y modal, así que no se agrega amortiguamiento en la definición de las propiedades del aislador.
- \*3 Se utiliza la rigidez inicial (K1) a la deformación angular producto del máximo desplazamiento. La variación es +41% - 26%.
- \*4 Se utiliza la expresión  $\frac{K_1 Q}{K_1 - K_2}$ , la cual representa la fuerza de cedencia del dispositivo.
- \*5  $\frac{K_2}{K_1}$  es 10%. Esto es independiente de los valores mínimos o máximos.
- \*6 La variación de rigidez vertical es de +/- 30% según fabricante.
- \*7 El amortiguamiento esta dado por el comportamiento histerético y modal. Por lo que no se añade amortiguamiento vertical.

*Nota.* Propiedades a ingresar en ETABS™ para NLRHA en la ciudad de Escuintla.

Para la modelación de estos apoyos en el software ETABS™ se utiliza la propiedad de ISOLATOR 1 del software, referente a un aislador de goma, para más información sobre la modelación de dichos elementos se puede consultar con la referencia 7 (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

**Figura 19**

*Modelo del edificio en 3D con aisladores*



*Nota.* Esquema de la modelación de los aisladores en el software ETABS™ (Elaboración propia)

En la figura 19 se muestra la representación del modelo en el software ETABS™, en donde sobre los apoyos empotrados se ha agregado el elemento “Link” asignándole las propiedades de ISOLATOR 1 y las propiedades referidas en la



tabla 13 para poder llevar a cabo el análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA). Por encima del elemento del aislador se encuentra la losa base.

#### **4.7. Resultados obtenidos para Escuintla**

La cantidad de información resultante del análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA) es elevada, por lo que en las siguientes tablas se intenta resumir la información considerando los objetivos de la investigación. Es importante considerar que se han aplicado los factores de reducción de rigidez de la tabla 6.6.3.1.1(a) del *American Concrete Institute (ACI) 318-19* para la reducción de la inercia de los elementos de concreto reforzado. Esto aplica para todos los modelos sobre el sistema de aislación. También se han considerado los efectos P-delta en el análisis, para considerar los efectos de segundo orden.

En las tablas 14 a 21 se resumen los resultados obtenidos para el sistema de aislación ubicado en la ciudad de Escuintla, tanto para su condición con aisladores en su límite máximo y mínimo, así como su condición con apoyo fijo o empotrado.

- **Desplazamiento máximo de aisladores Escuintla:**

El desplazamiento máximo en los aisladores se obtiene cuando las propiedades de los aisladores presentan su límite mínimo, esto es cuando ocurre su menor rigidez. Los resultados obtenidos en el NLRHA, 28.44 cm y 30.80 cm para las direcciones X e Y respectivamente, representan un 85% del desplazamiento máximo calculado en base a la norma.

**Tabla 14**

*Desplazamientos máximos para hospital en Escuintla*

Condición	Dirección X		Dirección Y		Factor de escala	
	Dm X (cm)	$\gamma$ %	Dm Y (cm)	$\gamma$ %	X	Y
Límite mínimo	28.44	115%	30.80	124%	1.29	1.19
Límite máximo	17.27	70%	18.93	76%	2.13	1.94
Dm según ASCE 7-16*	36.8	148%	36.8	148%	N/A	N/A

\*17.5.3.1 ASCE 7-16

*Nota.* Estos desplazamientos están tomados al centro de gravedad de la losa base.

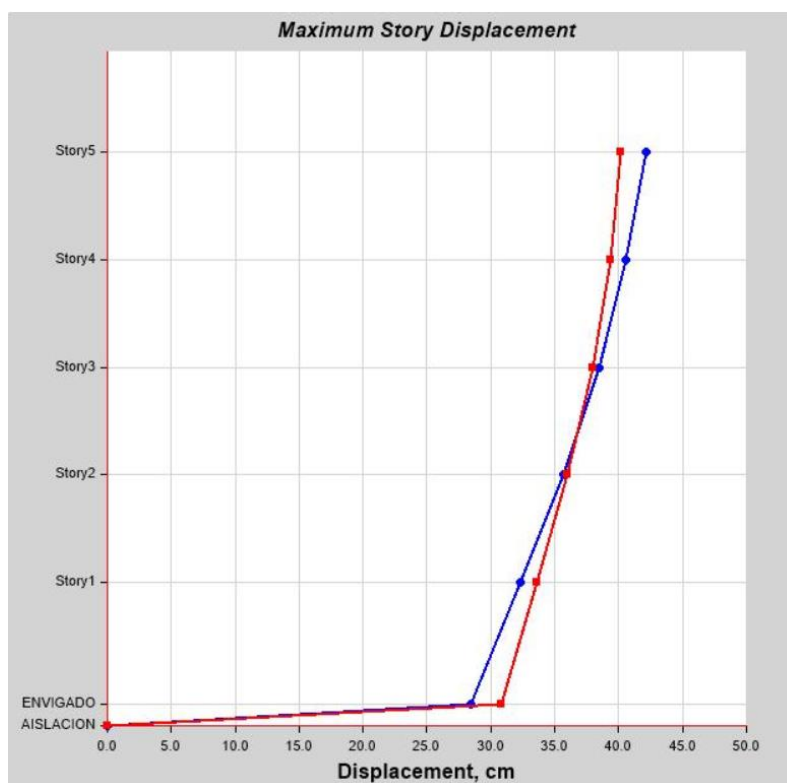
Según el artículo 17.6.4.3 de la norma ASCE 7-16 requiere que los resultados se escalen para obtener el desplazamiento máximo esperado, esto implica aplicar

un factor de escala de 1.29 a las fuerzas horizontales (registros sísmicos utilizados) para alcanzar los 36.8 cm que requiere el código. Únicamente se deben escalar las fuerzas sísmicas horizontales para el caso de la condición de límite mínimo de los aisladores, puesto que son los que presentan la mayor deformación ante las fuerzas sísmicas.

El desplazamiento máximo de los pisos se concentra en el nivel de aislación, figura 20, alcanzando los 28.44 y 30.80 cm para las direcciones X e Y respectivamente. La gráfica de desplazamiento de la figura 20 muestra que el análisis llevado a cabo, NLRHA, proporciona los resultados esperados para una edificación aislada en donde el desplazamiento se concentra en la base.

**Figura 20**

*Desplazamientos máximos en hospital Escuintla*



- **Derivas máximas Escuintla:**

La deriva máxima de piso del edificio aislado ocurre en sus propiedades máximas. Como se puede apreciar en la tabla 15 las derivas máximas de la edificación con aislamiento de base pueden alcanzar el valor de 0.0124, donde el límite establecido de deriva inelástica en la norma ASCE 7-16 sección 17.6.4.4 es

de 0.020 para análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA). Es importante mencionar que para la revisión de las derivas no es necesario amplificarlas por el factor  $R_i$  puesto que la fuerza horizontal impuesta en este análisis no ha sido reducida por el mismo factor, ASCE 7-16 sección 17.6.4.4.

**Tabla 15**

*Derivas máximas de piso para hospital en Escuintla*

Estructura	Condición	X (hp)	Y (hp)	Estado
Con aisladores	Límite mínimo	0.0092	0.0076	Si cumple
	Límite máximo	0.0124	0.0098	Si cumple
Máximo según código ASCE 7-16		0.0200	0.0200	N/A

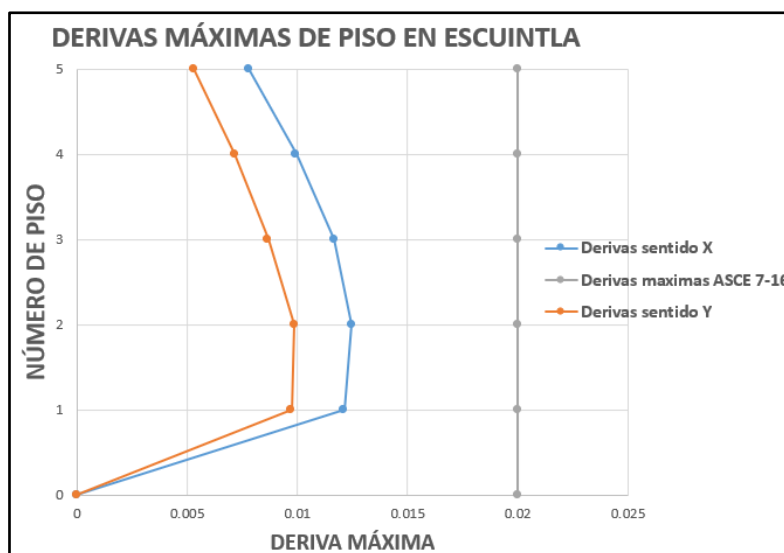
hp = altura de piso.

N/A = No Aplica

Al graficar los resultados de las derivas máximas de piso para el eje X, el lado más corto de la edificación, se puede observar que la deriva máxima en el edificio aislado con sus condiciones de límite máximo no llega a sobrepasar el límite impuesto por la norma. Esto puede observarse en la figura 21.

**Figura 21**

*Derivas máximas en hospital Escuintla*



- **Cortante en la base y en superestructura Escuintla:**

Las tablas 16 y 17 resumen el cortante máximo obtenido para la base y superestructura del edificio considerando sus condiciones límites de propiedades del sistema de aislación. Se ha añadido la comparación del valor del cortante de un edificio con base empotrada que posee la misma geometría y sometido a la misma fuerza sísmica por medio del NLRHA.

**Tabla 16**

*Cortante en super-estructura para hospital en Escuintla*

Estructura	Condición	X (Tonf)	Y (Tonf)	Factor de escala	
				X	Y
Con aisladores con $R_i = 1.875$	Límite mínimo	559.32	535.42	1.24	1.30
	Límite máximo	817.45	825.30	N/A	N/A
Base empotrada con $R = 5$		698.45	784.48	N/A	N/A
Mínimo según el código ASCE 7-16*		695.32	695.32	N/A	N/A

\*17.6.4.2 ASCE 7-16 para edificios aislados solamente

N/A = No Aplica

En la super-estructura el cortante se ha reducido con el factor  $R_i$  de 1.875 para la estructura aislada, como se había calculado previamente en la sección 4.1, y un factor de reducción de respuesta  $R$  de 5 para la estructura con base fija. En base a los resultados de la tabla 12 se puede apreciar que el cortante en la super-estructura para la condición máxima de los aisladores (máxima rigidez) es de 825.30 Tonf, lo cual es mayor al cortante establecido para la fuerza lateral equivalente por el código ASCE 7-16 de 695.32 Tonf. Por lo tanto, estas fuerzas de diseño para los elementos por encima del nivel de base, super-estructura, no necesitan ser escalados.

