

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## Escuela de Posgrado



### Desempeño de Edificios Aislados con Torsión en la Superestructura

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil  
con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

***Cristhian Esquivel Zavala***

Asesor:

***Juan Alejandro Muñoz Peláez***

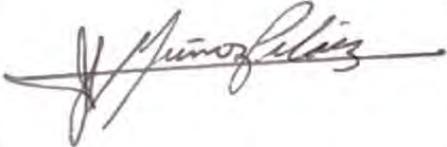
Lima, 2024

## Informe de Similitud

Yo, Juan Alejandro Muñoz Peláez, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada: Desempeño de Edificios Aislados con Torsión en la Superestructura, del autor Cristhian Esquivel Zavala,dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud del 20 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 22/11/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 15 de febrero de 2024.

Apellidos y nombres del asesor: <u>Muñoz Peláez, Juan Alejandro</u>	
DNI: 09857570	
ORCID: 0000-0002-3719-4721	
Firma	



## DEDICATORIA

*A la memoria de mi querida abuela, doña Hilda Mercedes Puente De La Vega Vda de Zavala, quien partió al encuentro con nuestro Señor mientras elaboraba esta tesis. A ella, quien me guio en este camino de la vida y me brindo su amor incondicional.*

*A mis queridos tíos Julio Adrián y José Antonio por ser un ejemplo de honestidad, de nobleza y de trabajo.*

*A mis Padres y Hermanos por su apoyo y aliento.*



## **AGRADECIMIENTOS.**

*Mi más profundo agradecimiento a mi asesor, el Profesor Alejandro Muñoz Peláez, por haberme brindado su tiempo y compartido sus conocimientos durante el desarrollo de este trabajo de tesis. Su orientación y acompañamiento fueron fundamentales para la culminación de este trabajo.*



## RESUMEN.

La torsión es una de las principales causas de daño y colapso de estructuras afectadas por sismos severos. El aislamiento sísmico constituye una alternativa para mejorar el comportamiento sísmico de estructuras con torsión. Se ha estudiado el comportamiento sísmico de edificios aislados con torsión, evaluando la respuesta de desplazamientos, utilizando modelos elásticos. Solo en los últimos años se han usado modelos no lineales tanto para el sistema de aislamiento como para la estructura, junto con el análisis dinámico incremental (IDA).

El objetivo de esta investigación es contribuir a la seguridad sísmica de edificios peruanos con aislamiento sísmico que presentan torsión en la superestructura. Para ello, se llevó a cabo el análisis IDA de un edificio aislado de concreto armado con torsión en la superestructura, considerando la no linealidad de los elementos estructurales y del sistema de aislamiento.

Se utilizaron 4 valores de excentricidad de masa unidireccional (5%, 10%, 15% y 20%) y un sistema de aislamiento simétrico. Se consideraron 4 niveles de intensidad sísmica ( $PGA=0.20g, 0.25g, 0.45g, 0.675g$ ), con acelerogramas representativos de la sismicidad de la costa peruana y un suelo muy rígido. Se obtuvieron rotaciones inelásticas, derivas de entrepiso, aceleraciones y desplazamientos con el fin de cuantificar el daño. La evaluación del desempeño sísmico se realizó utilizando los estados límite de daño del ASCE/SEI 41-17 y HAZUS-MH MR4.

Los resultados mostraron que para el sismo muy raro ( $T_r=2475$  años) y para todas las excentricidades, los elementos estructurales alcanzarían el desempeño de ocupación inmediata y los elementos no estructurales superarían el umbral de daño leve.

Para todos los valores de  $PGA$  y excentricidades del 15% al 20% las aceleraciones en la azotea incrementaron en alrededor del 30% y 40% respecto a la excentricidad del 10%. Para el sismo muy raro y una excentricidad del 20%, los desplazamientos de la plataforma de aislamiento incrementaron en 25% respecto a la excentricidad del 10%.

## ÍNDICE.

<b>1. INTRODUCCIÓN.</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes.	1
1.2. Justificación.	5
1.3. Objetivos.	6
1.3.1. Objetivo General:	6
1.3.2. Objetivos Específicos:	6
1.4. Metodología y Alcances.	6
1.5. Hipótesis.	7
<b>2. BASE TEÓRICA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.</b>	<b>7</b>
2.1. Reseña Histórica.	7
2.2. Conceptos Generales.	11
2.3. Tipos de Aisladores Sísmicos.	12
2.3.1. Aisladores Elastoméricos.	12
2.3.2. Aisladores Deslizantes.	14
2.4. Modelo Bilineal de Aisladores Elastoméricos.	16
<b>3. TORSIÓN EN EDIFICIOS AISLADOS.</b>	<b>18</b>
3.1. Definición.	18
3.1.1. Torsión en el Sistema de Aislamiento.	19
3.1.2. Torsión en la Superestructura.	20
<b>4. BASE TEORICA DE LA INGENIERIA BASADA EN DESEMPEÑO.</b>	<b>20</b>
4.1. Reseña Histórica.	20
4.2. Objetivos de Desempeño.	21
4.3. Peligro Sísmico y Niveles de Intensidad Sísmica.	23
4.4. Análisis No Lineal de Estructuras.	24
4.5. Modelado No Lineal de Estructuras de Concreto Armado.	25
4.5.1. Modelo de Plasticidad Concentrada.	26
4.5.2. Modelo Tipo Fibra.	27
4.6. Modelado del Amortiguamiento.	27
4.7. Análisis Dinámico Incremental.	28
4.8. Estados Límite de Daño.	30
<b>5. PROCESAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS.</b>	<b>32</b>
5.1. Pautas Para la Selección de Registros Sísmicos.	32
5.2. Corrección de Registros Sísmicos.	35
5.3. Ajuste de Señales Sísmicas al Espectro Objetivo (Spectral Matching).	36
<b>6. CASO DE ESTUDIO.</b>	<b>39</b>

<b>7. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.....</b>	<b>40</b>
7.1. Predimensionamiento de la Estructura.....	40
7.2. Análisis Modal de la Estructura de Base Fija.....	40
7.3. Predimensionamiento del Sistema de Aislamiento.....	41
7.3.1. Propiedades Lineales del Sistema de Aislamiento.....	42
7.4. Cálculo de la Rigidez Preliminar del Sistema de Aislamiento.....	43
7.5. Diseño Final del Sistema de Aislamiento.....	44
7.5.1. Cálculo de la Constitutiva Bilineal del Sistema de Aislamiento.....	44
7.5.2. Análisis Tiempo Historia No Lineal (THNL).....	46
7.5.3. Verificación de las Derivas de Entrepiso.....	51
7.5.4. Verificación de la Fuerza Restitutiva.....	52
7.5.5. Verificación de las Tracciones en los Aisladores.....	53
7.5.6. Análisis Modal Espectral.....	54
7.5.7. Verificación de las Fuerzas Laterales Mínimas de Diseño.....	56
7.5.8. Verificación del Desplazamiento Traslacional Máximo ( $D_M$ ) y Total Máximo( $D_{TM}$ ) del Sistema de Aislamiento.....	57
7.5.9. Diseño en Concreto Armado de la Superestructura.....	59
<b>8. MODELADO NO LINEAL DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.....</b>	<b>61</b>
8.1. Modelado No Lineal de Pórticos de Concreto Armado.....	62
8.2. Modelado No lineal de Aisladores Sísmicos.....	66
8.3. Modelado del Amortiguamiento.....	66
<b>9. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.....</b>	<b>67</b>
9.1. Intensidades Sísmicas (IM).....	68
9.2. Índice de Daño (DM).....	69
9.3. Curva IDA.....	69
9.3.1. Múltiples Curvas IDA de Deriva de Entrepiso.....	70
9.3.2. Múltiples Curvas IDA de Aceleración en la Azotea.....	72
9.3.3. Múltiples Curvas IDA de Desplazamiento Relativo de la Azotea.....	75
9.3.4. Múltiples Curvas IDA de Desplazamiento de la Plataforma de Aislamiento.....	77
<b>10. CALIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.....</b>	<b>80</b>
10.1. Estados Límites.....	80
10.1.1. Estados Límites Para Elementos Estructurales.....	80
10.1.2. Estados Límites Para Componentes No Estructurales.....	81
10.2. Desempeño de Elementos Estructurales.....	82
10.2.1. Rotaciones Inelásticas.....	82

10.2.2. Derivas de Entrepiso.....	85
10.3. Desempeño de Componentes No Estructurales.....	86
10.3.1. Componentes No Estructurales Sensibles a Deriva.....	86
10.3.2. Componentes No Estructurales Sensibles a Aceleraciones.....	87
<b>11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>88</b>
11.1. Conclusiones.....	88
11.2. Recomendaciones.....	91
<b>12. REFERENCIAS.....</b>	<b>92</b>



## LISTA DE TABLAS.

<b>Tabla 4.1:</b> Objetivos de desempeño del ASCE/SEI 41-17. Tomado de Zúñiga (2021).	22
<b>Tabla 4.2:</b> Probabilidades de excedencia y periodos de retorno del sismo según el ASCE/SEI 41-17.	24
<b>Tabla 4.3:</b> Estados de daño estructural. Adaptado de HAZUS-MH MR4, 2003.	31
<b>Tabla 5.1:</b> Registros sísmicos seleccionados y criterios de selección.	35
<b>Tabla 6.1:</b> Cargas de diseño.	40
<b>Tabla 7.1:</b> Secciones de los elementos estructurales pre-dimensionados.	40
<b>Tabla 7.2:</b> Periodos y masas participativas del edificio de base fija.	41
<b>Tabla 7.3:</b> Rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento y dispositivos.	41
<b>Tabla 7.4:</b> Parámetros sísmicos.	42
<b>Tabla 7.5:</b> Desplazamiento traslacional de la plataforma de aislamiento.	43
<b>Tabla 7.6:</b> Periodos y masas participativas del edificio aislado.	44
<b>Tabla 7.7:</b> Parámetros de la constitutiva bilineal del sistema de aislamiento.	44
<b>Tabla 7.8:</b> Parámetros de la constitutiva bilineal de los 2 tipos de aisladores elastoméricos.	45
<b>Tabla 7.9:</b> Parámetros de las histéresis nominales del análisis THNL en dirección Y.	47
<b>Tabla 7.10:</b> Parámetros de las histéresis nominales del análisis THNL en dirección X.	48
<b>Tabla 7.11:</b> Factores $\lambda$ para modificar las propiedades nominales de los dispositivos de aislamiento.	48
<b>Tabla 7.12:</b> Constitutivas modificadas por los factores $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ por cada tipo de aislador.	49
<b>Tabla 7.13:</b> Parámetros de las histéresis promedio del interfaz de aislamiento.	50
<b>Tabla 7.14:</b> Parámetros de las histéresis promedio del sistema de aislamiento.	50
<b>Tabla 7.15:</b> Periodo efectivo y desplazamiento máximo calculado con el método estático.	51
<b>Tabla 7.16:</b> Fuerzas restitutiva para los modelos $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ .	53
<b>Tabla 7.17:</b> Fuerza cortante en el sistema de aislamiento ( $V_b$ ).	56
<b>Tabla 7.18:</b> Fuerza cortante en la superestructura ( $V_s$ ).	57
<b>Tabla 7.19:</b> Límites de la fuerza cortante $V_s$ .	57
<b>Tabla 7.20:</b> Cálculo del $D_{TM}$ estático del sistema de aislamiento.	58
<b>Tabla 7.21:</b> Verificación del $D_{TM}$ máximo del sistema de aislamiento.	59
<b>Tabla 7.22:</b> Factores de escalamiento para $V_b$ .	60
<b>Tabla 7.23:</b> Factores de escalamiento para $V_s$ .	60
<b>Tabla 8.1:</b> Factores de perdida de rigidez efectiva. Adaptado de ASCE/SEI 41-17 (2017).	64
<b>Tabla 8.2:</b> Factores de degradación de energía y rigidez para lazos de histéresis en PERFORM-3D.	65

<b>Tabla 9.1:</b> Intensidades sísmicas (PGA) para cada periodo de retorno. ....	69
<b>Tabla 9.2:</b> Derivas de entrepiso para el PGA de 0.675g. ....	71
<b>Tabla 9.3:</b> Aceleraciones en la azotea para el PGA de 0.675g. ....	74
<b>Tabla 9.4:</b> Desplazamientos relativos de la azotea para el PGA de 0.675g. ....	77
<b>Tabla 9.5:</b> Desplazamientos de la plataforma de aislamiento para el PGA de 0.675g.....	79
<b>Tabla 10.1:</b> Derivas límite de estado de daño estructural. Adaptado de HAZUS-MH MR4 (2003).....	81
<b>Tabla 10.2:</b> Deriva y aceleración límite para componentes no estructurales. Adaptado de HAZUS-MH MR4 (2003).....	82
<b>Tabla 10.3:</b> Ratio de rotaciones plásticas máximas para el PGA de 0.675g.....	83



## LISTA DE FIGURAS.

<b>Figura 1.1:</b> Distribución asimétrica de elementos estructurales. Tomado de Escobar (s.f.) ..	1
<b>Figura 1.2:</b> Planta del interfaz de aislamiento y azotea del USC Hospital. Tomado de Nagarajaiah y Xiaohong (2000).	2
<b>Figura 2.1:</b> Esquemas de los sistemas de aislamiento del Templo de Chokrak (izquierda) y Templo de Ponticapéa (derecha). Tomado de Molinares y Barbat (1994).	8
<b>Figura 2.2:</b> Shicras de la cultural Caral. Tomado de Subirana y Fernandez (2017).	8
<b>Figura 2.3:</b> Aislador usado en el Pestalozzi School. Tomado de Naeim y Kelly (1999).	9
<b>Figura 2.4:</b> Número de edificios aislados en el mundo. Tomado de Martelli et al. (2011).	10
<b>Figura 2.5:</b> Respuesta sísmica de un edificio de base fija y un edificio con aisladores sísmicos. Tomado de CDT y CCHC (2011).	11
<b>Figura 2.6:</b> Incremento del periodo de vibración y reducción de las pseudo aceleraciones.	11
<b>Figura 2.7:</b> Reducción del desplazamiento del sistema de aislamiento debido al incremento del amortiguamiento.	12
<b>Figura 2.8:</b> Esquema de un aislador elastomérico. Tomado Cheng et al. (2008).	13
<b>Figura 2.9:</b> Esquema de un aislador con núcleo de plomo. Tomado de Cheng et al. (2008).	14
<b>Figura 2.10:</b> Histéresis por tipo de aislador elastomérico. Adaptado de Symans (2004).	14
<b>Figura 2.11:</b> Mecanismo de funcionamiento del péndulo simple y triple. Tomado de Earthquake Protection Systems (EPS) (2022).	16
<b>Figura 2.12:</b> Parámetros de la histéresis bilineal de aisladores elastoméricos. Adaptado de Naeim y Kelly (1999).	17
<b>Figura 4.1:</b> Costos de construcción de edificios por tipo componente. Adaptado de (FEMA E-74, 2012)	23
<b>Figura 4.2:</b> Tipos de modelos inelásticos de estructuras. Tomado de NIST (2017).	25
<b>Figura 4.3:</b> Idealización del modelo de rótulas concentradas en pórticos de concreto armado. Adaptado de NIST (2017b).	26
<b>Figura 4.4:</b> Componentes del amortiguamiento de Rayleigh. Tomado de Astroza (2021).	27
<b>Figura 4.5:</b> Múltiples curvas IDA. Tomado de Vamvatsikos y Allin Cornell (2002).	30
<b>Figura 4.6:</b> Curva IDA percentiles 16%, 50% y 84% . Tomado de Vamvatsikos y Allin Cornell (2002).	30
<b>Figura 4.7:</b> Estados límite de rotación de rótulas plásticas. Adaptado del ASCE/SEI 41-17 (2017).	32
<b>Figura 5.1:</b> Espectros de pseudo aceleración y rango de periodos para evaluar el SEE. ....	34
<b>Figura 5.2</b> Diagrama de la intensidad de HUSID. ....	34