Comparando el caso de la estructura con base fija o empotrada, el cortante máximo es de 784.48 Tonf lo cual es el 95% del cortante aplicado sobre una estructura aislada con su mayor rigidez

Para el caso de la fuerza cortante en la base, resumido en la tabla 17, se muestra que claramente el cortante en la base para el edificio aislado con mayor rigidez representa el mayor de los dos casos analizados para el edificio aislado. Es notorio que el cortante en la base para un edificio con base fija es mucho mayor al cortante

para un edificio aislado en su condición de máxima rigidez, aproximadamente un 250%.

**Tabla 17**

*Cortante en la base para hospital en Escuintla*

Estructura	Condición	X (Tonf)	Y (Tonf)	Factor de escala	
				X	Y
Con aisladores	Límite mínimo	1,058.48	1,107.47	1.35	1.29
	Límite máximo	1,532.72	1,547.44	N/A	N/A
Base empotrada		3,492.26	3,922.41	N/A	N/A
Mínimo según el código ASCE 7-16*		1,431.36	1,431.36	1	1

\*17.6.4.2 ASCE 7-16 para edificios aislados solamente.

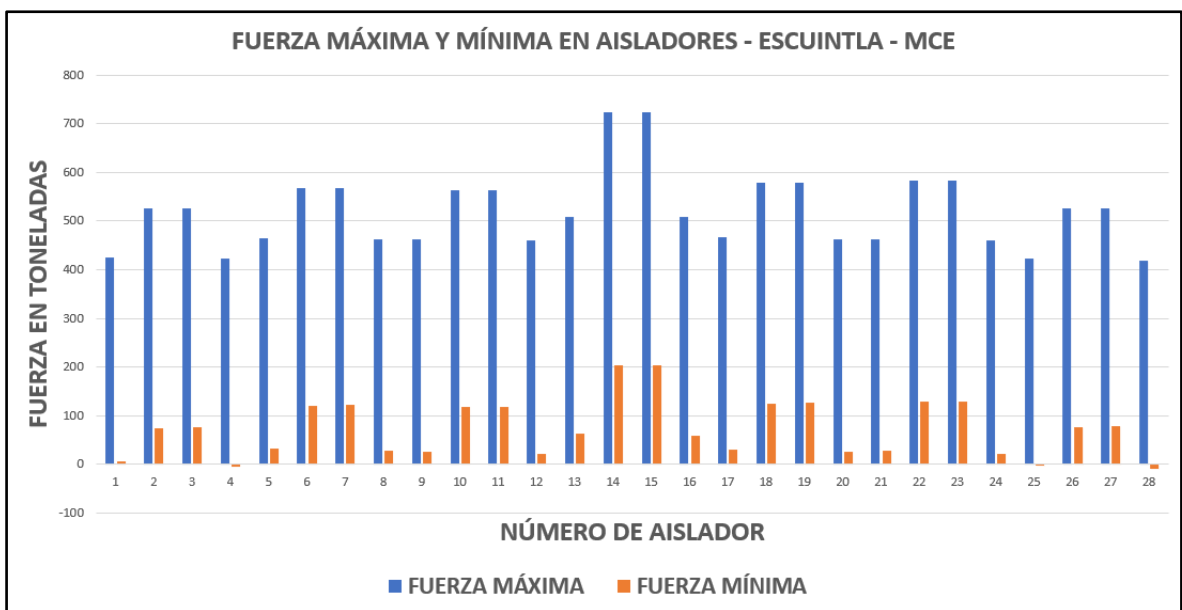
N/A = No Aplica

- **Fuerzas verticales máximas y mínimas en los apoyos Escuintla:**

En la figura 22 se muestra una gráfica de los valores de las fuerzas máximas y mínimas para cada uno de los apoyos de la estructura ubicada en Escuintla considerando el sismo máximo esperado (MCE) que tiene una probabilidad de ocurrencia de 2% en 50 años. Como es notorio en la figura 22 existen algunos apoyos, el número 4, 25 y 28, que presentan tracciones de 4.88, 4.08 y 8.68 toneladas específicamente. Estos se discuten más adelante en el capítulo 5.

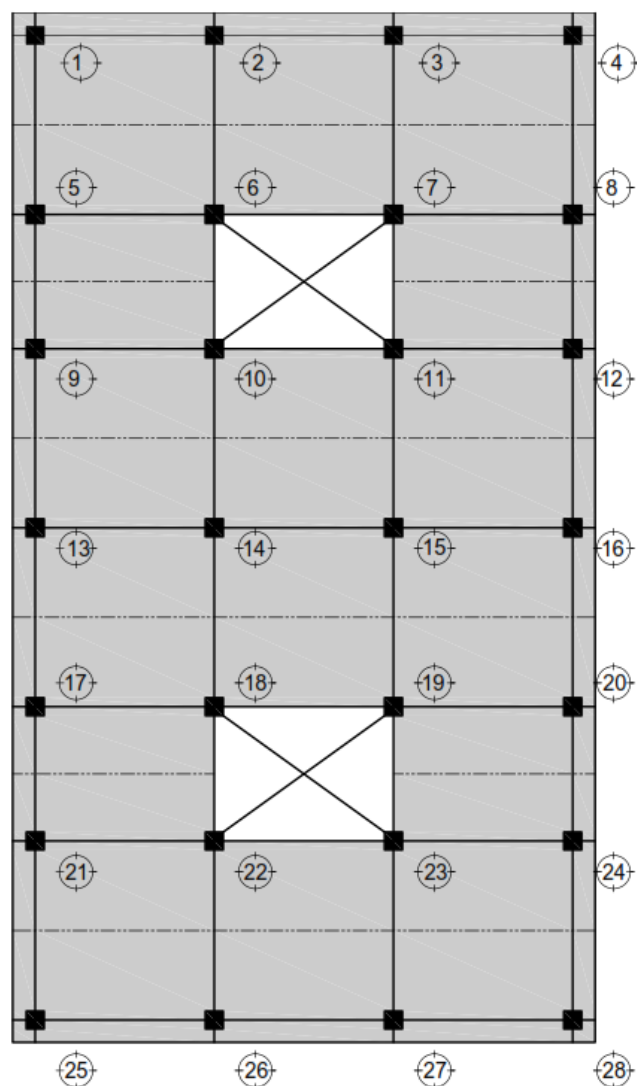
**Figura 22**

*Fuerzas verticales máximas y mínimas en hospital Escuintla*



**Figura 23**

*Enumeración de los aisladores en el edificio*



En la figura 23 se presentan gráficamente la ubicación de los diferentes aisladores para mayor comprensión de la figura 22 y de la tabla 18.

En la tabla 18 se muestran los resultados para dos apoyos del edificio, ubicados en la intersección del eje 4 y B, Aislador número 14, el cual representa un punto de apoyo intermedio y el aislador ubicado en la intersección de los ejes 1 y A, Aislador número 25, el cual representa un punto de apoyo ubicado en la esquina del edificio.

**Tabla 18**

*Fuerzas máximas y mínimas para hospital en Escuintla*

Combinación de carga	Condición límite	Aislador 14 Interior (Tonf)		Aislador 25 Perimetral (Tonf)	
		MAX	MIN	MAX	MIN
AGIES CR1 1.4D	Mínimo	524.15	N/A	332.81	N/A
	Máximo	524.71	N/A	332.56	N/A
AGIES CR2 1.2D+1.6V+0.5Vt	Mínimo	722.68	N/A	383.18	N/A
	Máximo	723.81	N/A	382.75	N/A
AGIES CR3 1.2D+0.5L+1.6Vt	Mínimo	553.86	N/A	322.80	N/A
	Máximo	554.56	N/A	322.50	N/A
AGIES CR4 1.2D+0.5L+/- Sh	Mínimo	763.37	758.06	531.45	339.17
	Máximo	765.48	757.74	568.52	297.81
AGIES CR5 0.9D - Svd +/- Sh	Mínimo	208.98	203.67	229.24	36.95
	Máximo	210.27	202.54	266.63	-4.08
Average Load 1.0M + 0.5V +/- Sh	Mínimo	467.45	462.15	368.46	176.17
	Máximo	469.14	461.40	405.70	134.98

De los resultados mostrados en la tabla 18 es notorio que la fuerzas debido a cargas de servicio, combinaciones AGIES CR1, CR2 y CR3, no cambian a pesar de la variación de las propiedades del sistema de aislación. En cuanto a las combinaciones sísmicas, AGIES CR4, CR5 y *Average Load*, la fuerza vertical alcanza sus máximos valores en el apoyo intermedio y los mínimos valores para el apoyo en esquina.

Para el caso de la combinación AGIES CR5, la cual considera que el edificio tiene el menor peso posible, el 55% de su peso propio (incluye componente vertical del sismo), y en ese momento actúan las componentes horizontales debidas a los sismos provoca que para el aislador ubicado en esquina número 25 obtiene una fuerza de reacción con valor de -4.08 Tonf, lo cual representa que dicho aislador se encuentra sometido a tracción. Esta tracción es indeseada en un sistema de aislación, sin embargo, para el caso de los aisladores elastómericos existe cierta resistencia mínima a tracción, la cual tiene el valor de 1 N/mm<sup>2</sup> al 100% de su deformación angular cortante según el catálogo del fabricante. Esto le daría a este aislador la capacidad de resistir fuerzas de tracción de hasta 80 Tonf al momento en que se encuentra a un 100% de su deformación angular cortante. Por lo anterior,

el resultado resulta aceptable para el diseño del sistema de aislación, considerando su poca probabilidad de ocurrencia y el valor aceptado dentro del rango de operación del dispositivo de aislación. Esto mismo aplicaría para los apoyos 4 y 28, cuya tracción no supera los 9 Toneladas.

- **Aceleraciones máximas en pisos Escuintla:**

La forma de evaluar la aceleración de piso del edificio es mediante el último nivel que estaría bajo la ocupación deseada, esto es el piso 4 para el edificio bajo estudio. En la tabla 19 se muestran los resultados obtenidos para las aceleraciones máximas en el piso 4, tomadas desde el centro de gravedad del piso.

**Tabla 19**

*Aceleraciones máximas para hospital en Escuintla*

Estructura	Condición	X (cm/s <sup>2</sup> )	X g	Y (cm/s <sup>2</sup> )	Y g
Con aisladores	Límite mínimo	170.00	0.17	180.00	0.18
	Límite máximo	245.00	0.25	253.00	0.26

\* Aceleraciones tomadas desde el centro de gravedad del piso 4.

*Nota.* El valor representa la máxima aceleración en el centro de gravedad en el piso número 4 para los diferentes registros sísmicos escalados.

De la tabla 19 se puede observar que la aceleración máxima del edificio aislado ocurre cuando se tienen las propiedades de límite máximo, debido a que el edificio tiene mayor rigidez y por ende absorbe mayor aceleración del terreno. La aceleración máxima obtenida mediante el análisis NLRHA es de 253 cm/s<sup>2</sup> o 0.26g para el edificio aislado.

En la tabla 20 se muestran los resultados correspondientes al periodo de vibración fundamental del edificio mediante un análisis modal considerando las propiedades elásticas de los aisladores. Los resultados claramente muestran que se han cumplido con los objetivos del diseño, definidos en la sección 4.3, y que en los modos de vibración para cada sentido de interés (X, Y y Rz), el porcentaje de participación de masa excede el 90% requerido por la la norma ASCE 7-16 sección 12.9.1.



Es importante resaltar en la tabla 20 que los primeros 3 modos de vibración de la estructura aislada abarcan más del 95% de la participación modal, lo que indica que la aislación provoca un movimiento traslacional cuasi puro, simplificando el comportamiento de la estructura y permitiendo que esta pueda ser diseñada para métodos estáticos equivalentes, como lo señala la ASCE 7-16 capítulo 17 bajo ciertas limitaciones.

**Tabla 20**

*Modos de vibración para hospital en Escuintla*

Edificio	Condición aisladores	Modo 1		Modo 2		Modo 3	
		Periodo (segundos)	% participación en X	Periodo (segundos)	% participación en y	Periodo (segundos)	% participación en RZ
Aislado	Límite mínimo	3.47	98%	3.34	99%	3.24	98%
Aislado	Límite máximo	2.79	94%	2.62	97%	2.57	96%

RZ = Rotación alrededor del eje vertical del edificio.

*Nota.* Este análisis modal ha sido llevado a cabo con las propiedades lineales de los aisladores.

El análisis de los resultados sugiere una revisión de acuerdo a lo establecido en el código ASCE 7-16 en la sección 17.6, dicha revisión se lleva a cabo en el capítulo 5 en donde también se presentan los resultados para el hospital ubicado en la ciudad de Quetzaltenango.

**CAPÍTULO V: PROPUESTA DE SOLUCIÓN**

**5.1 Revisión de resultados para los sistemas de aislación propuestos**

**5.1.1. Revisión de resultados para Escuintla:**

Debido a que el análisis llevado a cabo es del tipo dinámico, NLRHA, los valores de desplazamiento y fuerzas deben de compararse con ciertos parámetros establecidos por el código ASCE 7-16 en la sección 17.6.4. Dentro de estos valores podemos definir que el valor de la fuerza cortante en la base o sub-estructura debe ser no menor a un 90% del obtenido mediante la ecuación 17.5-5 de ASCE 7-16. Por lo tanto, con los resultados de los modos de vibración en la tabla 20 podemos recalcular el cortante estático para periodo de vibración que generaría el cortante mayor en la base, esto es en el modo 2 y 3 de cuando se presenten las propiedades máximas de los aisladores.

$$\text{Ecuación 17.5-5 ASCE 7-16} \quad V_b = K_m D_m$$

Donde  $K_m$  y  $D_m$  representan la rigidez del sistema de aislación y el desplazamiento máximo, ecuaciones 17.5-1 y 17.5-2, los cuales dependen del periodo del edificio, el cual se especifica como 2.60 segundos en este caso.

En la tabla 21 se revisan los resultados de las fuerzas cortantes en la base de la estructura para la ciudad de Escuintla. Al ser el cortante dinámico mayor al mínimo requerido no es necesario un factor de escala a este resultado y se puede utilizar para el diseño.

**Tabla 21**

*Revisión de fuerza cortante en la base Escuintla*

Fuerza cortante estática mínima en la base	<b>90% <math>V_b</math> estática = 1,486.41 Ton</b>
Fuerza cortante del análisis NLRHA en la base	$V_b$ dinámico X = 1,532.72 Ton $V_b$ dinámico Y = 1,547.44 Ton
Resultado	<b>No es necesario escalar el resultado.</b>

*Nota.* Según ASCE 7-16 sección 17.6.4.1

Con respecto al desplazamiento máximo total,  $D_{tm}$ , del sistema de aislación se permite que en los resultados del análisis dinámico este no sea menor al 80% del desplazamiento máximo,  $D_m$ , obtenido de forma estática. Para calcular el desplazamiento máximo total en el análisis dinámico se utiliza el mismo procedimiento definido en la sección 4.4, de este texto, ecuación 19 con la excepción que el desplazamiento máximo,  $D_m$ , puede ser reemplazado por el valor  $D'_m$  calculado de la siguiente manera:

$$D'_m = \frac{D_m}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

*Ecuación 22: Desplazamiento máximo para análisis dinámico, 17.6-1 ASCE 7-16*

Al recalcular el valor del desplazamiento máximo total,  $D_{tm}$ , se obtiene un valor de 383 mm, y el 80% de este valor debe corresponder al valor mínimo de desplazamiento obtenido para una esquina según la sección 17.6.4.1 de ASCE 7-16. Los resultados obtenidos para la revisión del desplazamiento se presentan en la tabla 22.

Este último párrafo lo que indica es que el desplazamiento dinámico mínimo para considerar las fuerzas de diseño de los aisladores es de 306 mm (80% de 383 mm). Si el desplazamiento obtenido mediante NLRHA es mayor entonces no se necesita escalar el resultado.

**Tabla 22**

*Revisión de desplazamientos Escuintla*

Desplazamiento máximo total dinámico (D <sub>tm</sub> dinámico)	383 mm
Desplazamiento mínimo a obtener en análisis dinámico (80% del D <sub>tm</sub> dinámico)	306 mm
Desplazamiento máximo obtenido en el análisis NLRHA para las propiedades mínimas*	325 mm
Resultado	No es necesario escalar el resultado.

*Nota.* \*El máximo desplazamiento del sistema de aislación debe ser calculado como el vector suma de los dos desplazamientos ortogonales ocurridos en un mismo paso de tiempo en el análisis NLRHA según ASCE 7-16 sección 17.6.3.4.

Otra de las revisiones a llevar a cabo es la de la fuerza cortante sobre la super estructura. Para ello se realiza la comparación, en primer lugar, del cortante en la base para el análisis de la super-estructura, el cual debe ser mayor al 80% del cortante basal estático. Por otro lado, la fuerza cortante sobre la super-estructura deberá compararse con los mínimos valores establecidos en la sección 17.5.4.3.

**Tabla 23**

*Revisión de fuerzas super-estructura Escuintla*

Fuerza cortante en la base	Valor en Toneladas		Porción del peso sísmico	
Cortante basal para análisis dinámico	1,532.72	Ton	0.2123	Ws
Cortante basal mínimo (80% Vb)	1,321.26	Ton	0.1830	Ws
RESULTADO: No es necesario escalar el cortante basal para análisis de la super-estructura				

Fuerza cortante en super-estructura	Valor en Toneladas		Porción del peso sísmico	
Cortante utilizado en el análisis dinámico	817.45	Ton	0.2123	Ws
El resultado de arriba debe ser mayor a cualquiera de los siguientes valores				
Edificio con base fija y periodo 2.56 s	411.60	Ton	0.057	Ws
Fuerza del viento máxima considerada	97.21	Ton	0.0135	Ws
Fuerza para activar el sistema de aislación	192.71	Ton	0.0267	Ws
RESULTADO: No es necesario escalar el cortante en la superestructura				

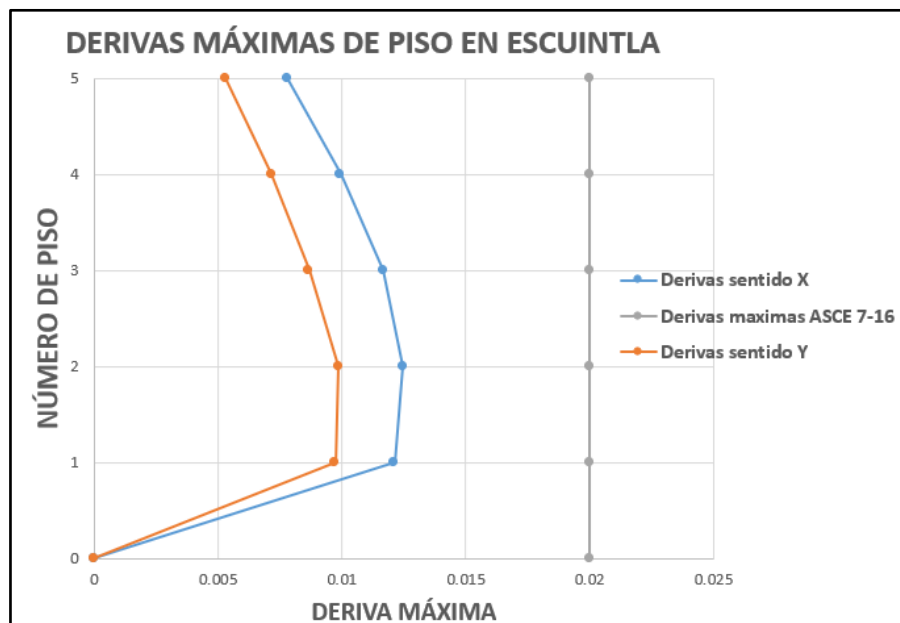
Al ser el cortante en la superestructura mayor para el caso de análisis dinámico NLRHA no es necesario escalar los resultados. Se cumple con los requisitos del código ASCE 7-16 sección 17.6.4.2.

Por último, las derivas máximas obtenidas del análisis dinámico NLRHA se comparan contra la máxima permitida por el código ASCE 7-16 en el inciso 2 de la sección 17.6.4.4 como se muestra en la tabla 24.

Tabla 24

Revisión de derivas máximas Escuintla

Piso	Deriva máxima análisis dinámico		Deriva máxima permitida
	X-Dir	Y-Dir	X o Y
Piso 5	0.007788	0.005312	0.02
Piso 4	0.009952	0.007163	0.02
Piso 3	0.011665	0.008681	0.02
Piso 2	0.012469	0.009873	0.02
Piso 1	0.012129	0.009729	0.02
Resultado	No es necesario escalar las fuerzas sobre la estructura.		