<b>Figura 5.3:</b> Espectro del registro sísmico sin ajustar (izquierda) y espectro ajustado al objetivo (derecha). Tomado de Al Atik y Abrahamson (2010).	36
<b>Figura 5.4:</b> Espectros elásticos de pseudo aceleraciones de las 7 señales espectro compatibles versus el espectro de la norma E.031 Aislamiento Sísmico.	38
<b>Figura 5.5:</b> Espectros de desplazamiento promedio de las 7 señales espectro compatibles versus el espectro de la Norma E031 Aislamiento Sísmico.	38
<b>Figura 6.1:</b> Planta del edificio en estudio.	39
<b>Figura 7.1:</b> Modelo de 1 GDL de un edificio aislado. Tomado de Muñoz (2019).	42
<b>Figura 7.2:</b> Distribución de rigidez en el interfaz de aislamiento.	43
<b>Figura 7.3:</b> Constitutiva bilineal del sistema de aislamiento.	45
<b>Figura 7.4:</b> Constitutiva bilineal de los 2 tipos de aisladores elastoméricos.	45
<b>Figura 7.5:</b> Histéresis nominal del sistema de aislamiento en dirección Y.	46
<b>Figura 7.6:</b> Histéresis nominal del sistema de aislamiento en dirección X.	47
<b>Figura 7.7:</b> Aplicación de los factores $\lambda$ para modificar la constitutiva nominal de los aisladores. Tomado del ASCE/SEI 7-16 (2017).	49
<b>Figura 7.8:</b> Histéresis promedio del interfaz de aislamiento en dirección Y.	50
<b>Figura 7.9:</b> Histéresis promedio del interfaz de aislamiento en dirección X.	50
<b>Figura 7.10:</b> Derivas de entrepiso del análisis THNL en dirección Y.	51
<b>Figura 7.11:</b> Promedio de las derivas de entrepiso del análisis THNL en dirección Y.	52
<b>Figura 7.12:</b> Promedio de las derivas de entrepiso del análisis THNL en dirección X.	52
<b>Figura 7.13:</b> Fuerza restitutiva del sistema de aislamiento con $\lambda_{\min}$ .	53
<b>Figura 7.14:</b> Aplicación de los espectros de pseudo aceleración del SMC.	54
<b>Figura 7.15:</b> Derivas del análisis modal espectral.	55
<b>Figura 7.16:</b> Desplazamiento del sistema de aislamiento.	55
<b>Figura 7.17:</b> Definición gráfica de los desplazamientos de la plataforma de aislamiento. Adaptado del ASCE/SEI 7-16 (2017).	58
<b>Figura 7.18:</b> Espectro elástico de pseudo aceleraciones para la sub-estructura ( $R_a=1$ ) y superestructura ( $R_a=2$ ).	60
<b>Figura 7.19:</b> Detalle del armado de columnas y vigas.	61
<b>Figura 8.1:</b> Modelado no lineal de vigas y columnas. Tomado de Tuna (2012).	62
<b>Figura 8.2:</b> Elemento FEMA beam/column usado en PERFORM-3D. Adaptado de Components and Elements PERFORM-3D (2018a).	62
<b>Figura 8.3:</b> Constitutiva esfuerzo-deformación de PERFORM-3D. Adaptado del User Guide PERFORM-3D (2018c).	63
<b>Figura 8.4:</b> Constitutiva de rótulas concentradas del ASCE/SEI 41-17. Tomado del ASCE/SEI 41-17 (2017).	63

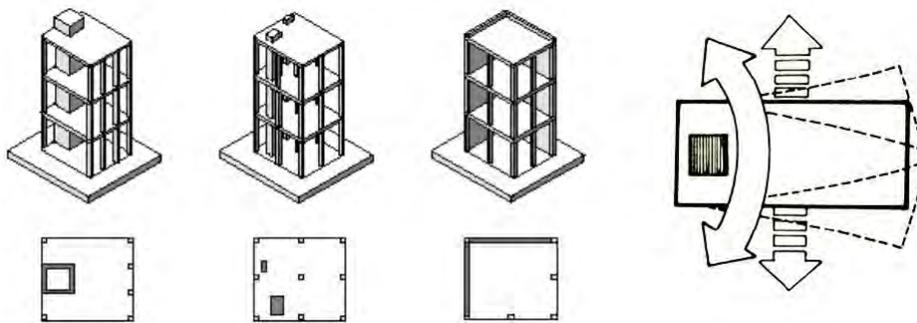
<b>Figura 8.5:</b> Efectos de FDE y FRD en los lazos histéresis de PERFORM-3D. Tomado de Zúñiga (2021).....	65
<b>Figura 8.6:</b> Respuestas de aceleración y desplazamiento para señal sísmica de 1966_Lima por cada caso de amortiguamiento evaluado. ....	67
<b>Figura 9.1:</b> Dirección de análisis y ubicación del CM excéntrico para el análisis IDA. ....	68
<b>Figura 9.2:</b> Múltiples curvas IDA de deriva para las excentricidades del 5%, 10%, 15% y 20% en dirección X. ....	71
<b>Figura 9.3:</b> Curvas IDA media de deriva de entrepiso.....	72
<b>Figura 9.4:</b> Puntos de medición de las aceleraciones en la azotea.....	72
<b>Figura 9.5:</b> Múltiples curvas IDA de aceleración en la azotea para las excentricidades del 5%, 10%, 15% y 20% en dirección X.....	74
<b>Figura 9.6:</b> Curva IDA media de aceleración en la azotea. ....	75
<b>Figura 9.7:</b> Múltiples curvas IDA de desplazamiento relativo de la azotea para las excentricidades del 5% 10%, 15% y 20% en dirección X. ....	76
<b>Figura 9.8:</b> Curva IDA media de desplazamiento relativo de la azotea. ....	77
<b>Figura 9.9:</b> Múltiples curvas IDA de desplazamiento de la plataforma de aislamiento para las excentricidades de 5%, 10%, 15% y 20% en dirección X. ....	79
<b>Figura 9.10:</b> Curvas IDA de desplazamiento máximo de la plataforma de aislamiento en dirección Y. ....	80
<b>Figura 10.1:</b> Relación $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$ de columnas para un PGA de 0.675g y excentricidad en dirección X. ....	82
<b>Figura 10.2:</b> Relación $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$ de columnas para un PGA de 0.45g y excentricidad en dirección X . ....	83
<b>Figura 10.3:</b> Relación $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$ de columnas para un PGA de 0.675g y excentricidad en dirección Y. ....	84
<b>Figura 10.4:</b> Curvas IDA de la relación rotaciones inelásticas máximas. ....	84
<b>Figura 10.5:</b> Curvas IDA media de deriva y estados límite de daño estructural. ....	85
<b>Figura 10.6:</b> Curvas IDA media de deriva y estados límite de daño no estructural. ....	86
<b>Figura 10.7:</b> Curvas IDA media de aceleraciones en la azotea y estados límite de daño no estructural. ....	87

## 1. INTRODUCCIÓN.

### 1.1. Antecedentes.

En los sectores de alta sismicidad, como el Cinturón del fuego del pacifico, los sismos de gran intensidad han generado enormes niveles de daño social y económico en los países. Muchas de las edificaciones afectadas por los sismos colapsaron o dejaron de prestar sus servicios debido a daños estructurales y no estructurales luego del sismo.

Según Tena (2010) la irregularidad por torsión es una de las principales causas de daño y colapso de estructuras afectadas por sismos intensos. La torsión puede originarse por irregularidades en planta como en elevación del edificio, así como por una distribución asimétrica de masas y de elementos estructurales, que pueden además tener distintas resistencias. En la figura 1.1 se prestan estructuraciones deficientes y propensas a la torsión.



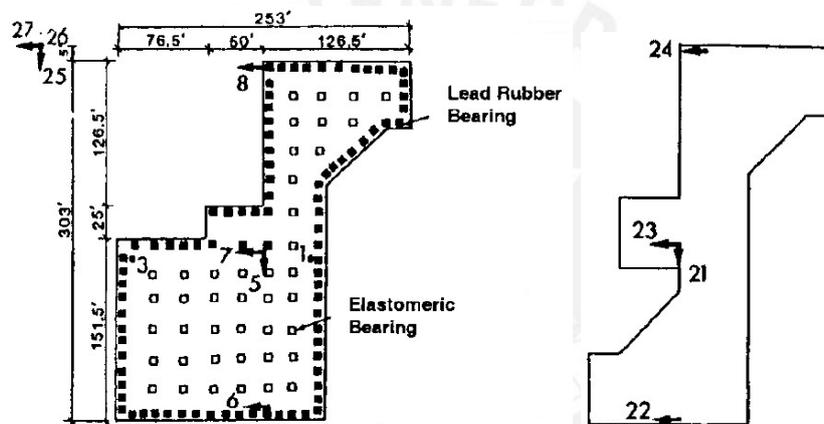
**Figura 1.1:** Distribución asimétrica de elementos estructurales. Tomado de Escobar (s.f.)

De acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2019) una estructura convencional presenta irregularidad torsional, cuando la relación entre los desplazamientos relativos de entrepiso máximo y promedio, incluyendo la excentricidad accidental, supera el valor de 1.30 y califica como irregularidad torsional extrema cuando esta relación es mayor que 1.50. Por otra parte, la Norma E.031 Aislamiento Sísmico restringe la irregularidad torsional extrema dependiendo de la zona sísmica y categoría de la edificación.

Con el objetivo de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras, surgieron los sistemas de protección sísmica, como el aislamiento sísmico y la disipación de energía. El

sistema de aislamiento sísmico ha demostrado ser altamente efectivo ya que mejora significativamente la capacidad de las estructuras para resistir sismos de gran intensidad.

En 1994, el edificio del Hospital de la University of Southern California (USC), el cual tiene una planta y elevación irregular como se muestra en la figura 1.2, fue afectado por el sismo de Northridge (1994). Sin embargo, a diferencia de los edificios de base fija, este edificio tuvo un desempeño satisfactorio al no sufrir daños estructurales. Según Nagarajaiah y Xiaohong (2000), la estructura se mantuvo elástica gracias a los 140 aisladores elastoméricos del interfaz de aislamiento que se muestra en la figura 1.2.



**Figura 1.2:** Planta del interfaz de aislamiento y azotea del USC Hospital. Tomado de Nagarajaiah y Xiaohong (2000).

Un edificio aislado está compuesto por la superestructura y el sistema de aislamiento, lo que implica la existencia de tres posibles fuentes de torsión debidas a excentricidad en el sistema de aislamiento, en la superestructura y en ambas a la vez como indican Gómez y Tena (2001).

Los investigadores han estudiado la respuesta torsional de edificios aislados que presentan torsión en la superestructura y/o en sistema de aislamiento debido a excentricidades unidireccionales y/o bidireccionales del centro de masa (CM) respecto al centro de rigidez (CR).

Abordaron la torsión en el sistema de aislamiento (Gómez & Tena, 2001), en la superestructura (Tena & Gómez, 2002) y simultáneamente en ambos sistemas (Gómez &

Tena, 2002). En estas investigaciones, se evaluaron principalmente las respuestas de desplazamiento y ductilidad máxima de los aisladores ubicados en las esquinas del sistema de aislamiento.

Tena y Gómez (2002) compararon las respuestas de desplazamiento y ductilidad de los aisladores elastoméricos de un edificio aislado simétrico y otro con torsión en la superestructura. Encontraron que a medida que se desplaza el CM en la superestructura, la efectividad del sistema de aislamiento disminuye debido a que los desplazamientos máximos y demandas de ductilidad no son uniformes en los aisladores.

Además, señalan que los resultados están influenciados por las propiedades del movimiento del suelo, del grado de excentricidad en la superestructura, el acoplamiento dinámico entre el edificio aislado y el movimiento del suelo. Por lo que, sugieren limitar la excentricidad estática en la superestructura a 10% debido a la heterogeneidad de desplazamientos y demandas de ductilidad del sistema de aislamiento.

Por otro lado, Seguin (2007) estudio un edificio aislado de concreto armado, con excentricidad de rigidez en la superestructura generada por diagonales de acero presentes en algunos pórticos e interfaz de aislamiento de dispositivos elastoméricos. Las respuestas de desplazamiento de la azotea fueron minimizadas y balanceadas induciendo excentricidad en el sistema de aislamiento en la misma dirección y magnitud que el de la superestructura. Se compararon las respuestas de desplazamiento de la azotea y plataforma de aislamiento de la estructura con sistema de aislamiento simétrico y asimétrico.

En Chile, Olivares et al. (2020) evaluaron la respuesta torsional de una estructura aislada con péndulos de fricción triple. En este estudio la torsión en la superestructura estaba originada por la excentricidad de masa y rigidez. Realizaron análisis tiempo historia no lineal (THNL) para evaluar las respuestas de desplazamiento de la azotea y del sistema de aislamiento, así como las fuerzas cortantes y momentos en la base. Las evaluaciones las realizaron

comparando las respuestas de la estructura simétrica versus las estructuras con excentricidad.

Destacan que las respuestas de desplazamiento son sensibles a las excentricidades de masa y rigidez. La torsión en la superestructura hace que un lado de la azotea experimente mayores desplazamientos que su lado opuesto. Con valores altos de excentricidad de masa los péndulos más lejanos a los CM se levantaban. Las fuerzas cortantes en la base no son afectadas por las excentricidades y los mayores momentos en la base se registraron con excentricidades de masa.

Según Yekani et al. (2008), un edificio aislado con torsión en la superestructura debida a excentricidades de masa unidireccional, tendría un nivel de desempeño de ocupación inmediata luego de un sismo de 0.40g, mientras los elementos no estructurales no presentarían daños. Observaron una mínima formación de rótulas plásticas en vigas y columnas respecto a un edificio de base fija. Para controlar la torsión de la superestructura, los autores buscaron superponer el CM de la superestructura con el CR del sistema de aislamiento.