Nota. En la parte de abajo se repite la figura 21 para mejor comprensión de la tabla 24.

5.1.2. Revisión de resultados para Quetzaltenango

En la tabla 25 se muestran las propiedades requeridas para el aislador en el diseño de la ciudad de Quetzaltenango, siguiendo los pasos definidos en la sección 4.1 de este documento.

**Tabla 25**

*Propiedades mínimas para aisladores en hospital de Quetzaltenango*

<b>Espesor de goma</b>	<b>190 mm</b>
<b>Capacidad de fuerza vertical</b>	<b>721.70 Tonf</b>
<b>Porcentaje de amortiguamiento crítico</b>	<b>20 %</b>

En base a los requisitos de la tabla 25 se selecciona nuevamente un aislador dentro del catálogo de Bridgestone que cumpla con los requisitos establecidos. El aislador seleccionado es el HH090X6R, que posee un espesor de goma de 198 mm, muy cercano a las necesidades del proyecto. Las propiedades del aislador seleccionado se muestran en la tabla 26.

**Tabla 26**

*Propiedades del aislador HH090X6R*

Nombre del aislador: <b>HH090X6R</b>		198 mm de Espesor de goma			
Diametro externo:	900 mm	Propiedades físicas del aislador			
Diametro interno:	20 mm				
Area efectiva:	635900 mm <sup>2</sup>				
Espesor de la capa de goma:	6 mm				
Numero de capas de goma:	33				
Espesor total de la goma:	198 mm				
Primer factor de forma:	36.7				
Segundo factor de forma:	4.55				
Diametro de la placa del ala:	1250 mm				
Espesor de la capa de acero:	4.4 mm				
Altura total:	410.8 mm	Propiedades a compresión			
Peso total:	1.49 Tonf				
Esfuerzo critico, en y=0 :	102 N/mm <sup>2</sup>				
Esfuerzo ultimo a compresion: (dado una deformación angular y)	para y0 = 0			56 N/mm <sup>2</sup>	
	para y1 = 2,1			56 N/mm <sup>2</sup>	
	para y2 = 3,5			23 N/mm <sup>2</sup>	
Rigidez a compresion:	4490000 kN/m				
Esfuerzo a compresion a largo plazo:	15 N/mm <sup>2</sup>				
Carga de la columna a largo plazo:	9540 kN				77.43%
Esfuerzo a traccion permisible, para y = 100%:	1 N/mm <sup>2</sup>				de capacidad
Rigidez inicial:	11800 kN/m				
Rigidez post-elastica:	1180 kN/m				
Resistencia característica:	161 kN		Qd		
Esfuerzo cortante equivalente:	1990 kN/m				
Razon equivalente de amortiguamiento:	0.24				
Modulo de cortante:	0.62 N/mm <sup>2</sup>				
			Cortante considerando una deformación angular de y = 100%		

*Nota.* Obtenido de Bridgestone (2017).

Nuevamente el procedimiento de análisis NLRHA se lleva a cabo considerando el escalamiento de los registros sísmicos a la amenaza sísmica definida en la norma para la ciudad de Quetzaltenango, apéndice 1. En las tablas 27-32 se muestran los resultados y sus revisiones correspondientes al código ASCE 7-16 para el hospital ubicado en la ciudad de Quetzaltenango.

**Tabla 27**

*Revisión de desplazamientos Quetzaltenango*

Desplazamiento máximo total dinámico (Dtm dinámico)	380 mm
Desplazamiento mínimo a obtener en análisis dinámico (80% del Dtm dinámico)	304 mm
Desplazamiento máximo obtenido en el análisis NLRHA para las propiedades mínimas*	367 mm
Resultado	No es necesario escalar el resultado.

El máximo desplazamiento del sistema de aislación debe ser calculado como el vector suma de los dos desplazamientos ortogonales ocurridos en un mismo paso de tiempo en el análisis NLRHA según ASCE 7-16 sección 17.6.3.4, por lo tanto, en base a los resultados de la tabla 27 no hay necesidad de escalar las fuerzas sísmicas sobre el hospital de Quetzaltenango.

Cabe destacar que la deformación angular para el desplazamiento máximo obtenido del análisis dinámico (367 mm) es de 193%, lo cual es menor al 200% establecido como la máxima deformación angular como objetivo de diseño, por lo tanto, el resultado se encuentra dentro de lo esperado.

En la tabla 28 se muestran los resultados de las derivas máximas por piso para las condiciones máximas de las propiedades del sistema de aislación. Esto quiere decir, que éstas son las derivas cuando el sistema estaría sometido a la mayor fuerza sísmica posible.

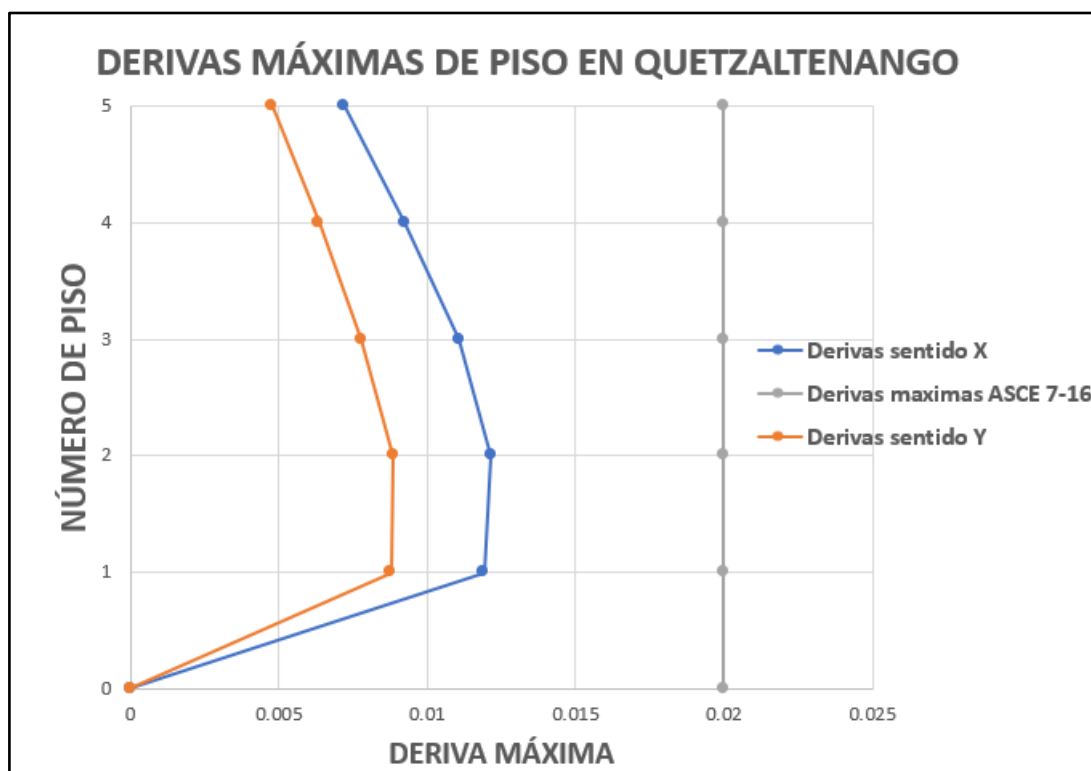
Tabla 28

Revisión de derivas máximas Quetzaltenango

Piso	Deriva máxima análisis dinámico		Deriva máxima permitida
	X-Dir	Y-Dir	X o Y
Piso 5	0.0072	0.0048	0.0200
Piso 4	0.0092	0.0064	0.0200
Piso 3	0.0111	0.0078	0.0200
Piso 2	0.0121	0.0089	0.0200
Piso 1	0.0119	0.0088	0.0200
Resultado	No es necesario escalar las fuerzas sobre la estructura.		

Figura 24

Derivas máximas en hospital Quetzaltenango



Nota. Según ASCE 7-16 sección 17.6.4.4 la máxima deriva permitida es de 0.020 veces la altura de piso.



En base a la tabla 28 se puede apreciar que los resultados del análisis dinámico NLRHA se encuentran dentro del rango permitido según el código.

En la tabla 30 se presentan los valores de la fuerza cortante considerada en la base para los elementos estructurales por debajo del sistema de aislación.

**Tabla 29**

*Revisión de fuerza cortante en la base Quetzaltenango*

Fuerza cortante estática mínima en la base	<b>90% <math>V_b</math> estática = 1,387.23 Ton</b>
Fuerza cortante del análisis dinámico NLRHA en la base,	$V_b$ dinámico X = 1,467.12 Ton $V_b$ dinámico Y = 1,434.06 Ton
Resultado	<b>No es necesario escalar el resultado.</b>

*Nota.* Según ASCE 7-16 sección 17.6.4.1 para las propiedades máximas del sistema de aislación.

**Tabla 30**

*Revisión de cortante super-estructura Quetzaltenango*

Fuerza cortante en la base	Valor en Toneladas	Porción del peso sísmico
Cortante basal para análisis dinámico	1,467.12 Ton	0.2032 Ws
Cortante basal mínimo (80% $V_b$ )	1,233.10 Ton	0.1708 Ws
<b>RESULTADO: No es necesario escalar el cortante basal para análisis de la super-estructura</b>		

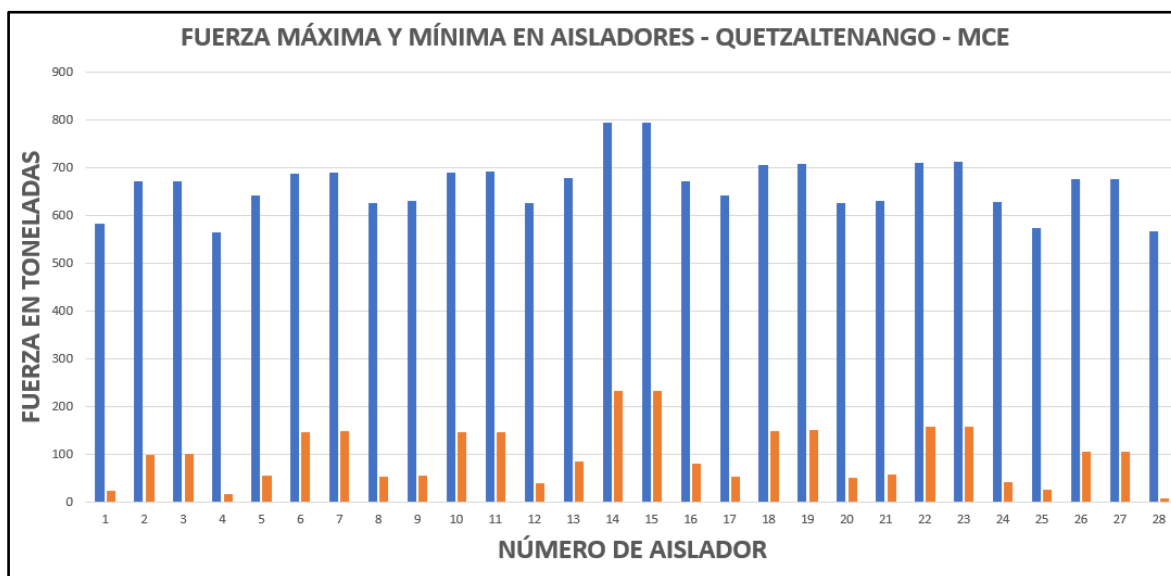
Fuerza cortante en super-estructura	Valor en Toneladas	Porción del peso sísmico
Cortante utilizado en el análisis dinámico	782.464 Ton	0.2032 Ws
El resultado de arriba debe ser mayor a cualquiera de los siguientes valores		
Edificio con base fija y periodo 2.56 s	384.16 Ton	0.0532 Ws
Fuerza del viento máxima considerada	97.21 Ton	0.0135 Ws
Fuerza para activar el sistema de aislación	158.70 Ton	0.0220 Ws
<b>RESULTADO: No es necesario escalar el cortante en la superestructura</b>		

En la tabla 31 se muestra la comparación del cortante basal para el análisis de la super-estructura comparado con el mínimo requerido por el código ASCE 7-16 en la sección 17.6.4.2. El cortante sobre la super-estructura es el cortante basal dividido el factor  $R_i$  (1.875 para este caso). Este último valor de fuerza cortante se compara contra los mínimos establecidos por el código ASCE 7-16 en la sección

17.5.4.3. Como resultado, no es necesario escalar los valores obtenidos y se puede proceder a realizar el diseño de los elementos con estos valores de fuerza.

**Figura 25**

*Reacciones máximas y mínimas en los aisladores Quetzaltenango*



**Tabla 31**

*Aceleraciones máximas para hospital en Quetzaltenango*

Estructura	Condición	X (cm/s <sup>2</sup> )	X g	Y (cm/s <sup>2</sup> )	Y g
Con aisladores	Límite mínimo	120.00	0.12	135.00	0.14
	Límite máximo	180.00	0.18	200.00	0.20

\* Aceleraciones tomadas desde el centro de gravedad del piso 4.

**Tabla 32**

*Modos de vibración para hospital en Quetzaltenango*

Edificio	Modo 1		Modo 2		Modo 3	
	Periodo (segundos)	% participación en X	Periodo (segundos)	% participación en y	Periodo (segundos)	% participación en RZ
Aislado	3.45	98%	3.32	99%	3.22	98%
Aislado	2.78	94%	2.61	97%	2.56	96%

RZ = Rotación alrededor del eje vertical del edificio.

De los resultados anteriormente mostrados en las tablas 27-32 se realizan las siguientes observaciones adicionales:

- El desplazamiento máximo del edificio ocurre con las propiedades de límite mínimo de los dispositivos, llegando a alcanzar 36.7 cm (367 mm). No es necesario escalar el resultado puesto que las especificaciones de ASCE 7-16 permiten un mínimo de 304 mm acorde a los cálculos establecidos según la sección 17.6.4.1. Cabe resaltar que este desplazamiento máximo se considera como un vector suma de los dos desplazamientos ortogonales ocurridos a un mismo paso de tiempo en el análisis de tiempo historia.
- Las derivas máximas de piso con el edificio aislado cumplen con lo requerido por el código. Es importante mencionar que para la revisión de las derivas no es necesario amplificarlas por el factor  $R_1$  puesto que la fuerza horizontal impuesta en este análisis no ha sido reducida por el mismo factor, ASCE 7-16 sección 17.6.4.4.
- El cortante en la base de la edificación y el cortante en la super-estructura para el edificio aislado presentan sus máximos valores cuando se tienen las propiedades de límite máximo de los aisladores. Ambos valores superan lo mínimo establecido por el código en la sección 17.6.4 al ser mayores al 90% del cortante basal estático, para el caso de la sub-estructura, y mayor al 80% del cortante basal estático para el análisis de la super-estructura. Adicionalmente, en la super-estructura el cortante es mayor a los límites estipulados en los incisos de la sección 17.5.4.3 como se muestra en la tabla 31.
- No existen fuerzas de tracción en los apoyos del edificio ante la carga crítica de volteo, AGIES CR5, que es cuando el edificio pesa lo menos posible. Por lo tanto, todos los aisladores trabajan bajo fuerzas de compresión en las combinaciones de diseño del código.
- Las aceleraciones máximas de piso en el edificio con sistema de aislamiento alcanzan un máximo de 0.20g con las propiedades de límite máximo de los dispositivos de aislación.

**5.2 Discusión de los resultados obtenidos**

En las tablas 33 y 34 se resumen los resultados de las tablas anteriores de este capítulo para las estructuras hospitalarias ubicadas en las ciudades de Escuintla y Quetzaltenango. Se muestra la condición más desfavorable para un edificio aislado obtenida de sus propiedades máximas y mínimas.

**Tabla 33**

*Resumen de resultados para hospital en Escuintla*

Parámetro	Condición de aisladores	Edificio aislado	
		X	Y
Desplazamiento máximo (cm)	Mínima	28.44	30.80
Aceleración máxima en términos de g	Máxima	0.25	0.26
Cortante en la base (Toneladas)	Máxima	1,532.72	1,547.44
Cortante en la super-estructura (Toneladas)	Máxima	817.45	825.30
Deriva máxima	Máxima	0.0124	0.0098

**Tabla 34**

*Resumen de resultados para hospital en Quetzaltenango*

Parámetro	Condición de aisladores	Edificio aislado	
		X	Y
Desplazamiento máximo (cm)	Mínima	27.64	31.55
Aceleración máxima en términos de g	Máxima	0.18	0.20
Cortante en la base (Toneladas)	Máxima	1,467.13	1,434.06
Cortante en la super-estructura (Toneladas)	Máxima	782.47	764.83
Deriva máxima	Máxima	0.0112	0.0082

De las tablas 33 y 34 podemos observar que la aceleración en el hospital de Escuintla es 1.3 veces la aceleración en el hospital de Quetzaltenango, esto corresponde a que la amenaza sísmica en Escuintla es más elevada, por lo tanto el procedimiento llevado a cabo logra capturar esa diferencia en los valores de amenaza, traducidos en mayores aceleraciones de piso. Estos valores están directamente relacionados con las propiedades máximas de rigidez del sistema de aislación y con las aceleraciones máximas esperadas, para el caso de la ciudad de Escuintla se ha seleccionado un aislador ligeramente más flexible, sin embargo, las altas aceleraciones esperadas para el sitio generan que el sistema reciba más aceleración y por consiguiente mayores fuerzas y deformaciones de la estructura.

A pesar de esto, lograr una aceleración máxima de piso de 0.26g para el máximo sismo esperado, representa un logro considerable para las aceleraciones máximas esperadas en el sitio y un factor a tomar en cuenta para la toma de decisiones en la planificación de edificaciones hospitalarias debido al cuidado de los pacientes y el equipo médico que contienen.

La aceleración es un dato fundamental al analizar la operatividad de un edificio después de un sismo, puesto que a mayor aceleración se incrementaría el daño a los muros no estructurales y equipo médico, llegando inclusive a ser inoperantes.

### **Figura 26**

*Daños en hospital IESS de la ciudad de Manta, Ecuador*



*Nota.* Obtenido de EERI (2016).

Un ejemplo de cómo la aceleración afecta a los elementos de una estructura, especialmente aquellos elementos no estructurales, se dio en el sismo de Ecuador

el 16 de abril de 2016, en donde el hospital IESS de la ciudad de Manta sufrió grave daño y colapso en los elementos no estructurales (EERI, 2016). La figura 26 muestra una imagen del hospital IESS posterior al sismo, donde se evidencia que la caída de elementos no estructurales, como muros divisorios y fachadas, convirtió a dicho hospital en completamente inoperante y tuvo que ser evacuado por el terremoto. Esto último a pesar que la estructura de marcos de concreto de dicho hospital se veía sin daños severos posterior al evento sísmico (EERI, 2016).

Con respecto a las derivas de piso máximas obtenidas con el análisis NLRHA, resumidas en las tablas 33 y 34, se observa claramente que ambos edificios hospitalarios se encuentran dentro del rango de seguridad establecido por la norma ASCE 7-16. Nuevamente cabe resaltar que para la revisión de las derivas no es necesario amplificarlas por el factor  $R_1$  puesto que la fuerza horizontal impuesta en este análisis no ha sido reducida por el mismo factor, ASCE 7-16 sección 17.6.4.4.

La deriva, definida como el desplazamiento entre dos pisos, representa la flexibilidad de la estructura, pero también indica daño estructural en los elementos verticales, en este caso las columnas, poniendo en riesgo la integridad de la edificación. Las derivas también deben ser minimizadas para no amplificar los efectos de segundo orden.

El código AGIES 2018 limita las derivas hasta un valor de 0.015 veces la altura del piso, lo cual es consistente con el ASCE 7-16. Con la excepción que en la norma ASCE 7-16 se permite hasta un máximo de 0.020 para el valor de la deriva de piso si se realiza un análisis NLRHA, como el realizado en la presente investigación. En cualquiera de los dos casos, las edificaciones cumplen con los parámetros normativos en cuanto a las derivas máximas.

La forma de reducir las derivas es haciendo una edificación más rígida, pero genera el problema de tener una edificación que absorba una mayor aceleración y que esto provoque la caída de elementos no estructurales o daño al equipo interno, como se señaló en el capítulo 1.

Una de las razones por las que el edificio aislado tiene menor desplazamiento entre pisos es debido a que la mayor parte del desplazamiento es absorbido por medio del sistema de aislación.

**Tabla 35**

*Comparación del cortante para hospital en Escuintla*

Parámetro	Edificio Aislado		Edificio base fija		Relación base fija / aislado	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cortante en la base (Tonf)	1,532.72	1,547.44	3,492.26	3,922.41	2.28	2.53
Cortante en la superestructura (Tonf)*	817.45	825.30	698.45	784.48	0.85	0.95

\*El cortante en la superestructura se calcula con  $R_i = 1.875$  para el edificio aislado y  $R = 5$  para edificio con base fija.