Autores como Sabet y Behzad (2022) realizaron análisis dinámico incrementales (IDA) de 72 edificios de concreto armado aislados sísmicamente y de base fija. Estos edificios tenían diferentes alturas, distintas categorías sísmicas y presentaban irregularidad torsional en la superestructura debido a una distribución asimétrica de elementos estructurales. La no linealidad en vigas y columnas fue modelada por elementos de plasticidad concentrada, los muros fueron modelados por fibras y los aisladores por su constitutiva bilineal.

Sus resultados mostraron una reducción significativa de aceleraciones, desplazamientos relativos de piso y del factor de reducción de fuerzas sísmicas ( $R_u$ ) en los edificios aislados en comparación con sus contrapartes de base fija. Las curvas IDA mostraron un comportamiento lineal elásticos de los edificios aislados, y las rotaciones plásticas de los elementos

estructurales alcanzaron valores inferiores o cercanos al estado de daño de ocupación inmediata.

En Perú, Meza (2020) mediante el análisis IDA evaluó el desempeño sísmico de un edificio aislado de concreto armado que presentaba irregularidad torsional en la superestructura. Utilizó propiedades no lineales en los elementos estructurales y en el sistema de aislamiento. Para controlar la torsión de la superestructura, utilizó el bance torsional en el cual el CR del sistema de aislamiento se acerca al CR de la superestructura. Menciona que, para el sismo de 2475 años de periodo de retorno, la estructura logró el desempeño de ocupación inmediata.

## **1.2. Justificación.**

Hasta ahora, muchos de los investigadores han evaluado la eficiencia de los edificios aislados con torsión en la superestructura mediante las respuestas de desplazamiento de la plataforma de aislamiento y/o de la superestructura. Empleando modelos elásticos en la superestructura y modelos no lineales en el sistema de aislamiento, generalmente.

Las escasas investigaciones que evaluaron el desempeño sísmico de edificios aislados con torsión en la superestructura mediante el análisis IDA, se enfocaron en controlar la torsión de la superestructura mediante el sistema de aislamiento, a través de estrategias como el balance torsional o haciendo que el CM de la superestructura coincida con el CR del sistema de aislamiento.

El propósito de esta investigación es, determinar mediante el análisis IDA, los niveles de desempeño que puede alcanzar un edificio aislado sísmicamente que presenta torsión en la superestructura, generada por excentricidades de masa unidireccional (5%, 10%, 15% y 20%), mientras se mantiene simétrico el sistema de aislamiento. Es importante indicar que el edificio será diseñado de acuerdo con las normas peruanas vigentes al 2023.

Se realiza esta investigación con el fin de determinar el valor máximo de excentricidad hasta el cual el edificio mantendría su operatividad continua, cumpliéndose así con el objetivo de diseño de Norma E.031 Aislamiento Sísmico. Además, se identificarán los componentes de la

edificación y niveles de excentricidad que podrían comprometer la seguridad sísmica de la edificación.

Estas respuestas permitirán establecer, recomendaciones para reducir los efectos de la torsión en edificios aislados y contribuirán en la mejora de la seguridad sísmica de los edificios peruanos con aislamiento sísmico, debido a que, actualmente en el Perú son escasas las investigaciones referentes al comportamiento torsional de la superestructura de edificios aislados.

Siendo esta una mirada distinta al estudio de la torsión en edificios aislados, donde el análisis IDA permitirá examinar cómo la estructura se comportará frente a diversos niveles de intensidad sísmica y torsión crecientes. Brindando una visión detallada de cómo varía la vulnerabilidad sísmica de la estructura en función de estas condiciones.

### **1.3. Objetivos.**

#### **1.3.1. Objetivo General:**

Contribuir a la seguridad sísmica de los edificios peruanos con aislamiento sísmico.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos:**

- a) Estudiar el desempeño sísmico de un edificio aislado con torsión en la superestructura debida a excentricidades de masa unidireccional.
- b) Establecer recomendaciones para lograr reducir los efectos de la torsión en edificios aislados con torsión en la superestructura.

### **1.4. Metodología y Alcances.**

Se estudió un edificio aislado de concreto armado de 5 niveles con sistema de aislamiento de aisladores elastoméricos. Según Tinman et al. (2017), estos dispositivos elastoméricos son ampliamente utilizados en los sistemas de aislamiento en Perú.

Se asumió que la edificación se ubica en la ciudad de Lima y en un suelo muy rígido. El análisis y diseño del edificio aislado se realizó cumpliendo con las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) vigentes al 2023. Como resultado, se determinaron las cuantías de

acero de refuerzo y las secciones de los elementos estructurales. Se determinaron los criterios de modelación no lineal y los límites de aceptación de las rótulas plásticas de columnas y vigas, siguiendo las directrices establecidas en el ASCE/SEI 41-17. Se representaron los aisladores sísmicos mediante su constitutiva bilineal.

El análisis IDA, se llevó a cabo para evaluar el comportamiento sísmico del edificio aislado que presenta torsión en la superestructura, inducida por cuatro casos de excentricidad de masa unidireccional (5%, 10%, 15% y 20%) en los ejes X e Y, manteniéndose simétrico el sistema de aislamiento. Se utilizaron siete registros sísmicos representativos de la amenaza sísmica de la costa peruana y un suelo muy rígido, los cuales fueron escalados a los siguientes cuatro niveles de intensidad sísmica: frecuente (PGA=0.20g), ocasional (PGA=0.25g), raro (PGA=0.45g) y muy raro (PGA=0.675g).

Se cuantifico el daño mediante rotaciones inelásticas, derivas de entrepiso, aceleraciones en la azotea, desplazamientos relativos de la azotea respecto a la plataforma de aislamiento y desplazamientos de la plataforma de aislamiento. La calificación del desempeño sísmico de la estructura se realizó utilizando los estados limite dados por ASCE/SEI 41-17 y HAZUS-MH MR4.

### **1.5. Hipótesis.**

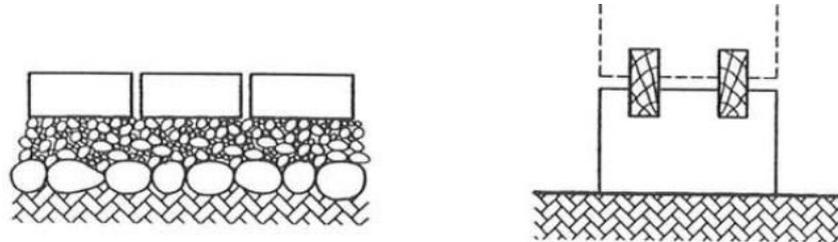
El incremento de la torsión en la superestructura de edificios aislados sísmicamente no aumentará su vulnerabilidad sísmica, por lo tanto, no se pondrá en peligro la seguridad sísmica de estos edificios.

## **2. BASE TEÓRICA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.**

### **2.1. Reseña Histórica.**

Hace 2000 a.C en Creta, Knossos creo un sistema de aislamiento del tipo deslizante, que consistía en colocar arena fina bajo los cimientos. En Chokrak, se empleó un sistema similar en el cual las cimentaciones se apoyaban en una capa de arcilla, una capa de piedras de mediano tamaño y una capa final de piedras pequeñas. En el templo de Ponticapéa, en los

siglos IV-VI a.C se desarrolló un sistema de aislamiento en el cual colocaban barras de madera entre la superestructura y cimentación (Molinares & Barbat, 1994). Estos sistemas descritos se esquematizan en la figura 2.1.



**Figura 2.1:** Esquemas de los sistemas de aislamiento del Templo de Chokrak (izquierda) y Templo de Ponticapéa (derecha). Tomado de Molinares y Barbat (1994).

Los antiguos peruanos no fueron ajenos al desarrollo de técnicas de protección sísmica para sus construcciones. De hecho, los constructores de la cultura Caral, hace más de 50 siglos, desarrollaron las Shicras. Estas eran bolsas tejidas con soguillas de fibra vegetal rellenas de piedras de distintos tamaños, las cuales fueron colocadas debajo de sus pirámides con el fin de controlar deformaciones y desplazamientos, según indica Neumann et al. (2017). Las Shicras se muestran en la figura 2.2.



**Figura 2.2:** Shicras de la cultural Caral. Tomado de Subirana y Fernadez (2017).

Según Bozzo y Barbat (2008), en 1906 en Estados Unidos se patentó el primer sistema de aislamiento del tipo friccional, el cual utilizaba esferas de acero. En Sevastopol (Criméa), se

construyó el primer edificio de concreto armado implementado con un sistema de aislamiento por fricción. En 1977 este soporto un sismo intenso y tuvo un comportamiento óptimo.

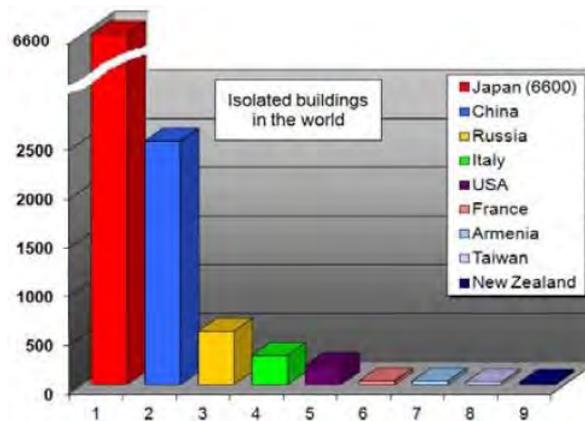
Naeim y Kelly (1999) señalan que en 1969 se utilizó por primera vez los aisladores de caucho en el Pestalozzi School en Skopje, Macedonia. Estos aisladores se muestran en la figura 2.3 y consistían en bloques de caucho no reforzado, por lo cual el sistema de aislamiento tenía poca rigidez vertical y horizontal. Como consecuencia, la estructura experimentaba vibraciones verticales debido a su propio peso. Luego de esta experiencia, estos dispositivos no volvieron a ser utilizados.



**Figura 2.3:** *Aislador usado en el Pestalozzi School. Tomado de Naeim y Kelly (1999).*

En 1981, en Wellington, New Zealand, se terminó de construir el edificio William Clayton, que fue el primer edificio aislado en New Zealand y el primero en implementar aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). En 1995 en los Estados Unidos, se utilizaron aisladores LRB en la rehabilitación y reforzamiento del Oakland City Hall, construido en 1914, y de Los Angeles City Hall, construido en 1912, luego que estos fueran dañados por el sismo Loma Prieta en 1989 (Naeim & Kelly, 1999).

Según Martelli et al. (2011), para septiembre de 2011, se habían implementado aproximadamente 20,000 estructuras en 30 ciudades del mundo con dispositivos de protección contra sismos (aisladores sísmicos y/o sistemas de disipación de energía), siendo Japón el país con la mayor cantidad de edificios aislados en el mundo, como se puede observar en la figura 2.4.



**Figura 2.4:** Número de edificios aislados en el mundo. Tomado de Martelli et al. (2011).

Sudamérica no es ajeno al uso de aisladores sísmicos en sus edificaciones. Según De la Llera et al. (2004), en 1992 se construyó y diseñó en Chile el primer edificio con aisladores sísmico, que se trata de una estructura de mampostería de 4 pisos. Posteriormente, en el año 2000, se construyó en Chile el primer hospital implementado con aisladores sísmicos, es un edificio de 6 pisos de concreto armado que tiene un sistema de aislamiento elastomérico formado por aisladores de alto amortiguamiento y núcleo de plano.

Tinman et al. (2017) señalan que en 2012 se construyó la biblioteca de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas Campus Villa, convirtiéndose en el primer edificio aislado en Perú. En 2013 se construyó el edificio de la constructora Graña y Montero que fue, el primer edificio de oficinas equipado con aisladores en el país. En 2014, el Atlantik Ocean Tower se convirtió en el primer edificio de vivienda multifamiliar dotado con aisladores sísmicos.

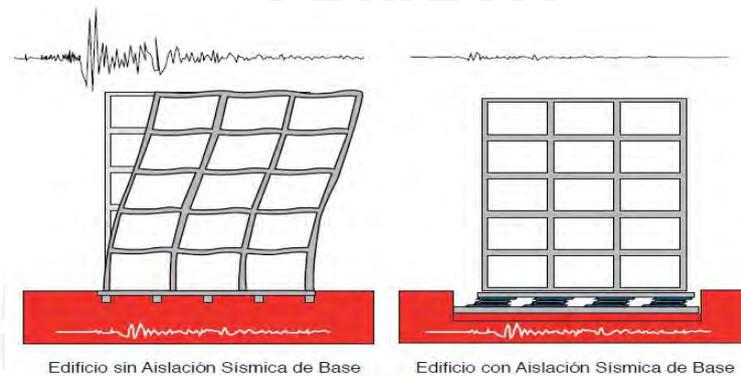
El primer hospital implementado con aisladores sísmicos en Perú fue Hospital Regional de Moquegua, construido en 2014. Hasta el año 2017, se habían construido 19 edificios aislados en Perú, mientras otros 4 estaban en construcción y 16 en proyecto (Talavera, 2017).

En el campus de la Pontificia Universidad Católica del Perú, se construyeron el aula y la biblioteca de Ciencias e Ingeniería en el 2013, ambos equipados con aisladores sísmicos. En el 2017 se construyó el edificio de Ciencias Sociales en el mismo campus, también equipado con aisladores sísmicos.

## 2.2. Conceptos Generales.

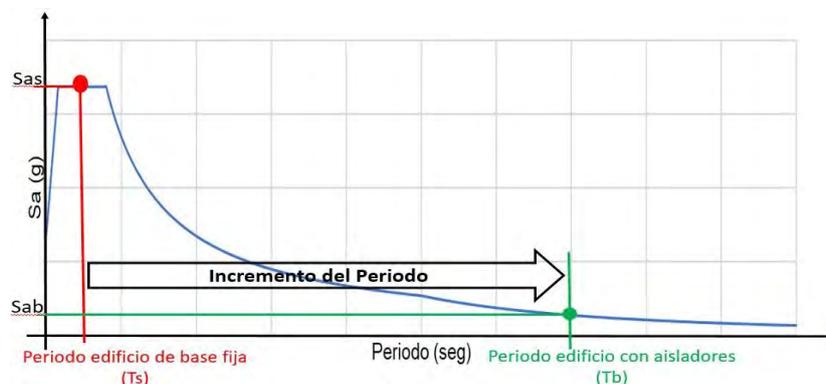
El aislamiento sísmico desacopla la estructura de la componente horizontal del movimiento suelo, mediante la utilización de dispositivos de baja rigidez horizontal denominados aisladores. Estos elementos se colocan entre la superestructura y la cimentación.

Al tener el sistema de aislamiento una rigidez lateral considerablemente menor que la rigidez lateral de la superestructura, el edificio aislado experimenta desplazamientos importantes en su base. Por lo tanto, la distorsión de entrepiso y aceleraciones de piso se reducen en respecto a un edificio convencional, como se observa en la figura 2.5.