**Tabla 36**

*Comparación del cortante para hospital en Quetzaltenango*

Parámetro	Edificio Aislado		Edificio base fija		Relación base fija / aislado	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cortante en la base (Tonf)	1,467.13	1,434.06	3,262.65	3,838.86	2.22	2.68
Cortante en la superestructura (Tonf)*	782.47	764.83	652.53	767.77	0.83	1.00

\*El cortante en la superestructura se calcula con  $R_i = 1.875$  para el edificio aislado y con  $R = 5$  para edificio con base fija.

De las tablas 35 y 36 se puede observar que la fuerza cortante sobre la superestructura es muy similar entre un edificio con base fija y uno con sistema aislado. De hecho, los cortantes en la super-estructura se presentan mayores para el caso del edificio aislado, hasta un 15% más. La razón de esto es que las fuerzas cortantes sobre la super-estructura representan las fuerzas del diseño elástico de los elementos, en donde para un edificio aislado esto es reducido por un factor de 1.875 mientras que para el edificio con base fija el factor de reducción es de 5.

Lo anterior es la confirmación de que la superestructura en el edificio aislado se diseña para permanecer lo más cercano al rango elástico, permaneciendo con poco nivel de daño, mientras que para una estructura con base fija la estructura se diseña para incurrir en el rango inelástico y esto puede generar daño en forma de deformaciones permanentes.

Con respecto al cortante en la base, o sub-estructura, la fuerza cortante sobre un edificio con base fija es de 2.20 a 2.68 veces el cortante sobre un edificio aislado en la base. De esto último podemos establecer que al reducir el cortante sobre la

estructura, el sistema aislado provoca un alivio a la superestructura evitando que recurra a la ductilidad y por consiguiente al daño estructural.

La capacidad de absorción de fuerza cortante en la base de la estructura depende de la rigidez lateral del sistema de aislación y su máximo desplazamiento, como se define en ASCE 7-16 sección 17.5.4.1. Por lo que se puede establecer que entre mayor sea la amenaza sísmica mayor deberá ser la altura de goma de los aisladores propuestos con el objetivo de flexibilizar más la base cuando se tengan altas aceleraciones esperadas y con esto se evitaría una absorción mayor de la aceleración sísmica en la edificación, representada a través de la aceleración de los pisos y las derivas de piso.

Aunado a esto, una altura de goma mayor permitiría un mayor nivel de seguridad para los dispositivos utilizados, puesto que no se estarían exigiendo al máximo de su capacidad.

Aunado a lo anterior, la rigidez del sistema estructural sobre el sistema de aislación juega un papel importante para la reducción de las derivas de piso, puesto que un sistema que involucre muros de concreto o arriostramientos de acero generaría menos derivas que un sistema de marcos a momento de concreto o acero. Esto último tomaría un papel importante si el comportamiento que se busca del edificio aislado es la reducción de las derivas a un nivel inferior al que los códigos básicos permiten, como por ejemplo los diseños basados en la resiliencia de REDi (Almufti, 2013), entre otros.

Con respecto a los periodos de vibración de la estructura, ambas tienen el rango de entre 2.56 y 3.47 segundos, los cuales concuerdan con los objetivos de diseño planteados al inicio (3 segundos). Es importante resaltar que la respuesta modal de la estructura aislada es primordialmente tradicional, casi pura, lo cual se traduce en una mejor estimación de las deformaciones y en la base para poder diseñar la estructura bajo fuerzas estáticas equivalentes, como lo establece el código ASCE 7-16 en la sección 17.5 para una edificación con ciertas limitaciones.





## **CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES**

1. Al efectuar modelo y análisis de la estructura hospitalaria con base aislada en la ciudad de Escuintla mediante el análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA) en el software ETABS™ con aisladores de goma de alto amortiguamiento de 248 mm de espesor de goma se han obtenido los siguientes resultados; un desplazamiento máximo de 325 mm, un cortante en la base de 1,532 toneladas fuerza, un cortante en la super estructura de 817 toneladas fuerza, una deriva máxima de piso de 0.012, un periodo de vibración de entre 2.57 y 3.47 segundos y una deformación angular máxima de 131% siendo resultados satisfactorios según los parámetros del código ASCE 7-16.
2. Al efectuar modelo y análisis de la estructura hospitalaria con base aislada en la ciudad de Quetzaltenango mediante el análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA) en el software ETABS™ con aisladores de goma de alto amortiguamiento de 198 mm de espesor de goma se han obtenido los siguientes resultados; un desplazamiento máximo de 367 mm, un cortante en la base de 1,467 toneladas fuerza, un cortante en la super estructura de 782 toneladas fuerza, una deriva máxima de piso de 0.012, un periodo de vibración de entre 2.56 y 3.45 segundos y una deformación angular máxima de 185% siendo resultados satisfactorios según los parámetros del código ASCE 7-16.
3. En base a los resultados obtenidos del edificio hospitalario con base aislada en la ciudad de Escuintla, siendo una deriva máxima de piso de 0.012 y una aceleración horizontal máxima de piso de  $253 \text{ cm/s}^2$  (0.26g), se establece que su comportamiento es adecuado para garantizar la continuidad de las operaciones ante la ocurrencia del sismo máximo esperado contemplado dentro de la normativa guatemalteca.

4. En base a los resultados obtenidos del edificio hospitalario con base aislada en la ciudad de Quetzaltenango, siendo una deriva máxima de piso de 0.012 y una aceleración horizontal máxima de piso de  $200 \text{ cm/s}^2$  (0.20g), se establece que su comportamiento es adecuado para garantizar la continuidad de las operaciones ante la ocurrencia del sismo máximo esperado contemplado dentro de la normativa guatemalteca.

## **CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES**

1. Se recomienda el análisis de los hospitales en Guatemala bajo el enfoque de la resiliencia. Esto es evaluar el comportamiento de un edificio hospitalario en términos de la seguridad de sus ocupantes, el costo de reparación y el tiempo de recuperación de las funciones operativas.
2. Para la construcción de edificaciones con aislamiento de base en las regiones de Escuintla y Quetzaltenango se recomienda realizar estudios que definan la amenaza sísmica específica del sitio de interés mediante las técnicas citadas en la norma NSE 2.1 de AGIES 2018.
3. Se recomienda el estudio de la adaptación de sistemas de disipación de energía para la rehabilitación de edificaciones esenciales, especialmente las hospitalarias, en Guatemala para garantizar su uso posterior a un evento sísmico significativo y reducir las pérdidas asociadas con el daño sísmico.



## **CAPITULO VIII: REFERENCIAS**

Agencia Guatemalteca de Noticias. (03 de Noviembre de 2018). Intervención al puente Belice: CIV inicia proceso de retiro de apoyos e instalación de aisladores sísmicos de estructura. *Agencia Guatemalteca de Noticias*.

Almufti, I. y. (2013). *REDi Rating System: Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings*. San Francisco, EEUU: ARUP.

American Society of Civil Engineers. (2016). *ASCE 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. USA: ASCE.

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2018). *Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES.

Boroschek, R., & Retamales, R. (2002). Base Isolation in Hospitals. *Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards* (págs. 2-7). Barbados: Organización Mundial de la Salud.

Boroschek, R., & Retamales, R. (2004). *Guía para la reducción de la vulnerabilidad en el diseño de nuevos establecimientos de salud*. Wahington DC: Organización Panamericana de la Salud.

Bridgestone. (30 de Octubre de 2017). *Bridgestone seismic isolation product line-up*. Obtenido de [https://www.bridgestone.com/https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic\\_rubber/product.html](https://www.bridgestone.com/https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/product.html)

Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas. (2001). *Zonificación Sísmica Urbana en Guatemala*. Guatemala: CESEM.

Cheng, F., Jiang, H., & Lou, K. (2008). *SMART STRUCTURES Innovate Systems for Seismic Response Control*. Boca Ratón, Florida, Estados Unidos: CRC Press Taylor & Francis Group.

Computers and Structures, Inc. (CSI). (2005). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE*. Berkeley, California, Estados Unidos: CSI.

Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED). (27 de Julio de 2011). ACUERDO 05-2011. *Diario de Centro América* , págs. 12-13.

Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres. (2012). *Informe situación terremoto 7.2*. Guatemala: CONRED.

Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres Naturales o Provocados (CONRED). (07 de junio de 2021). Acuerdo Número 01 -2021: Norma de Reducción de Desastres Uno (NRD1). *Diario de Centro America*, pág. 8.

Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (2016). *EERI Team Reconnaissance Team Report: M7.8 Muisne, Ecuador Earthquake on April 16, 2016*. Oakland, California, Estados Unidos: EERI.

Earthquake Engineering Research Institute. (2013). *El terremoto guatemalteco M7.4 del 7 de noviembre de 2012 y sus implicaciones para la reducción y mitigación de desastres*. Guatemala: EERI.

Eriksen, K. B. (2018). Seismic Isolation in North and South America. *Seismic Isolation in North and South America* (pág. 8). Auckland: New Zealand Society for Earthquake Engineering.

Federal Emergency Manangement Agency (FEMA). (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and NEHER Commmentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitaion of Buildings*. Washington, DC: Building Seismic Safety Council.

Gonzales, & Díaz, C. (1998). *Sismos en Guatemala 1524 - 1942*. Guatemala: Escuela de Historia de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Guyelmo García, S. (2017). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado con y sin aislamiento sísmico en la base*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Instituto Nacional de Simología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (2016). *Sismología en Guatemala*. Guatemala: INSIVUMEH.

Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (2014). *Sismo de magnitud Mw 7.4 del 7 de Noviembre del año 2012*. Guatemala: INSIVUMEH.

- Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. (2016). *Por qué hay crisis en el sector de salud de Guatemala*. Guatemala: Gobierno de Guatemala.
- Monzón, H. (2018). Edificios frágiles. *AGIES: Artículos sobre amenazas sísmicas en Guatemala*, 6-11.
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures. From Theory to practice*. San Francisco, CA: John Wiley.
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). (15 de 06 de 2021). *Seismic ground Motions* . Obtenido de <https://ngawest2.berkeley.edu/>: <https://peer.berkeley.edu/>
- Servicio Sismológico Nacional. (2017). *Sismo de Tehuantepec (2017-09-07)*. Mexico: UNAM.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (2013). *2012 IBC Seismic Design Manual, Volume 5: Examples for seismically isolated buildings and buildings with supplemental damping*. Sacramento, California, Estados Unidos: International Code Council.
- Verma, A., Gupta, A., & Nath, B. (2017). Base Isolation System: A Review. *International Journal of Engineering Science Invention*, 43-46.
- Zhan, S. (2014). *Seismic Responses and Protection of Building Systems using PBEE Methodology*. Los Angeles, California, Estados Unidos: University of California, Los Angeles.



## APENDICE I: Información general sobre el edificio

### Información general

- La ocupación del edificio corresponde a un uso hospitalario.
- Localizado en la ciudad de Escuintla y en la ciudad de Quetzaltenango, Guatemala.
- Clase de sitio C.
- El edificio es considerado como regular según los requisitos establecidos por la normativa AGISE NSE 3 tablas 1.8-1 y 1.9-1.

### Geometría del edificio

- El edificio ocupa un área de 26x46 metros de longitud con 2 módulos de ascensores que llegan hasta el cuarto nivel.
- El sistema estructural es el de Marcos a momento con Ductilidad Intermedia según la tabla 1.6.14-1 de AGIES NSE 3 con un factor de reducción de respuesta sísmica de 5 (R).

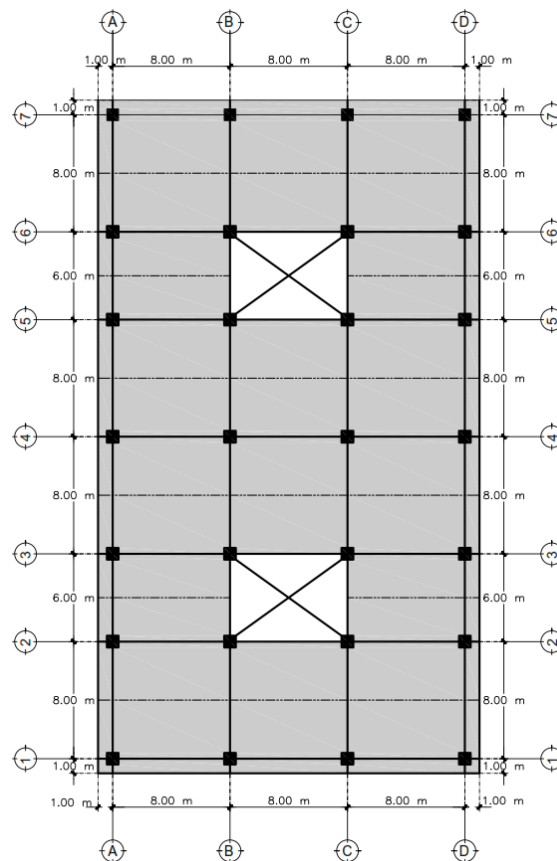


Ilustración 1: Planta de los niveles del edificio

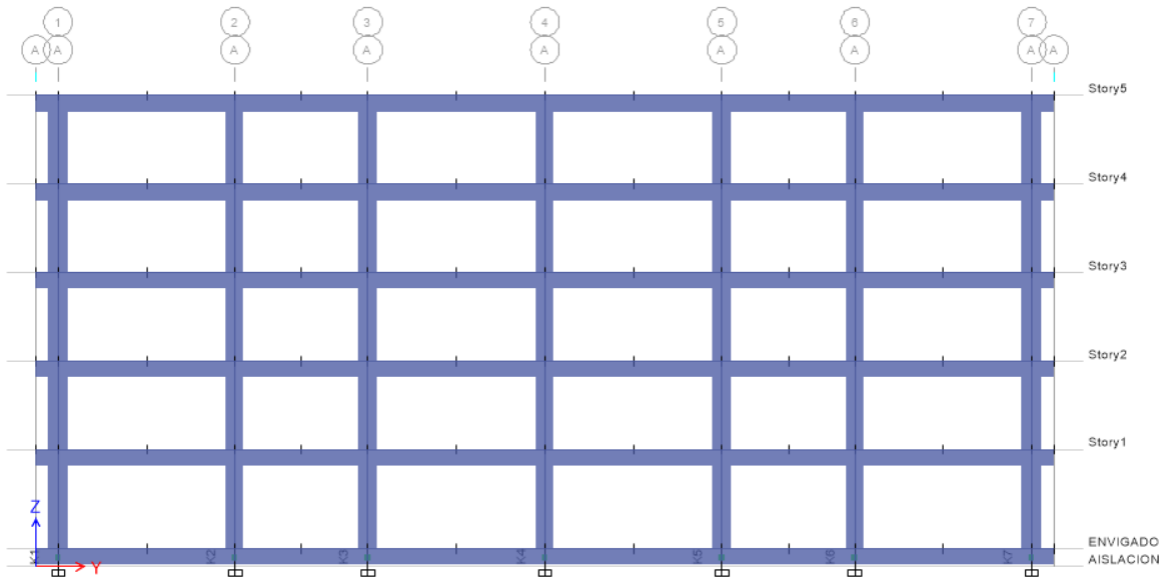


Ilustración 2: Perfil del eje A del edificio

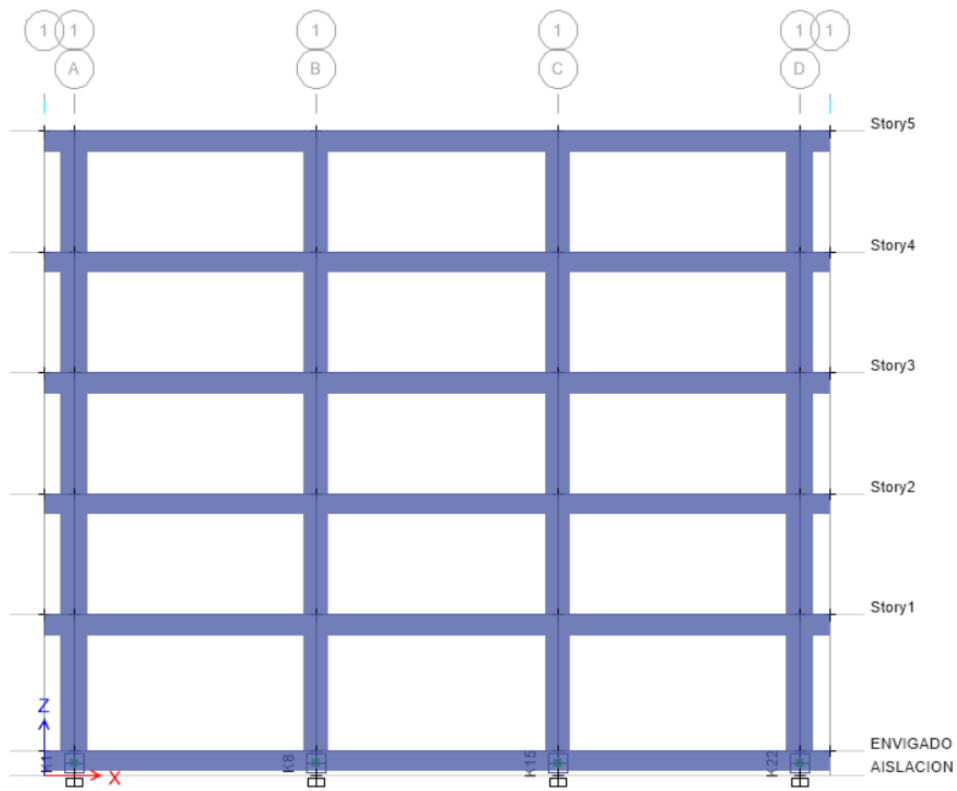


Ilustración 3: Perfil del eje 1 del edificio

## Cargas asignadas

En la siguiente tabla se resumen las cargas asignadas a la edificación:

CARGA	PISOS 1 – 4	PISO 5
Carga Viva	500 kg/m <sup>2</sup>	N/A
Carga Viva de techo	N/A	200 kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga muerta	250 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
Muros no estructurales	85 kg/m <sup>2</sup>	N/A
Muros perimetrales de fachada (contorno de la edificación)	1,200 kg/ml	600 kg/ml

## Combinaciones de carga asignadas

Se han utilizado las combinaciones de carga definidas en AGIES NSE 2 2018, que son compatibles con ASCE 7-16.

COMBINACIÓN DE CARGA	
AGIES CR1	$1.4D$
AGIES CR2	$1.2D + 1.6V + 0.5V_t$
AGIES CR3	$1.2D + 0.5V + 1.6V_t$
AGIES CR4	$1.2D + 1.0V + S_{vd} +/- S_h$
AGIES CR5	$0.9D - S_{vd} +/- S_h$
Average Load	$1.0D + 0.5V +/- S_h$

Donde,

D, representa la carga muerta.

V, representa la carga viva de los entresijos.

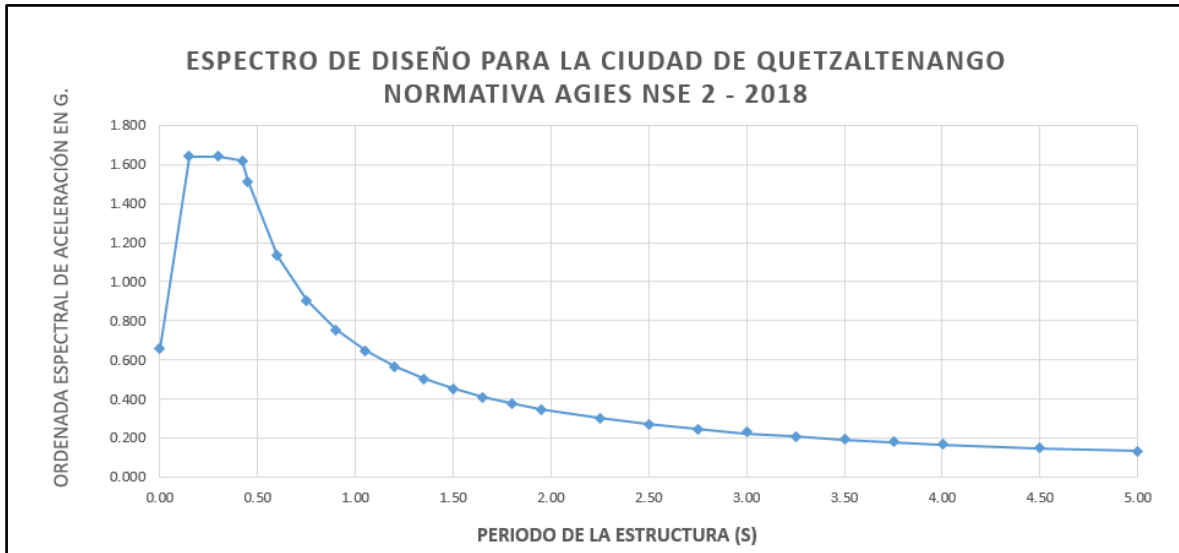
V<sub>t</sub>, representa la carga viva de techo.