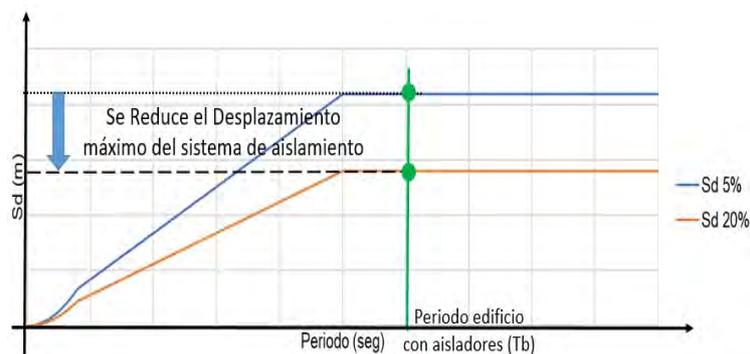
**Figura 2.5:** Respuesta sísmica de un edificio de base fija y un edificio con aisladores sísmicos. Tomado de CDT y CCHC (2011).

Con el sistema de aislamiento los periodos de vibración de la estructura se incrementan, lo que a su vez reduce las pseudo aceleraciones y, en consecuencia, disminuyen las demandas de fuerza en la estructura. Este efecto es mostrado en la figura 2.6.



**Figura 2.6:** Incremento del periodo de vibración y reducción de las pseudo aceleraciones.

Por otro lado, el sistema de aislamiento permite incrementar el amortiguamiento crítico (5%) de un edificio de base fija a entre 10% y 20% en un edificio aislado. Este incremento de amortiguamiento se logra debido al comportamiento inelástico del sistema de aislamiento, el cual permite una considerable disipación de la energía, antes que esta se transmita a la superestructura. Por lo tanto, los desplazamientos en el sistema de aislamiento disminuyen, como se observa en la figura 2.7.



**Figura 2.7:** Reducción del desplazamiento del sistema de aislamiento debido al incremento del amortiguamiento.

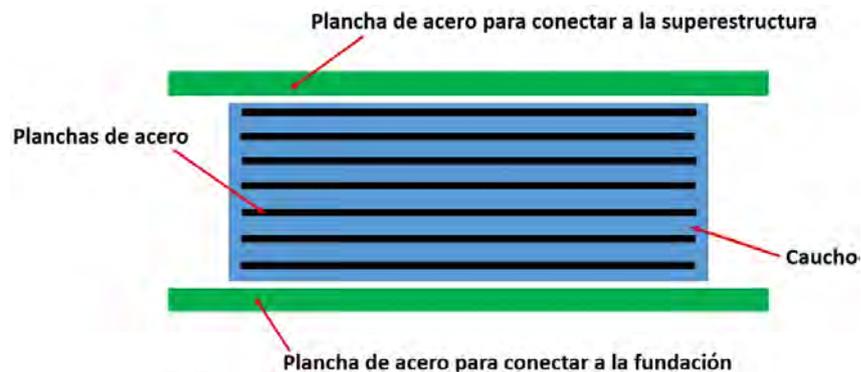
## 2.3. Tipos de Aisladores Sísmicos.

### 2.3.1. Aisladores Elastoméricos.

Los primeros aisladores de caucho fueron utilizados en Macedonia en 1969 en el Pestalozzi School en Skopje. Estos dispositivos eran bloques de caucho, sin láminas de acero de refuerzo, que se aplastaban aproximadamente un 25% solamente con el peso de la estructura y tenían una rigidez vertical ligeramente mayor que la rigidez horizontal y casi no tenían capacidad de amortiguamiento.

Con el fin de mejorar el comportamiento de estos aisladores, se incorporaron láminas de acero al caucho. Esto permitió reducir el aplastamiento del caucho e incrementar la rigidez vertical en centenares de veces en comparación con la rigidez horizontal del dispositivo (Naeim & Kelly, 1999).

Estos dispositivos presentan una forma cilíndrica o cuadrada y están compuestos por láminas de caucho y acero vulcanizado. Además, estos aisladores cuentan con placas de acero en sus extremos superior e inferior para fijarlos en la superestructura como en la cimentación. En la figura 2.8 se muestra un esquema de los aisladores elastoméricos.



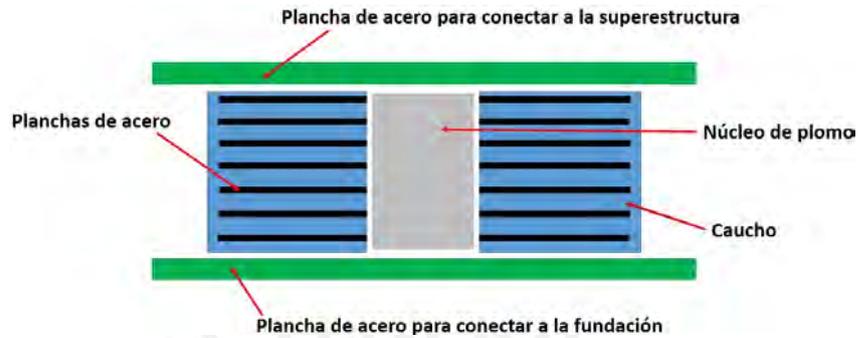
**Figura 2.8:** Esquema de un aislador elastomérico. Tomado Cheng et al. (2008).

La respuesta de estos aisladores se ve influenciado principalmente por el nivel de deformaciones que experimentan, mientras que factores como la edad del dispositivo, la temperatura y frecuencia del movimiento tienen menos impacto (CDT & CCHC ,2011).

Los dispositivos elastoméricos se subdividen en:

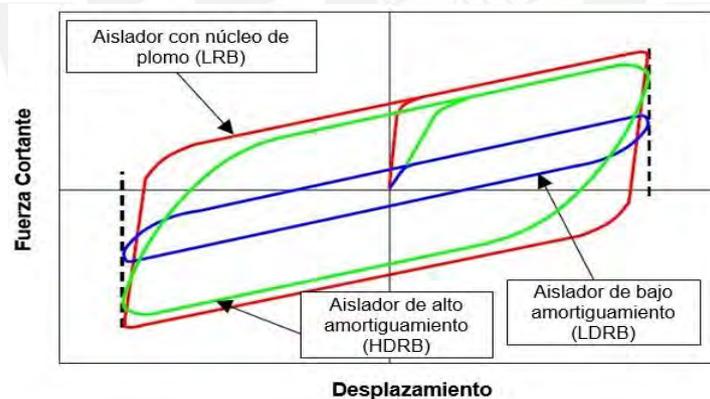
- **Aisladores de bajo amortiguamiento (LDRB)**, estos dispositivos tienen amortiguamiento generalmente entre un 2% y 5%. Comúnmente, se utilizan en combinación con disipadores de energía, los cuales le proporcionan amortiguamiento adicional al sistema de aislamiento. Una ventaja de estos es que su fabricación es simple (CDT y CCHC, 2011).
- **Aisladores de alto amortiguamiento (HDRB)**, fueron desarrollados en 1982 por la Malaysian Rubber Producers Research Association del Reino Unido. Estos aisladores se caracterizan por el caucho adicionado con carbón negro, aceites y resinas, lo que incrementa el amortiguamiento entre 10% y 20%.
- **Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)**, o simplemente aislador neozelandés denominado así debido a que fueron desarrollados en 1975 por W.H.

Robinson en Nueva Zelanda. Estos dispositivos son parecidos a los LDRB, pero tienen un corazón cilíndrico de plomo en su interior como se observa en la figura 2.9. Esta característica permite incrementar el amortiguamiento entre el 25% y 30% en la deformación angular por corte al 100%.



**Figura 2.9:** Esquema de un aislador con núcleo de plomo. Tomado de Cheng et al. (2008).

En la figura 2.10 se presenta las curvas de comportamiento histerético de los tres tipos de aisladores elastoméricos presentados en este ítem, donde el área bajo la curva representa la capacidad de amortiguamiento los dispositivos LRB, HDRB y LDRB.



**Figura 2.10:** Histéresis por tipo de aislador elastomérico. Adaptado de Symans (2004).

### 2.3.2. Aisladores Deslizantes.

Son dispositivos que están compuestos por una superficie de acero inoxidable pulida, en la que se desliza una placa de acero recubierta de Politetra Fluoro Etileno (Teflon), que permite el movimiento horizontal de la estructura y aísla al edificio del movimiento del terreno (Naeim & Kelly, 1999).

Este sistema utiliza las fuerzas fricción entre las superficies para disipar la energía sísmica. El coeficiente de fricción del dispositivo dependerá de factores como: la temperatura de las superficies, la magnitud de fuerzas de contacto entre las mismas, la velocidad del movimiento, así como el estado de desgaste y limpieza de las superficies (CDT y CCHC, 2011). Estos dispositivos se dividen en:

- **Deslizadores planos**, estos son dispositivos simples y que constan de dos superficies planas de acero inoxidable pulido espejo y de un polímero de baja fricción. Que se instalan uniendo una de las planchas a la superestructura y la otra a la cimentación.

Según Cheng et al. (2008), una desventaja de los deslizadores planos es que no poseen fuerza restitutiva, lo que implica que no son capaces de regresar a la estructura a su posición inicial después del terremoto. Debido a que, en cierto punto, la fuerza lateral será menor que la fuerza de fricción, lo que hará que la estructura se detenga fuera de su posición inicial.

Por lo general, los deslizadores planos se utilizan en combinación con aisladores elastoméricos, debido a que estos últimos proporcionan fuerza restitutiva y control de torsión al sistema de aislamiento, mientras que los deslizadores aportan amortiguamiento (Naeim & Kelly, 1999).

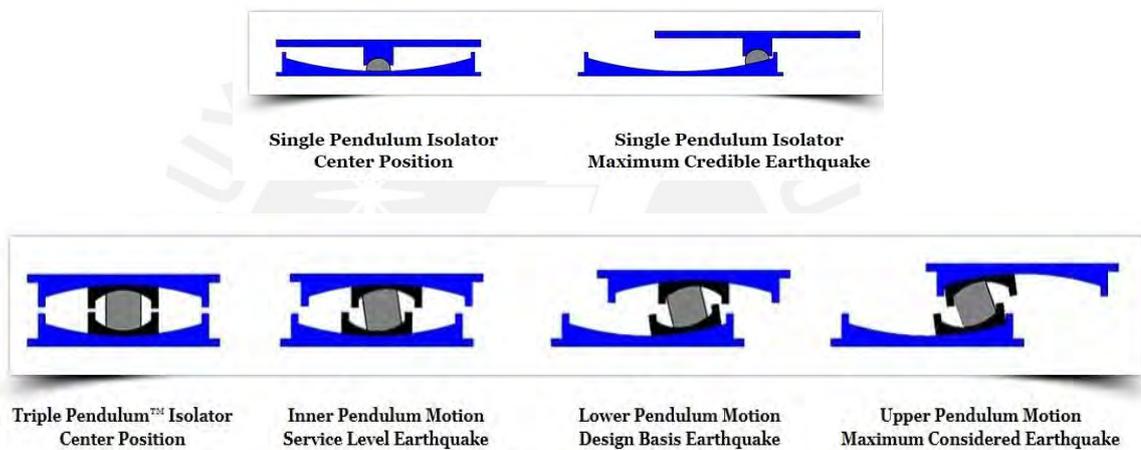
Según Tinman et al. (2017), en Perú es común utilizar sistemas de aislamiento sísmico que constan de aisladores elastoméricos y deslizadores planos. Esta combinación resulta en un sistema de aislamiento con mayor capacidad de amortiguamiento y menores desplazamientos en el sistema de aislamiento.

- **Péndulos de Fricción (FPS)**, fueron inventados y patentados en 1985 por el Dr. Victor Zayas.

Los FPS son dispositivos que consisten en un deslizador recubierto por teflón, que se desliza en una superficie cóncava, el cual genera el amortiguamiento por fricción en los FPS. Este movimiento provoca que la masa de la superestructura empiece a oscilar

como un péndulo en la superficie esférica, lo cual proporciona al sistema de aislamiento una fuerza restitutiva por geometría, que regresa a la estructura a su posición inicial (Naeim & Kelly, 1999). Los FPS reducen los efectos del sismo alargando el periodo fundamental de la estructura y disipando la energía sísmica mediante la fricción.

Los FPS se pueden clasificar en tres tipos: curvatura simple (FP), péndulo doble (DFP) y triple péndulo (TFPS). En las figuras 2.11 y 2.12 se observa el mecanismo de funcionamiento de estos dispositivos.



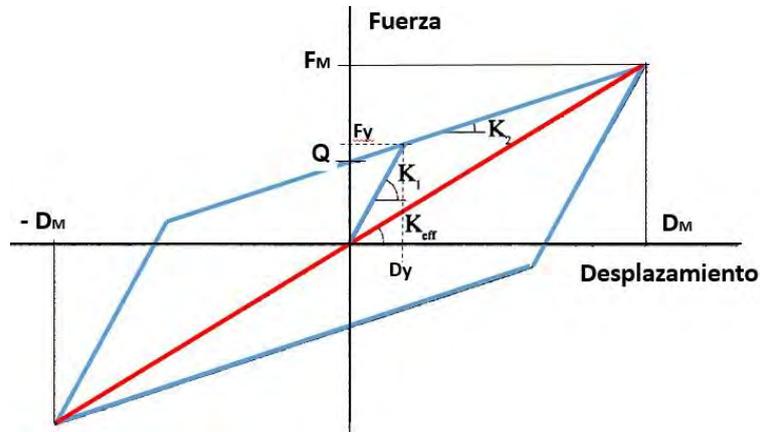
**Figura 2.11:** Mecanismo de funcionamiento del péndulo simple y triple. Tomado de Earthquake Protection Systems (EPS) (2022).

#### 2.4. Modelo Bilineal de Aisladores Elastoméricos.

Este modelo es ampliamente utilizado para describir el comportamiento inelástico de aisladores elastoméricos y puede ser construido en base a tres parámetros que son: la rigidez efectiva ( $K_{\text{eff}}$ ), el amortiguamiento efectivo ( $\xi_{\text{eff}}$ ) y el desplazamiento máximo ( $D_M$ ), los cuales son calculados en la fase de pre dimensionamiento del sistema de aislamiento.

Para determinar los parámetros del modelo bilineal, se utilizan las propiedades del modelo elástico lineal. A partir de estas propiedades, se calculan los siguientes parámetros del modelo bilineal:  $K_1$  (rigidez elástica inicial),  $K_2$  (rigidez post fluencia),  $F_y$  (fuerza de fluencia),  $D_y$

(desplazamiento de fluencia) y  $Q$  (resistencia característica o fuerza para desplazamiento cero). Los parámetros del modelo bilineal se muestran en la figura 2.12.



**Figura 2.12:** Parámetros de la histéresis bilineal de aisladores elastoméricos.

*Adaptado de Naeim y Kelly (1999).*

Del modelo bilineal se deducen las siguientes expresiones:

$$K_1 = \frac{F_y}{D_y} \quad (1)$$

$$K_2 = \frac{F_y - Q}{D_y} \quad (2)$$

$$K_{eff} = \frac{F_M}{D_M} \quad (3)$$

$$F_M = K_2 * D_M + Q \quad (4)$$

De las ecuaciones 3 y 4 se tiene.