S<sub>vd</sub>, representa la carga sísmica vertical, definida como 0.20 S<sub>cd</sub>, según ecuación 4.5.9-1 de AGIES NSE 2 2018

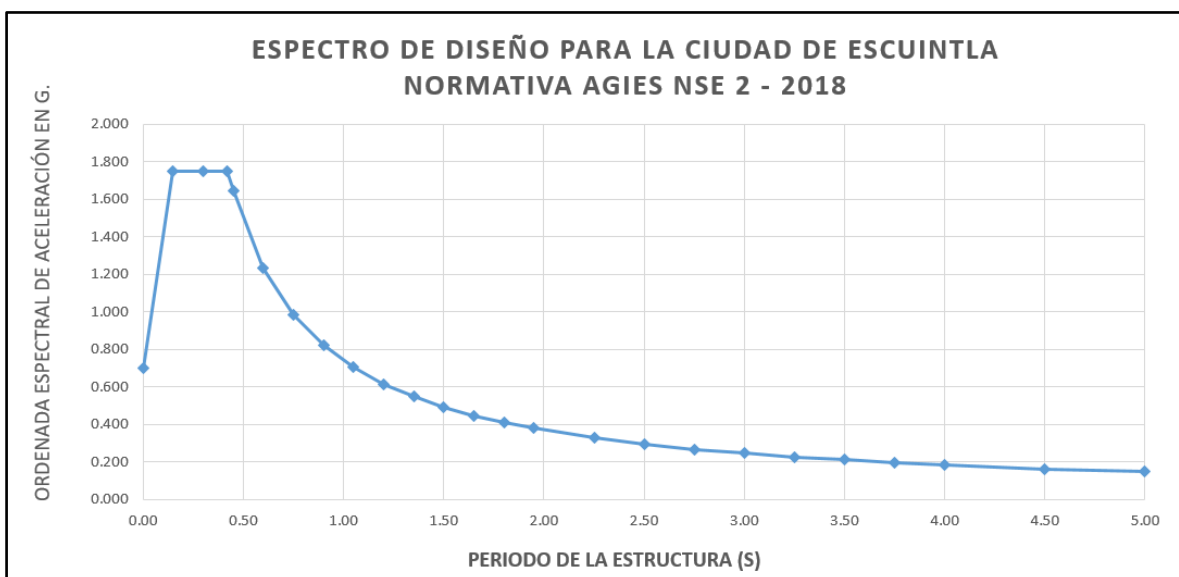
S<sub>h</sub>, representa la carga sísmica horizontal aplicada en cada piso.

## Sismicidad esperada para los sitios de interés

La construcción de los espectros de diseño se lleva a cabo considerando los lineamientos de la norma AGIES NSE 2 2018 en su capítulo 4. Es importante resaltar que la construcción de dichos espectros de diseño se ha llevado a cabo considerando un 5% de amortiguamiento.



*Ilustración 4: Espectro de diseño para la ciudad de Quetzaltenango*



*Ilustración 5: Espectro de diseño para la ciudad de Escuintla*

## Registros sísmicos utilizados para el análisis NLRHA

A continuación, se muestran los registros sísmicos utilizados para el análisis no lineal en tiempo historia (NLRHA) y la media del espectro con 5% de amortiguamiento.

REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS PARA EL SPECTRAL MATCHING								
No.	Estación	Localidad	País	Fecha	Mw	Tipo de falla	Distancia Epicentral (km)	Fuente
1	Facultad Ingeniería	Quetzaltenango	Guatemala	2017	8.2	Subducción	254.00	ACELERORED
2	Hospital Nacional	San Marcos	Guatemala	2017	8.2	Subducción	225.00	ACELERORED
3	Hualane S/N 4564	Hualañe	Chile	2010	8.8	Subducción	132.00	Renadic - Uchile
4	Talca S/N 4568	Talca	Chile	2010	8.8	Subducción	110.00	Renadic - Uchile
5	Hammer Springs Emergency Center	Hammer Springs	Nueva Zelanda	2016	7.8	Subducción	25.00	COSMOS
6	Abhar	Manjil	Irán	1990	7.4	Deslizamiento	75.58	PEER
7	Golden Gate Bridge	San Francisco	Estados Unidos	1989	6.9	Deslizamiento	79.71	PEER

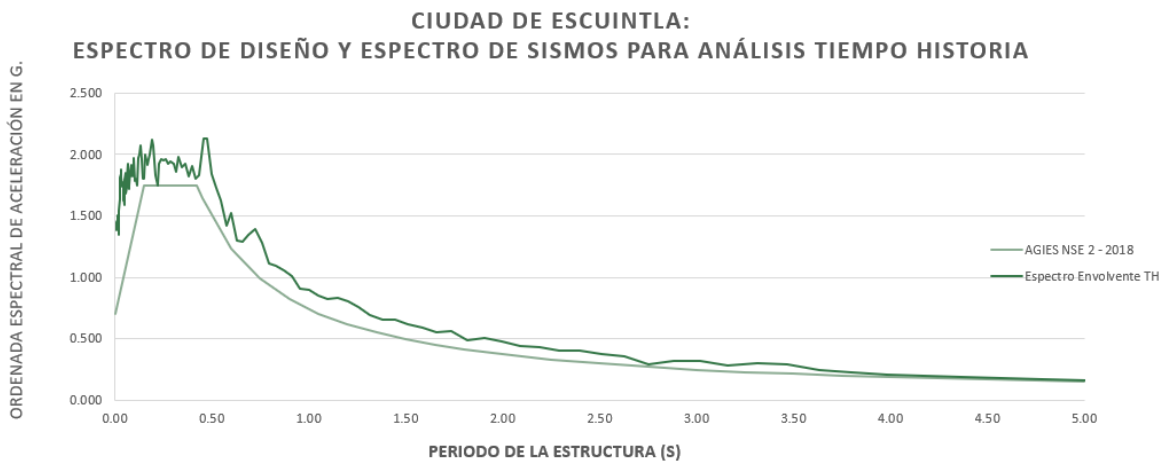
ACELERORED

RENADIC - Uchile

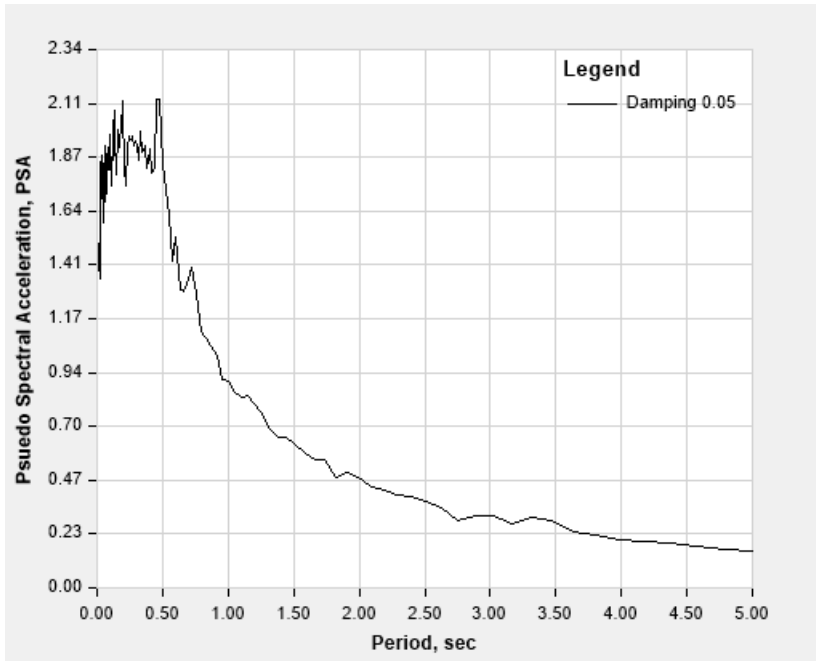
COSMOS Consortium of Organizations for Strong Motion Observations Systems

PEER Pacific Earthquake Engineering Research

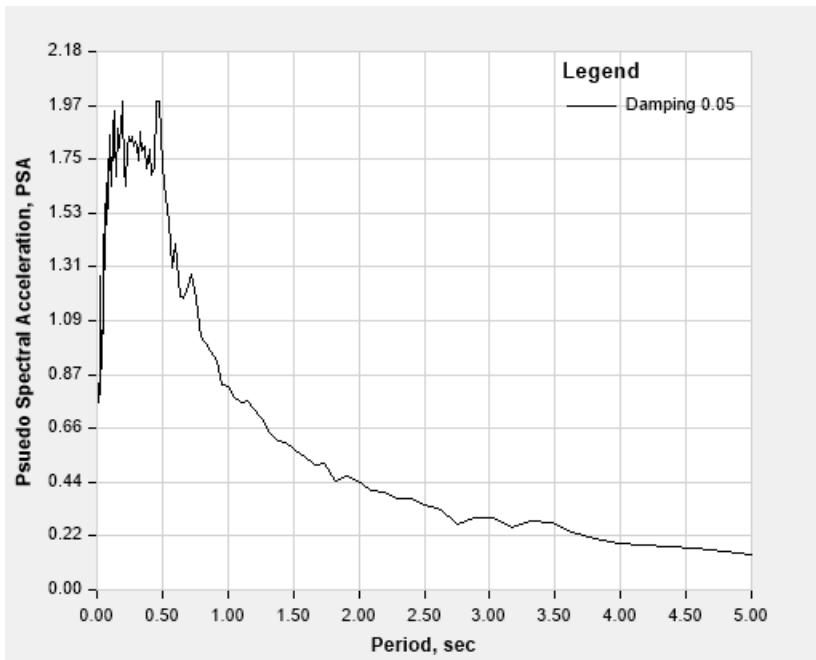
En la ilustración 6 se muestra cómo el espectro envolvente de los registros sísmicos supera o iguala al registro de la norma por 110%, esto acorde a lo especificado en el código ASCE 7-16 sección 16.2.3.3.



*Ilustración 6: Envolvente del espectro considerando los registros sísmicos para la ciudad de Escuintla*



*Ilustración 7: Envoltente del espectro considerando los registros sísmicos para la ciudad de Escuintla*



*Ilustración 8: Envoltente del espectro considerando los registros sísmicos para la ciudad de Quetzaltenango*