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D_M} \quad (5)$$

Se define que el área de la curva de histéresis generada por un ciclo histerético representa la energía disipada ( $W_d$ ), que se define como:

$$W_d = 4 * Q * (D_M - D_y) \quad (6)$$

De donde el amortiguamiento efectivo estará dado por:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{W_d}{2 * \pi * K_{\text{eff}} * D_M^2} \quad (7)$$

Del modelo lineal del sistema de aislamiento conocemos  $\xi_{\text{eff}}$ ,  $K_{\text{eff}}$  y  $D_M$ ; resolviendo la ecuación 8 se calcula  $D_y$ .

$$18 * D_y^2 + 9 * (\pi * \xi_{\text{eff}} - 2) * D_M * D_y + \xi_{\text{eff}} * \pi * D_M^2 = 0 \quad (8)$$

Con el cual es posible determinar la rigidez  $K_2$  con la ecuación 9.

$$K_2 = \frac{K_{\text{eff}} * D_M}{(D_M + D_y(\alpha - 1))} \quad (9)$$

Donde el valor de  $\alpha$  puede ser definido por el fabricante, valor que varía entre 7 y 15.

$$\alpha = \frac{K_1}{K_2} \quad (10)$$

Asumiendo  $\alpha=10$ ,  $K_2$  quedaría definido como

$$K_2 = \frac{K_{\text{eff}} * D_M}{(D_M + 9 * D_y)} \quad (11)$$

Conociendo  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $D_y$ ,  $F_y$ ,  $Q$  y  $F_M$  es posible generar la curva constitutiva bilineal del aislador elastomérico que relaciona fuerzas y desplazamientos, como se muestra en la figura 2.12.

### 3. TORSIÓN EN EDIFICIOS AISLADOS.

#### 3.1. Definición.

La torsión se origina en una estructura cuando el CM y el CR no coinciden en el mismo punto y cuando la fuerza sísmica, que excita la masa inercial ubicada en el CM de cada piso de la estructura, genera una fuerza de inercia, que es contrarrestada por las fuerzas resistentes del sistema estructural, cuya resultante se ubica en el CR y genera un movimiento de giro en la estructura, conocido como torsión natural, el cual genera esfuerzos y deformaciones adicionales en algunos elementos estructurales (Gómez & Maldonado, 2005).

Desde el punto de vista estático, la torsión es el producto de la fuerza cortante lateral aplicada a la estructura por la excentricidad de cada piso.

Por tanto, la excentricidad natural se define como la distancia entre el CM y el CR debida a asimetrías en el sistema estructural, distribución asimétrica de masas u otras fuentes que generen este efecto.

La excentricidad accidental se define con el fin de considerar, en el diseño, las posibles variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales durante el proceso constructivo y para tener en cuenta la incertidumbre del comportamiento de la estructura durante un sismo. Estas variabilidades e incertidumbres hacen que el CM y CR no tengan la misma ubicación que se supuso durante la etapa de diseño.

Como se mencionó en los antecedentes, los edificios aislados pueden presentar torsión debido a excentricidades en el sistema de aislamiento, en la superestructura y por la interacción entre ambos sistemas. A continuación, se presentan algunas definiciones relacionadas con la torsión en edificios aislados.

### **3.1.1. Torsión en el Sistema de Aislamiento.**

El sistema de aislamiento presenta excentricidad accidental, debida a la variabilidad de las propiedades mecánicas del caucho, el acero, el plomo y del proceso de fabricación de los aisladores. La variabilidad de estas propiedades mecánicas afecta la rigidez y amortiguamiento de los dispositivos, lo que conduce a la aparición de la excentricidad accidental y en consecuencia, de la torsión accidental en el sistema de aislamiento, incluso cuando la superestructura es simétrica (Seguin, 2007).

Por otro lado, la torsión natural en el sistema de aislamiento se presenta cuando se tiene una distribución asimétrica de rigidez en los dispositivos. El ASCE/SEI 7-16 (2017) establece, que el interfaz de aislamiento deberá de ser dispuesto de tal manera que se minimice la excentricidad entre el CR del interfaz de aislamiento y el CM de la superestructura, con el fin de disminuir los efectos de la torsión en la respuesta de desplazamiento del sistema de aislamiento.

### **3.1.2. Torsión en la Superestructura.**

Al igual que en los edificios convencionales, la superestructura de un edificio aislado presenta excentricidad natural y accidental.

Los códigos de diseño de edificios aislados como el ASCE/SEI 7-16 y la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, recomiendan asumir una excentricidad accidental del 5% en cada piso y dirección de análisis de la estructura. Al mismo tiempo, la Norma E.031 prohíbe la presencia de irregularidad torsional extrema en zona sísmica 4 y 3, dependiendo de la categoría de la edificación.

Se considera la excentricidad accidental y natural de la superestructura en el cálculo del  $D_{TM}$  del sistema de aislamiento durante la etapa de análisis de fuerzas estáticas equivalentes según el ASCE/SEI 7-16 y Norma E.031.

## **4. BASE TEORICA DE LA INGENIERIA BASADA EN DESEMPEÑO.**

### **4.1. Reseña Histórica.**

Los códigos de diseño sísmico alrededor del mundo tienen como filosofía proteger la vida humana y evitar el colapso total o parcial de las estructuras cuando son afectadas por sismos severos. Los códigos de diseño prescriptivo buscan lograr estos objetivos mediante el análisis lineal y dotando de ductilidad a los elementos estructurales. Sin embargo, los sismos han evidenciado que esta metodología logra estructuras resistentes al colapso, pero que pierden funcionalidad después de un evento sísmico severo en muchos casos (Zúñiga, 2021).

Después de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), se observó que las estructuras sufrieron una gran cantidad de daños que generaron pérdidas económicas debido a su inoperatividad y a sus altos costo de reparación. A pesar de haber cumplido con los objetivos establecidos por los códigos de diseño de la época (Günay & Mosalam, 2012).

Es así que, con el fin de incrementar el performance de las estructuras, surgió el concepto de Ingeniería sísmica basada en desempeño (PBEE, por sus siglas en ingles), que tiene como su origen en el documento de VISION 2000 (SEAOC 1995) de los Estados Unidos, en el cual

se detallaron por primera vez los niveles de peligro y desempeño sísmico. De este modo, el propietario y el diseñador podían seleccionar un objetivo de desempeño para la estructura, basándose en estos parámetros (Günay & Mosalam, 2012).

Desde 1995 hasta ahora estos códigos se han ido actualizando, es así que el año 2000 se publica el FEMA 356 y en la actualidad se tiene el “Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE/SEI 41-22”, los cuales están enfocados en evaluar, reforzar y reparar edificios existentes, pudiendo también ser utilizados en el diseño de estructuras nuevas (Ugalde & Lafontaine, 2021).

Desde 2005, se publicaron guías como el “An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles región” (LATBSDC 2020) y “Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings-TBI” (PEER 2017), orientadas principalmente al diseño por desempeño de edificios altos. En Chile, en 2017, ACHISINA presentó la guía denominada Diseño sísmico basado en desempeño (Ugalde & Lafontaine, 2021).

Siendo en la actualidad, estos los documentos que hacen referencia a la modelación no lineal, así como a los procedimientos de diseño, evaluación y reforzamiento de estructuras basadas en desempeño.

#### **4.2. Objetivos de Desempeño.**

Los objetivos de desempeño no son conceptos resientes en el diseño sismorresistente de estructuras en el mundo. Por ejemplo, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2019) señala que para un sismo severo, se espera que la estructura no colapse ni cause daños graves a sus ocupantes, pudiendo sufrir daños significativos. En el caso de edificaciones esenciales, busca lograr la operatividad continua. Para un sismo moderado, se permite que la estructura presente daños reparables dentro de lo técnicamente aceptable.

Por otro lado, la Norma E.0.31 Aislamiento Sísmico (2019) tienen como objetivo de desempeño proteger los elementos estructurales y no estructurales, con el fin de conseguir la operatividad continua de la estructura luego de un sismo de 2475 años de periodo de retorno.

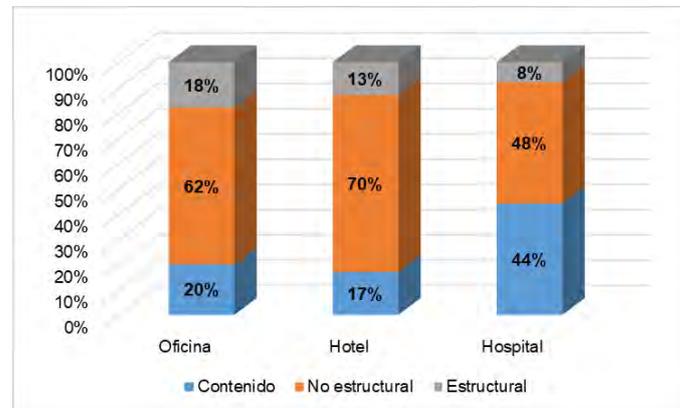
En la tabla 4.1, esquematizada por Zúñiga (2021), se presentan los objetivos de desempeño establecidos por ASCE/SEI 41-17. En esta tabla, se pueden observar 5 niveles de desempeño estructural y 4 niveles de desempeño no estructural, junto a una descripción de los niveles de daño asociados a cada uno de ellos.

**Tabla 4.1: Objetivos de desempeño del ASCE/SEI 41-17. Tomado de Zúñiga (2021).**

<b>Objetivos de desempeño estructural</b>		
Nombre	Abreviación	Descripción
Ocupación Inmediata	S-1	El daño a los componentes estructurales es mínimo, la resistencia y rigidez lateral permanecen casi intactas. Existe una alta probabilidad de que el edificio pueda continuar operando continuamente.
Control de daños	S-2	Se considera numéricamente como un punto medio entre los niveles S-1 y S-3, sin embargo, es más cercano conceptualmente a S-3 debido que es probable que se interrumpa la operación continuada.
Seguridad de Vida	S-3	La estructura ha sufrido daño, pero aún tiene margen ante el colapso total o parcial. Algunos componentes estructurales pueden estar gravemente dañados, pero debería ser posible reparar la estructura. La capacidad de resistir fuerzas laterales y su rigidez aún es considerable y las distorsiones laterales permanentes pequeñas pueden existir.
Seguridad Limitada	S-4	Numéricamente es un punto medio entre S-3 y S-4, ideado para tener un margen de seguridad ante el colapso mayor que con S-5.
Prevención de Colapso	S-5	El edificio se encuentra en un estado de colapso total o parcial inminente. Existe gran degradación de rigidez y resistencia lateral además de grandes distorsiones laterales permanentes. Podría haber heridos por caída de escombros de componentes estructurales y es altamente probable que la estructura no pueda ser reparada.
<b>Objetivos de desempeño no estructural</b>		
Nombre	Abreviación	Descripción
Operacional	N-A	La mayor parte de los sistemas requeridos para el funcionamiento del edificio continúan operativos, aunque puede que se requiera limpieza o reparaciones menores.
Retención de Posición	N-B	El uso normal de los equipos puede quedar comprometido y se requiere inspección y reparación. Todos los dispositivos se mantienen en posición con ayuda de anclaje o sujeción.
Seguridad de Vida	N-C	Es posible que haya daño costoso en los componentes no estructurales, pero no deben caer o desplazarse de tal manera que lastime a los ocupantes o bloquee las salidas de emergencia. Los sistemas antincendios deben operar normalmente.
Reducción de Peligro	N-D	Daño extenso en la mayor parte de los componentes no estructurales. No se permite el desprendimiento o caída de objetos grandes y pesados como techumbres, paneles, estantería de almacenamiento. Existen accidentes aislados, pero no se permiten fallas que conlleven heridas serias a un grupo numeroso de personas.

Resulta también importante evaluar el performance sísmico de los componentes no estructurales debido a que su valor económico es mucho mayor al de la estructura, como se muestra en la figura 4.1. Por ejemplo, en el caso de un hospital, el 92% del costo total de la construcción corresponde a componentes no estructurales y al contenido, mientras que solo un 8% del costo corresponde a los elementos estructurales (FEMA E-74, 2012). Además, la

falla de los componentes no estructurales limitaría la operatividad continua de los edificios luego del sismo, lo que generaría perjuicio social en la población en caso de hospitales u otras edificaciones gubernamentales esenciales.



**Figura 4.1:** *Costos de construcción de edificios por tipo componente. Adaptado de (FEMA E-74, 2012)*

#### 4.3. Peligro Sísmico y Niveles de Intensidad Sísmica.

El peligro sísmico generado por el sacudimiento del suelo debe representar las características sísmicas del lugar donde se ubica la estructura, teniendo en consideración la fuente sísmica, las propiedades geológicas y geotécnicas del lugar, así como los niveles de peligro sísmico del lugar donde se ubica la estructura. El peligro sísmico causado por el sacudimiento del suelo puede ser representado mediante un espectro de aceleraciones o mediante un registro sísmico de aceleraciones del suelo, determinado en base a criterios determinísticos o probabilísticos (ASCE/SEI 41-17, 2017).

El ASCE/SEI 7-16 (2017) recomienda el uso de un set de 11 señales sísmicas para el análisis THNL de estructuras mientras que, para el análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico recomienda el uso de 7 señales sísmicas. Estas señales sísmicas tienen como objetivo representar la variabilidad del peligro sísmico y permitir la evaluación del comportamiento de las estructuras frente a diferentes escenarios sísmicos.

La definición de los niveles de intensidad sísmica se basa en las curvas de amenaza sísmica, las cuales dependen de los periodos de retorno y probabilidades anuales de excedencia como los recomendados por el ASCE/SEI 41-17, los cuales presenta en la tabla 4.2.

**Tabla 4.2:** Probabilidades de excedencia y periodos de retorno del sismo según el ASCE/SEI 41-17.

Probabilidad anual de excedencia	Periodo de Retorno en años (Tr)
	ASCE/SEI 41-17
50% en 30 años	43
50% en 50 años	72
20% en 50 años	225
10% en 50 años	475
5% en 50 años	975
2% en 50 años	2475

El ASCE/SEI 41-17 (2017) indica que los niveles de sismicidad deben ser definidos como Alto, Moderado, Bajo y Muy bajo, y estos niveles deben ser compatibles con las categorías de diseño sísmico establecidas en los códigos de diseño correspondiente como el ASCE/SEI 7-16 o en caso de Perú la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

#### **4.4. Análisis No Lineal de Estructuras.**

La principal herramienta para evaluar desempeño sísmico y diseñar estructuras bajo el enfoque del diseño basado en desempeño es el análisis no lineal, el cual tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y elementos estructurales, para predecir con mayor precisión la respuesta estructural (rotaciones inelásticas, distorsiones de entrepiso y aceleraciones).

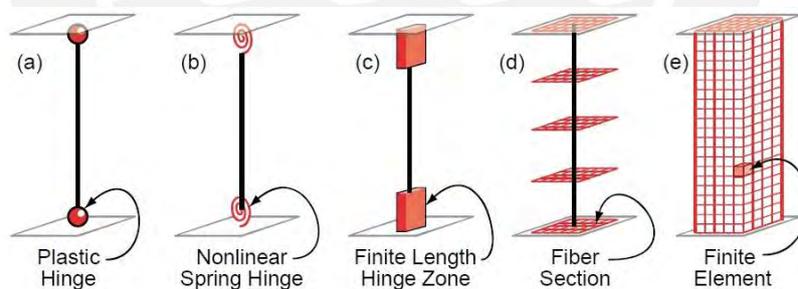
La no linealidad geométrica considera los cambios en la geometría (deformaciones) y la dirección de aplicación de la carga, debido a los desplazamientos del sistema estructural. Un ejemplo de esta no linealidad es el efecto P-delta. Por otro lado, la no linealidad material se presenta cuando la relación esfuerzo-deformación cambia con distintos niveles de carga, siendo esta no linealidad la que más afecta la respuesta global de la estructura (Ugalde, 2021).

El análisis no lineal puede ser realizado mediante los siguientes dos métodos: el espectro de capacidad, que es un método estático no lineal (Pushover); y el análisis dinámico incremental (IDA), que es un método dinámico no lineal.

El análisis no lineal demanda más tiempo que un análisis lineal debido a la complejidad en la elaboración del modelo, a la lentitud del proceso de análisis y procesamiento de los resultados. Según Charney (2016), el análisis THNL tiene un nivel de complejidad relativa de 10 en comparación con el análisis lineal estático que tiene un complejidad de 1 (como se citó en Ugalde, 2021).

#### 4.5. Modelado No Lineal de Estructuras de Concreto Armado.

El paso inicial para poder determinar la respuesta inelástica de una estructura es saber cómo modelar su no linealidad y comprender su comportamiento inelástico. El National Institute of Standards and Technology (NIST), (2017a) indica que existen diferentes modelos inelásticos, que van desde modelos con rótulas concentradas (a, b, c), hasta modelos de plasticidad distribuida como los tipo fibra (d) y de elementos finitos (e) que se presentan en la figura 4.2.



**Figura 4.2:** Tipos de modelos inelásticos de estructuras. Tomado de NIST (2017).

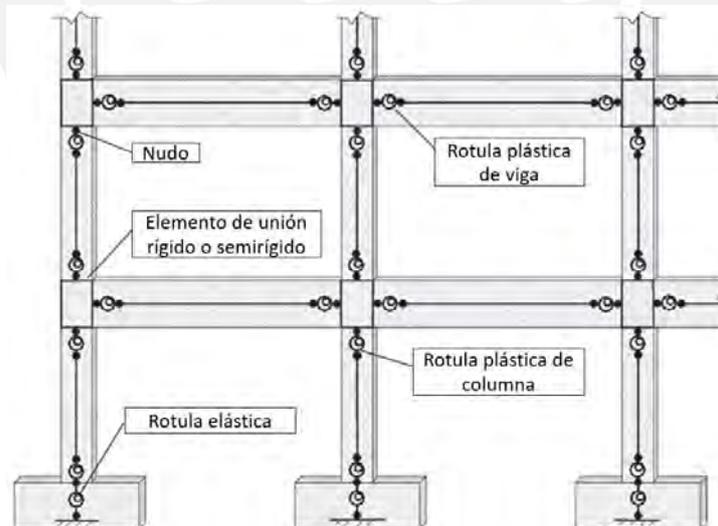
Zúñiga (2021) menciona que los modelos no lineales deben tener la capacidad de representar la pérdida de rigidez y resistencia de los elementos estructurales a través los lazos de histéresis. Esta degradación refleja el agrietamiento y aplastamiento del concreto, así como el pandeo del acero de refuerzo y la pérdida de anclaje debido al proceso cíclico de carga y descarga, generado por el sismo en los elementos estructurales.

#### 4.5.1. Modelo de Plasticidad Concentrada.

Este modelo es ampliamente utilizado para modelar elementos estructurales de pórticos de concreto armado. Debido a que son sencillos de ajustar y logran capturar el comportamiento no lineal desde el inicio de la fluencia hasta la pérdida de rigidez y resistencia de las rótulas. En el proceso de modelado, las rótulas de plasticidad concentrada serán ubicadas en lugares donde se espera que los elementos estructurales alcancen la fluencia durante el análisis (NIST, 2017b).

De acuerdo con Ugalde (2021), en un pórtico modelado con plasticidad concentrada, la no linealidad se ubicará en los extremos del elemento, en rótulas de longitud cero. Mientras, la parte central del elemento se mantendrá elástica con su rigidez efectiva reducida. En este modelo, la constitutiva momento-rotación es la más utilizada en el modelado no lineal y tiene la ventaja de ser consistente con los estados límite establecidos en el ASCE/SEI 41-17.

En la figura 4.3 se muestra un pórtico de concreto armado modelado con rótulas de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos estructurales.



**Figura 4.3:** *Idealización del modelo de rótulas concentradas en pórticos de concreto armado. Adaptado de NIST (2017b).*

Sin embargo, las rótulas de plasticidad concentrada no tienen la capacidad de capturar la pérdida de rigidez que experimentan los elementos estructurales durante un evento sísmico,

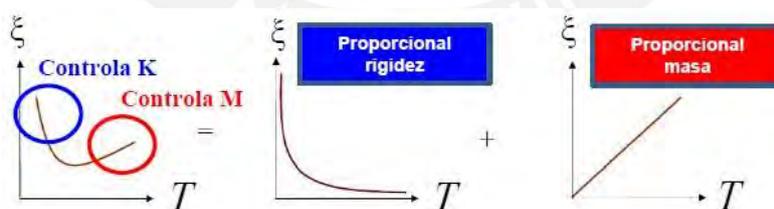
debido al agrietamiento generado por la carga, descarga y recarga durante el sismo. Para representar este efecto en el análisis no-lineal, se modifican las rigideces de los elementos estructurales con factores que pueden ser tomados del ACI 318, ASCE/SEI 41-17, LATBSDC u otros códigos (Zúñiga, 2021).

#### 4.5.2. Modelo Tipo Fibra.

El modelo de fibras es ampliamente utilizado en el modelado de muros de concreto armado (placas), debido a su habilidad de capturar eficazmente la interacción entre la carga axial y el momento flexionante (P-M-M). Además, este modelo captura adecuadamente los alargamientos debidos a la flexión, el aplastamiento del concreto y simula la degradación de la rigidez inicial (Zúñiga, 2021).

#### 4.6. Modelado del Amortiguamiento.

El amortiguamiento en un análisis no lineal puede ser representado mediante el amortiguamiento modal o el de Rayleigh. El amortiguamiento de Rayleigh, es una combinación del amortiguamiento proporcional a la masa y rigidez, donde, la componente proporcional a la masa es controlada por la zona de periodos altos y la componente proporcional a la rigidez es controlada por la zona de periodos bajos. En la figura 4.4 se ilustran las componentes del amortiguamiento de Rayleigh.



**Figura 4.4:** Componentes del amortiguamiento de Rayleigh. Tomado de Astroza (2021).

Para el caso de edificios aislados, Hall (2005) recomienda reducir o eliminar la componente proporcional a la masa del amortiguamiento de Rayleigh en edificios aislados y edificios altos. Esto debido a que estas estructuras presentan movimientos de cuerpo rígido en su dinámica estructural, lo que genera fuerzas de inercia importantes y poco realistas en la

superestructura, lo que llevaría a una disipación de energía ficticia en el sistema estructural y como consecuencia, tener respuestas subestimadas.

Pant y Wijeyewickrema (2012) indican que los coeficientes proporcionales a la masa y rigidez del amortiguamiento de Rayleigh pueden calcularse con los periodos del edificio aislado con la rigidez post-elástica en lugar de la rigidez inicial del sistema de aislamiento. No obstante, advierten que se debe tener mucho cuidado al seleccionar el porcentaje del amortiguamiento, ya que puede distorsionar las respuestas de la estructura.

Sugieren utilizar la componente proporcional a la rigidez del amortiguamiento de Rayleigh, el cual fue calculado con los periodos de la estructura de base fija, con este enfoque la respuesta de la estructura no depende del porcentaje de amortiguamiento seleccionado.

Para edificios altos de base fija el código de LATBSDC (2020) señala que, el uso del amortiguamiento modal sobreestima considerablemente la respuesta de aceleraciones de piso. Para corregir esta discrepancia, sugiere combinar el amortiguamiento modal (2.4%) con una pequeña cantidad de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez (0.5%).

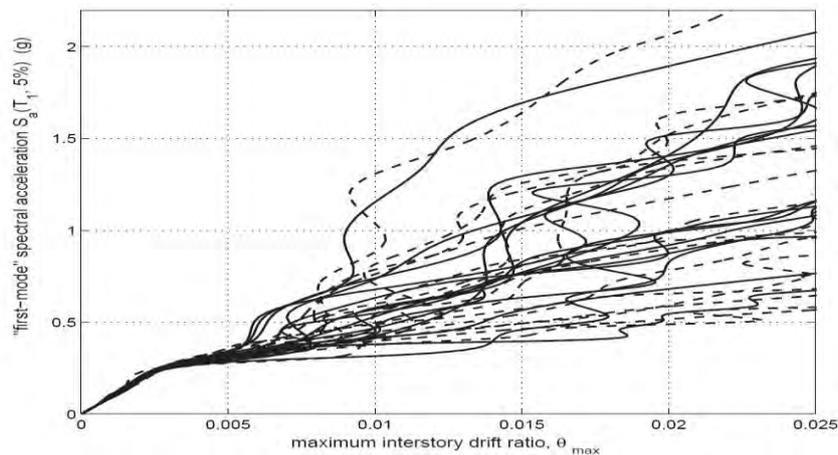
Como se observa no hay un consenso claro sobre la metodología y el tipo de amortiguamiento que debería implementarse en un análisis THNL de edificios aislados o convencionales. Por tanto, la elección correcta del porcentaje y tipo amortiguamiento en la etapa de modelado resulta sumamente importante, ya que los desplazamientos, aceleraciones y fuerzas cortantes son afectados por este (Astroza, 2021).

#### **4.7. Análisis Dinámico Incremental.**

El Incremental Dynamic Analysis (IDA), consiste en someter a una estructura a un set de movimientos sísmicos escalados a diversos niveles de intensidad sísmica, que van incrementando progresivamente. De estos análisis se generan curvas de respuesta de daño en función de las intensidades sísmicas.

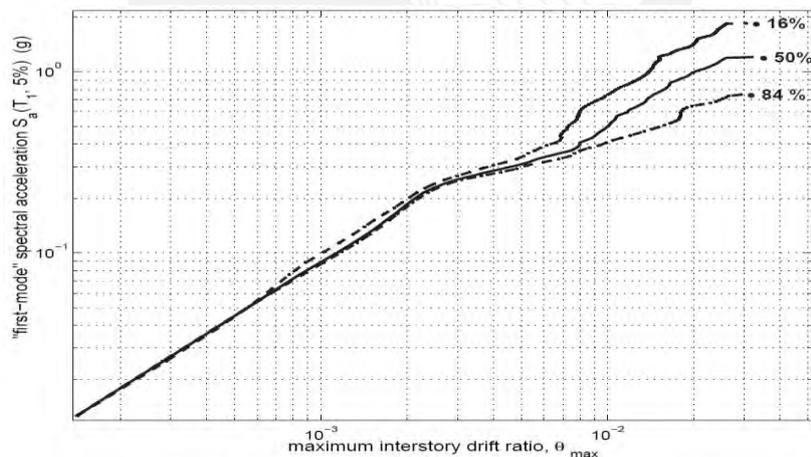
Para comprender adecuadamente el análisis IDA, es importante conocer algunas de las definiciones presentadas por Vamvatsikos y Cornell (2002).

- **Factor de Escala (SF):** escalar no negativo que multiplica uniformemente un registro de aceleraciones natural (sin escalar) que previamente fue filtrado y corregido por línea base.
- **Medida de la Intensidad Sísmica (IM):** cuantifica la energía que excita una estructura. Estos pueden ser el Peak Ground Acceleration (PGA) o Peak Ground Velocity (PGV). El IM es un factor no negativo que tiene la propiedad de ser proporcional al factor de escala (SF) y que incrementa monótonamente con SF.
- **Medida del Daño (DM):** es un escalar no negativo que caracteriza la respuesta estructural debido a la demanda sísmica. DM es una cantidad que es obtenida del output del análisis dinámico no lineal de una estructura y sirve como indicador de daño. Cuando se supera un cierto valor límite, se considera que la estructura ha alcanzado su estado límite.  
Para medir el daño, se seleccionan dos o más índices de daño de la estructura, los cuales se obtienen de un mismo análisis no lineal.  
Para estructuras aporticadas, las derivas de entrepiso y/o las rotaciones de las rótulas son buenos indicadores de daño estructural. En cuanto a los componentes no estructurales, se evalúan las aceleraciones de piso y las derivas de entrepiso.
- **Curva IDA:** es una gráfica de un DM de la estructura, versus una o más IM representadas por los acelerogramas escalados.
- **Múltiples Curvas IDA:** es un conjunto de curvas IDA obtenidas del análisis no lineal de una misma estructura, que fue evaluada con distintas señales sísmicas. Éstas pueden mostrarse en un mismo gráfico por que comparten las IM y tienen los mismos DM. La figura 4.5 muestra un ejemplo de múltiples curvas IDA.



**Figura 4.5:** Múltiples curvas IDA. Tomado de Vamvatsikos y Allin Cornell (2002).

La gran cantidad de resultados de DM y la dispersión de las curvas IDA pueden ser resumidos mediante los percentiles 84%, 50% y 16%; que son presentados en la figura 4.6, los cuales facilitan la comprensión de los repuestas de DM. La selección eficiente de IM permite reducir la dispersión de los DM obtenidos del análisis con cada registro sísmico según indican Vamvatsikos y Allin Cornell (2002).



**Figura 4.6:** Curva IDA percentiles 16%, 50% y 84% . Tomado de Vamvatsikos y Allin Cornell (2002).

#### 4.8. Estados Límite de Daño.

Para poder calificar el desempeño sísmico de los elementos estructurales y componentes no estructurales, es necesario definir los estados límite de daño.

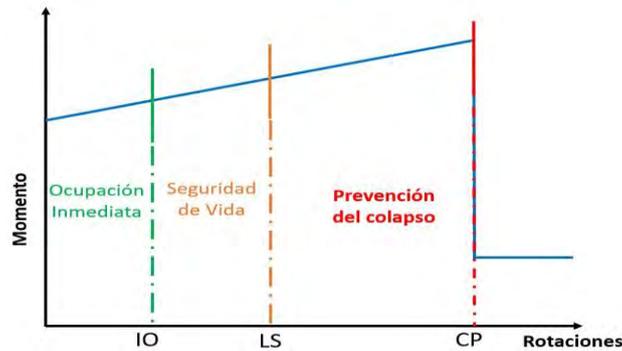
HAZUS-MH MR4 (2003) define como un estado límite de daño estructural a la deriva de entrepiso, mientras que para componentes no estructurales, los estados límite de daño se distinguen entre componentes sensibles a deriva de entrepiso (tabiquería, muros cortina, acabados arquitectónicos entre otros) y componentes sensibles a aceleración de piso (equipamiento electromecánico, muebles, equipamiento médico, etc).

Los estados límite de daño de HAZUS-MH MR4 se clasifica en cuatro niveles (leve, moderado, extenso y completo) para la estructura y componentes no estructurales. Estos estados de daño son útiles para estimar la probabilidad de daño que alcanza la estructura y sus componentes no estructurales. En tabla 4.3 se presenta una descripción física de los estados de daño estructural definidos por HAZUS-MH MR4.

**Tabla 4.3:** *Estados de daño estructural. Adaptado de HAZUS-MH MR4, 2003.*

Estado de Daño	Descripción
Daño Leve	Muestra grietas de tipo flexión o corte del grosor de un cabello en algunas vigas y columnas dentro de los nudos o cerca a estos.
Daño Moderado	Muchas de las vigas y columnas muestran grietas del grosor de un cabello. En pórticos dúctiles algunos de los elementos han alcanzado su capacidad de fluencia mostrada por grandes grietas a flexión y algun desprendimiento del recubrimiento. En pórticos no dúctiles se pueden observar grandes grietas por corte y desprendimiento del recubrimiento.
Daño Extenso	Algunos de los elementos del pórtico han alcanzado su capacidad ultima mostrando en pórticos dúctiles grandes grietas a flexión, desprendimiento del recubrimiento y pandeo del acero de refuerzo. Elementos de pórticos no dúctiles pueden haber sufrido falla por corte o desprendimiento en los empalmes o rotura del acero de confinamineto o pandeo del refuerzo principal en columnas lo cual puede resultar en un colapso parcial.
Daño Completo	La estructura está colapsada o en inminente peligro de colapso debido a una falla frágil de elementos no dúctiles del pórtico o pérdida de estabilidad del pórtico. Aproximadamente 13% (baja altura), 10% (mediana altura) o 5%(gran altura) del área total de los edificios de pórticos resistentes a momentos con daño completo se espera que este colapsado.

Según las tablas 10.7 (vigas) y 10.8 (columnas) del ASCE/SEI 41-17, los elementos estructurales modelados con rótulas de plasticidad concentrada pueden alcanzar tres niveles de daño, que son: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP); los cuales se grafican en la figura 4.7.



**Figura 4.7:** Estados límite de rotación de rótulas plásticas. Adaptado del ASCE/SEI 41-17 (2017).

## 5. PROCESAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS.

Para el análisis THNL, se requiere un set de registros sísmicos que deben ser procesados y escalados a ciertos niveles intensidad sísmica requeridos por las normas. Para esto, los códigos E.031 Aislamiento Sísmico y ASCE/SEI 41-17 permiten el ajuste de amplitudes o de frecuencias hacia espectros objetivos (Señales espectros compatibles).

En esta tesis se utilizarán siete señales sísmicas, que serán escaladas a los niveles de intensidad sísmica (PGA) requeridos por el diseño de edificios aislados y por el análisis dinámico incremental.

### 5.1. Pautas Para la Selección de Registros Sísmicos.

La elección de los acelerogramas se realizó según los criterios de las Normas E.031 y el ASCE/SEI 41-17. Estas normas establecen parámetros a considerar como son la magnitud, la distancia a la falla, el mecanismo de la fuente sísmica y las características geotécnicas del terreno en el que se asentara la construcción.

Se obtuvieron los registros sísmicos de las bases de datos del CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería del Perú y del SIBER-RISK de la Pontificia Universidad Católica de Chile (Castro et al., 2020).

Además de aplicar los criterios de las normas para seleccionar los registros sísmicos, también se consideró a la velocidad de propagación de onda como criterio para la selección de las

señales sísmicas. Esto se debe a que las velocidades de propagación de onda relacionan de mejor manera el suelo y la amplificación de sitio según señala Medalla (2021).

La tabla N° 02 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, para un suelo S1 establece velocidades de propagación de onda entre 500 m/s y 1500 m/s, rango de velocidades que fue utilizado para la selección de los registros sísmicos.

Otro criterio de selección que se tomó en cuenta, fue buscar señales sísmicas cuyos espectros de pseudo aceleración fueran similares al espectro objetivo en un rango de periodos. Para esto, se calculó la diferencia cuadrática media como señala Medalla (2021). La diferencia cuadrática media fue calculada con la ecuación 12 y se seleccionaron los registros sísmicos que tenían un SSE bajo.

$$SSE = \sum_{j=1}^n [\ln Sa_{obj}(T_j) - \ln Sa_{reg}(T_j)]^2 \quad (12)$$

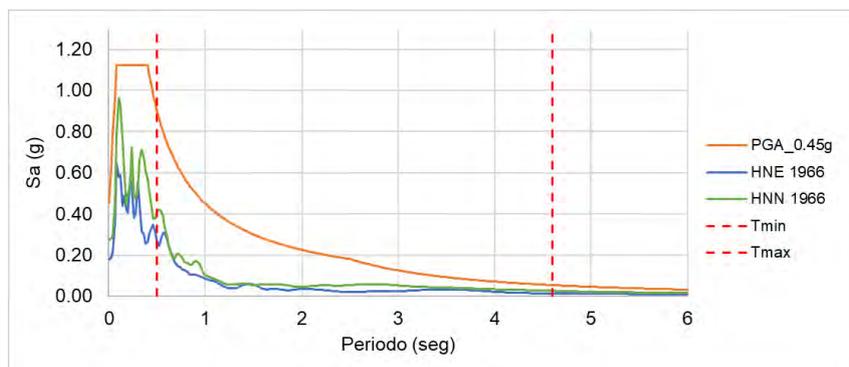
Dónde:

$Sa_{obj}$ , es la pseudo aceleración del espectro objetivo

$Sa_{reg}$ , es la pseudo aceleración del espectro del registro sísmico.

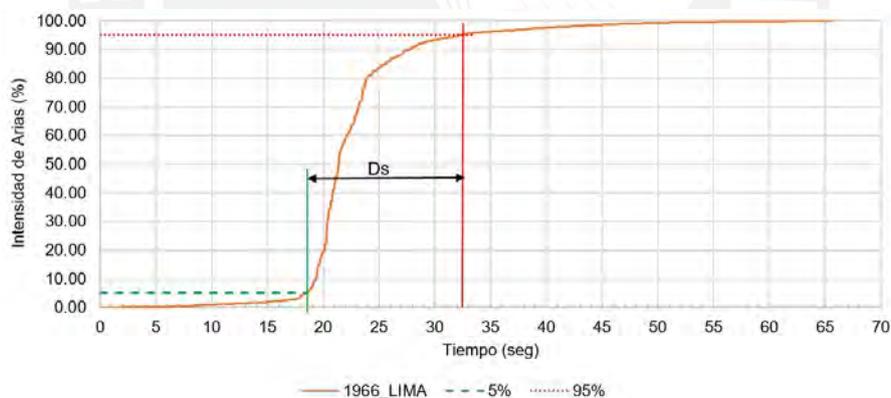
$T_j$ : periodo j-esimo en evaluación.

En la figura 5.1 se presenta el espectro de pseudo aceleración elástico de la Norma E.031 con un PGA de 0.45g, junto a los espectros de pseudo aceleración de cada componente del sismo de Lima-1966. En el intervalo periodos evaluadas, se observan notables diferencias entre las pseudo aceleraciones analizadas.



**Figura 5.1:** Espectros de pseudo aceleración y rango de periodos para evaluar el SEE.

Se evaluaron además la Intensidad de Arias (IA) y la Duración significativa (Ds) para cuantificar la energía y el intervalo de tiempo de la zona más fuerte del terremoto. Ds se calculó entre el 5% y 95% de la intensidad de HUSID. El diagrama de HUSID representa las IA acumuladas que fueron normalizadas por el IA máximo y graficadas en función del tiempo total del registro sísmico (Kaklamanos, 2017). En la figura 5.2 se presta el diagrama de la intensidad de HUSID del registro sísmico 1966\_Lima el cual tiene una  $D_s=16.70\text{seg}$ .



**Figura 5.2** Diagrama de la intensidad de HUSID.

En base a los criterios expuestos previamente, se seleccionaron siete señales sísmicas, de las cuales cuatro fueron registradas en Perú y tres en Chile. Estas señales sísmicas serán utilizadas en el análisis y diseño del edificio aislado, así como en el análisis IDA. En la tabla 5.1 se presentan los registros sísmicos seleccionados, junto con sus valores de PGA, SSE, IA y Ds.

**Tabla 5.1: Registros sísmicos seleccionados y criterios de selección.**

País	Registro Sísmico	Estación	PGA (g)	SSE	IA (m/seg)	Ds (seg)
Perú	1966_Lima	Parque de la reserva	0.27	464.10	0.93	16.70
	1974_Lima	Parque de la reserva	0.20	584.82	1.35	48.44
	2001_Moquegua	César Vizcarra Vargas	0.30	96.56	2.84	36.03
	2007_Ica	UNICA	0.34	44.51	3.70	86.82
Chile	1985_Valparaiso	VALP10S	0.39	214.69	3.17	33.40
	2005_Cuya	Cuya	0.45	358.40	4.51	27.68
	2010_Maule	MAUL03R	0.47	106.50	10.82	71.94

## 5.2. Corrección de Registros Sísmicos.

**La corrección por línea base de señales sísmicas**, es un proceso que consiste en desplazar algunos puntos del acelerograma hacia la línea cero de aceleración, con el objetivo de corregirlos. Aunque estos errores no son significativos en las aceleraciones, al obtener las velocidades y desplazamientos por integración numérica, se pueden observar errores importantes según lo señalado por CISMID-FIC-UNI (2013).

Esta corrección puede llevarse a cabo mediante un ajuste parabólico, el cual puede ser implementado en Matlab o puede realizarse utilizando el software SeismoSignal.

**La corrección por filtrado de frecuencias**, se realiza con el objetivo de filtrar y eliminar algunas frecuencias (ruido) que perturban la señal sísmica. Este ruido puede haber sido generado por fenómenos naturales, deficiencias en el registro de datos del sismo o el tratamiento de las señales. El acelerograma sin corrección está compuesto por la señal sísmica más el ruido, que puede ser de alta o baja frecuencia.

El ruido de alta frecuencia, afecta principalmente los picos de aceleración, pero no afecta el proceso de integración numérica, debido a que las áreas bajo la curva son casi las mismas que el registro corregido. Sin embargo, el ruido de baja frecuencia afecta la integración numérico, ya que al obtener las velocidades y desplazamientos se incrementa las áreas bajo la curva (CISMID-FIC-UNI, 2013).

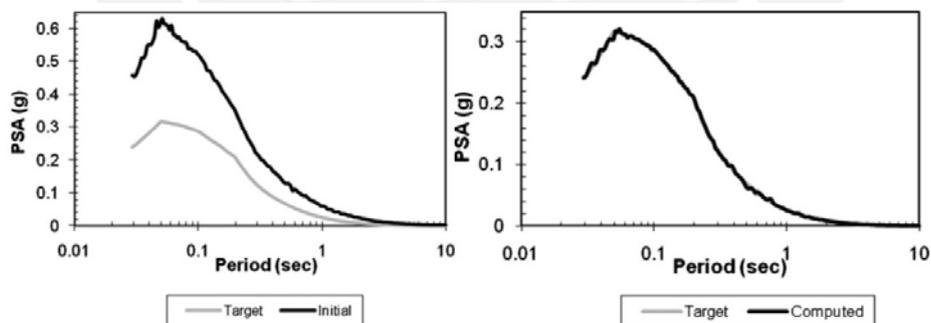
Con el fin de corregir estos errores, se filtran los datos del registro sísmico en un rango de frecuencias para preservar las frecuencias significativas. Por lo cual, es importante elegir el

rango de frecuencias adecuado, ya que una mala elección implicaría eliminar las frecuencias importantes de la señal sísmica. En la práctica se usan filtros aproximados como Chebyshev, Bessel, Butterworth, etc; que están implementados en softwares como SeismoSignal. De estos el más conocido es el filtro Butterworth que es del tipo pasa-banda.

### 5.3. Ajuste de Señales Sísmicas al Espectro Objetivo (Spectral Matching)

Los registros sísmicos deben ser escalados antes de ser utilizados en un análisis tiempo historia, debido a que no se disponen de bases de datos con registros sísmos que tengan valores altos de PGA, como el SMC de la Norma E.031 u otro nivel de intensidad sísmica.

Según Al Atik y Abrahamson (2010), el Spectral Matching es un proceso que consiste en modificar el contenido de frecuencias de un registro sísmico para que su espectro elástico de pseudo aceleraciones sea igual o similar a un espectro objetivo, como se muestra en la figura 5.3. Se puede utilizar como espectro objetivo el espectro de pseudo aceleraciones de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico o cualquier otro espectro con diferente nivel de intensidad sísmica.



**Figura 5.3:** Espectro del registro sísmico sin ajustar (izquierda) y espectro ajustado al objetivo (derecha). Tomado de Al Atik y Abrahamson (2010).

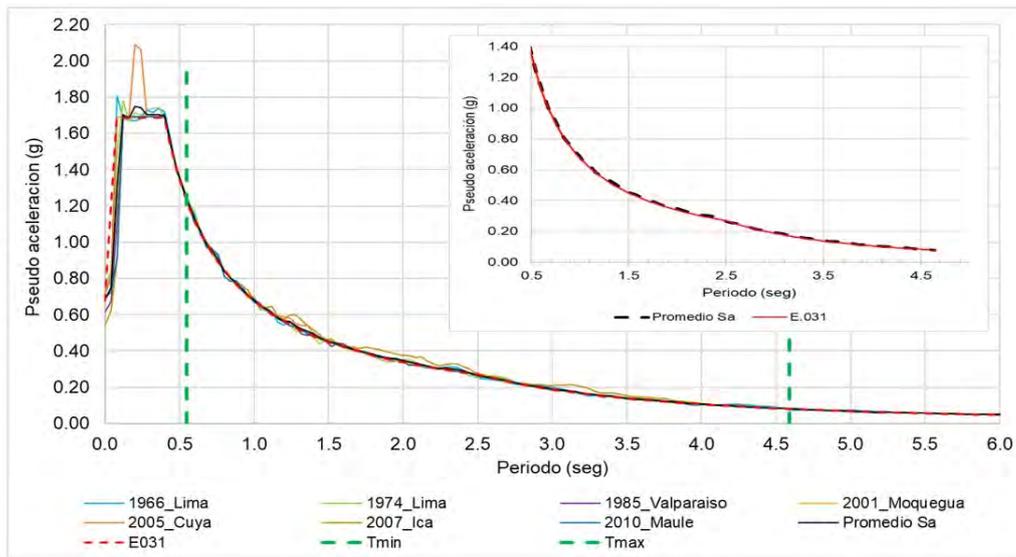
Al Atik y Abrahamson (2010) señalan que una de las ventajas del Spectral matching, es que los criterios de selección de los registros sísmicos no son tan estrictos con las de la metodología de escalamiento de amplitudes. Además, esta metodología permite reducir la variabilidad de la respuesta no lineal de las estructuras en comparación con las señales escaladas por amplitud.

En esta investigación, se optó por utilizar el Spectral matching debido a que permite generar espectros elásticos de pseudo aceleración y desplazamiento similares al espectro del SMC de la Norma E031 u otro espectro objetivo de diferente PGA. Esta metodología, del Spectral matching, puede ser implementada en Matlab o puede ser realizado con ayuda del software SeismoMatch.

Se hicieron espectro compatible el par de componentes de las señales sísmicas, en un rango de periodos  $0.20T_{Mx}$  (calculado con propiedades del límite superior en el sistema de aislamiento) y  $1.25T_{Mi}$  (calculado con propiedades del límite inferior en el sistema de aislamiento). En este rango de periodos, los valores de pseudo aceleración de la señal espectro compatible no debe tener valores inferiores al 90% de las ordenadas del espectro elástico de pseudo aceleraciones según la norma E.031 Aislamiento Sísmico (2019).

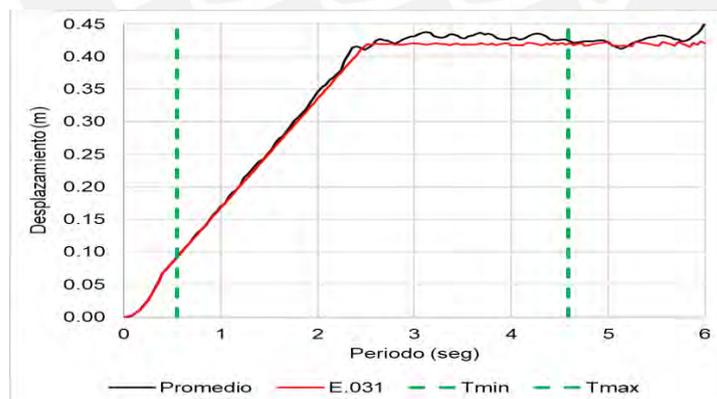
Para cada componte de la señal espectro compatible, se generó su espectro elástico de pseudo aceleraciones. Luego, estos espectros se combinaron utilizando la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) para conseguir el espectro elástico de pseudo aceleraciones de una señal espectro compatible. Con el fin de corregir los errores numéricos del SRSS, el espectro de una de las componentes fue multiplicado 0.9 y la otra componente por 0.44 antes de calcular el SRSS.

En la figura 5.4 se presentan los espectros elásticos de pseudo aceleración de las siete señales espectro compatibles y se contrastan con el espectro de pseudo aceleración de la norma E.03. Se puede observar que, en el rango de periodos evaluado, el promedio de los siete espectros compatibles es muy parecido al espectro del SMC la Norma E.031 Aislamiento Sísmico.



**Figura 5.4:** Espectros elásticos de pseudo aceleraciones de las 7 señales espectro compatibles versus el espectro de la norma E.031 Aislamiento Sísmico.

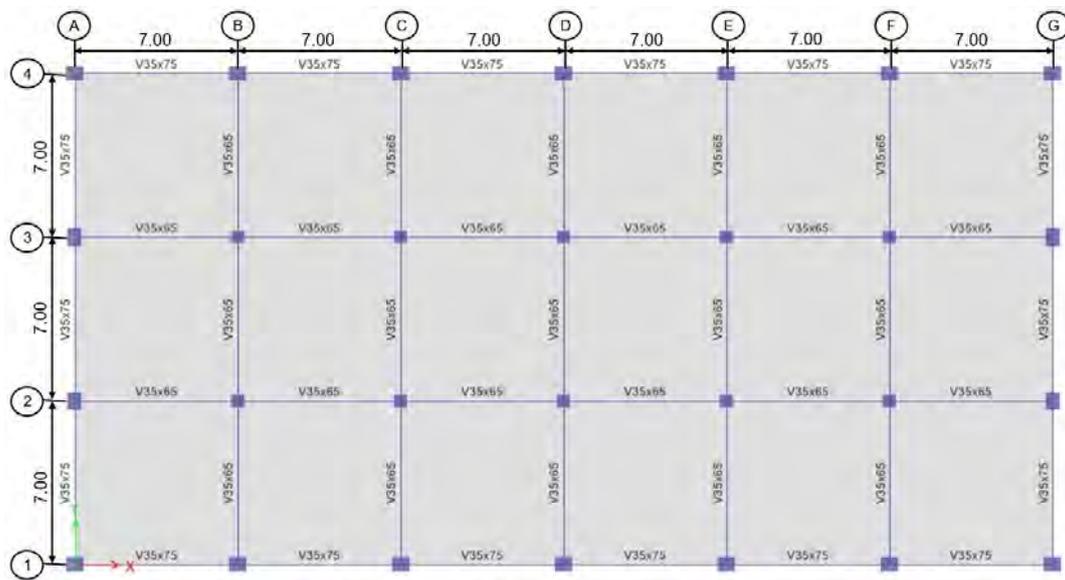
En la figura 5.5 se presenta el promedio de los espectros de desplazamiento de las siete señales espectro compatibles, versus el espectro de desplazamientos de la Norma E.031. Se observa que a partir del periodo de 2.50 seg, los desplazamientos promedio de las señales son ligeramente mayores que los desplazamientos del espectro de la Norma E.031.



**Figura 5.5:** Espectros de desplazamiento promedio de las 7 señales espectro compatibles versus el espectro de la Norma E031 Aislamiento Sísmico.

## 6. CASO DE ESTUDIO.

La presente investigación se enfoca estudiar un edificio aislado de concreto armado de 5 pisos y sistema de aislamiento de aisladores elastoméricos. La altura del primer piso del edificio es de 4.50 m y del segundo al quinto piso la altura es de 3.50 m. La estructura es de pórticos de concreto armado, que dispone de 4 pórticos en dirección X y 7 pórticos en dirección Y, separados por una distancia de 7.00 m en ambas direcciones, como se muestra en la figura 6.1.



**Figura 6.1:** Planta del edificio en estudio.

Se ha considerado que la edificación es esencial, localizada en la ciudad de Lima y cimentada en suelo muy rígido. Se asumió un concreto de resistencia a la compresión de 280 kgf/cm<sup>2</sup> y acero con un esfuerzo de fluencia  $F_y = 4200$  kgf/cm<sup>2</sup>.

Por otro lado, en tabla 7.1 se muestran las cargas tomadas de la Norma E.020 las cuales fueron utilizadas en el predimensionamiento, análisis y diseño de la estructura.

**Tabla 6.1: Cargas de diseño.**

<b>Cargas Muertas</b>	
Piso terminado	100 kgf/m <sup>2</sup>
Peso tabiquería	150 kgf/m <sup>2</sup>
Peso específico del concreto armado	2400 kgf/m <sup>3</sup>
<b>Cargas Vivas</b>	
Piso típico	300 kgf/m <sup>2</sup>
Azotea	150 kgf/m <sup>2</sup>

## **7. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.**

En este ítem se analiza y diseña el edificio aislado caso de estudio, siguiendo los requerimientos de las normas vigentes al 2023 del RNE.

### **7.1. Predimensionamiento de la Estructura.**

El predimensionamiento tiene como objetivo estimar de manera aproximada las secciones de los elementos estructurales considerando las cargas de diseño y sus longitudes. En la tabla 7.1 se presentan las dimensiones de los elementos estructurales pre-dimensionados.

**Tabla 7.1: Secciones de los elementos estructurales pre-dimensionados.**

<b>Elemento Estructural</b>	<b>Secciones</b>
Vigas Superestructura	0.35 x 0.75 m
	0.35 x 0.65 m
Columnas Superestructura	0.75 x 0.60 m
	0.55x 0.55 m
Losa de entre piso e=	0.20 m
Vigas Sistema de aislamiento	0.40 x 1.00 m

### **7.2. Análisis Modal de la Estructura de Base Fija.**

El primer paso para el análisis del edificio aislado es determinar el periodo fundamental del edificio de base empotrada, el cual se usará como semilla para calcular el periodo fundamental del edificio aislado. Se utilizó el software ETABS (2018) para modelar en 3D la estructura y llevar a cabo un análisis modal y determinar las propiedades dinámicas del edificio de base fija. En la tabla 7.2 se presentan los 3 modos fundamentales junto a sus respectivos periodos y masas participativas.

**Tabla 7.2: Periodos y masas participativas del edificio de base fija.**

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
	seg			
1	0.989	-	0.881	-
2	0.883	0.888	-	-
3	0.767	-	-	0.885

### 7.3. Predimensionamiento del Sistema de Aislamiento.

Teniendo como semilla el periodo del edificio de base fija ( $T_s=0.989$  seg) se definió el periodo objetivo del edificio de base aislada ( $T_b=3.462$  seg), el cual es 3.5 veces  $T_s$ .

El peso sísmico para una edificación de categoría esencial, según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2019), se calcula sumando del 100% de la carga muerta más 50% de la carga viva. De esta forma, la masa sísmica del edificio aislado estará dado por la suma de la masa de la superestructura ( $m_s=498.46$  tnf.s<sup>2</sup>/m) y la masa del sistema de aislamiento ( $m_b=118.53$  tnf.s<sup>2</sup>/m). Conocido  $T_b$  y la masa sísmica ( $m_s+m_b$ ) es posible determinar la rigidez del sistema de aislamiento ( $K_b$ ) utilizando la ecuación 13.

$$K_b = 4\pi^2 * \frac{(m_s + m_b)}{T_b^2} \quad (13)$$

Asumiendo una razón de amortiguamiento para el sistema de aislamiento ( $\xi_b$ ) y conocidas  $K_b$ ,  $m_s$  y  $m_b$  se determina el amortiguamiento del sistema de aislamiento ( $C_b$ ) con la ecuación 14.

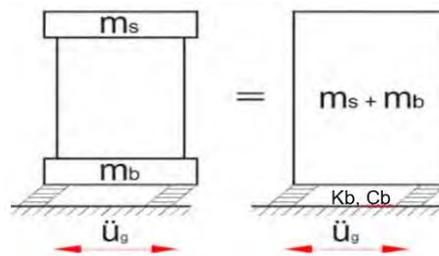
$$C_b = 2 * \xi_b * \sqrt{(m_s + m_b) * K_b} \quad (14)$$

En la tabla 7.3 se presenta la rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento y de cada uno de los 28 dispositivos que componen el interfaz de aislamiento.

**Tabla 7.3: Rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento y dispositivos.**

Parámetro	Sistema de aislamiento	Para cada dispositivo	Und
Rigidez $K_b$	2032.86	72.60	tnf/m
Amortiguamiento $C_b$	335.98	12.00	tnf.s/m

Esto se logra debido a que la estructura fue idealizada como un sistema de un grado de libertad (1-GDL), donde se considera que la superestructura es un sólido rígido apoyado sobre aisladores, como se muestra en la figura 7.1.



**Figura 7.1:** Modelo de 1 GDL de un edificio aislado. Tomado de Muñoz (2019).

### 7.3.1. Propiedades Lineales del Sistema de Aislamiento.

Para este fin, es necesario definir los parámetros sísmicos y construir el espectro elástico de pseudo aceleraciones de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, utilizando la ecuación 15. Se conoce que la estructura, está ubicada en la ciudad de Lima, cimentada en suelo S1 y que es de categoría esencial. Por lo que, los valores mostrados en la tabla 7.4 le corresponden.

**Tabla 7.4:** Parámetros sísmicos.

Parámetro		Valor
Zona sísmica E030	Z4 (g)	0.45
Suelo	S1	1.00
Período de vibración para el suelo	Tp (seg)	0.40
	TL (seg)	2.50
Uso de la estructura	U	1.00
Factor de reducción	Rb	1.00

$$S_{aM} = 1.5 * Z * C * S * g \quad (15)$$

Conocido  $S_{aM}$ ,  $T_b$  y  $\xi_b$  se determina el desplazamiento traslacional del sistema de aislamiento ( $D_M$ ) utilizando la ecuación 16. El factor de amortiguamiento ( $B_M$ ) se calcula mediante interpolación de los valores de tabla 05 de la Norma E.031.

$$D_M = \frac{S_{aM} \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M} \quad (16)$$

En la tabla 7.5 se presentan los parámetros para el cálculo del  $D_M$  traslacional de la plataforma de aislamiento.

**Tabla 7.5:** Desplazamiento traslacional de la plataforma de aislamiento.

Parámetro	Valor	Und
Pseudo aceleración elástica $S_{aM}$	1.38	$m/s^2$
Periodo fundamental $T_b$	3.46	seg
Factor de amortiguamiento $B_M$	1.38	
Desplazamiento Traslacional $D_M$	0.31	m

#### 7.4. Cálculo de la Rigidez Preliminar del Sistema de Aislamiento.

Según Lafontaine (2021b), se debe distribuir la rigidez en el interfaz de aislamiento, de tal manera que se pueda reducir y controlar las excentricidades entre el CM de la superestructura y CR del sistema de aislamiento, con el fin de controlar la torsión e incrementar la rigidez torsional del interfaz de aislamiento, aun cuando la estructura sea simétrica.

Es así que, en este estudio se colocaron los aisladores de mayor rigidez en los perímetros laterales ( $K_L=85.00$  tnf/m) y los de menor rigidez en la parte central ( $K_c=65.00$  tnf/m), como se muestra en la figura 7.2.



**Figura 7.2:** Distribución de rigidez en el interfaz de aislamiento.

Durante el proceso de distribución de las rigideces, se buscó obtener valores de rigidez total y periodos cercanos a los obtenidos en el predimensionamiento del edificio aislado. Además, se verificó que las derivas fueran menores a 0.0035, que es el límite de deriva del análisis modal espectral de Norma E.031, debido a que estas serán verificadas más adelante con propiedades del límite superior ( $\lambda_{max}$ ) en los aisladores.

Los aisladores fueron modelados en el software ETABS utilizando elementos “Link” con propiedades Rubber Isolator, estos elementos fueron colocados debajo de los 28 pedestales de la plataforma de aislamiento.

A través del análisis modal del edificio aislado se determinaron sus propiedades dinámicas fundamentales. En la tabla 7.6 se muestra los tres modos fundamentales con sus respectivos periodos y masas participativas donde se observa que el periodo fundamental se aproxima al valor supuesto en la etapa de pre-dimensionado del edificio aislado.

**Tabla 7.6:** *Periodos y masas participativas del edificio aislado.*

Modo	Period	UX	UY	RZ
	seg			
1	3.56		0.99	-
2	3.54	0.99	-	-
3	3.10	-		0.99

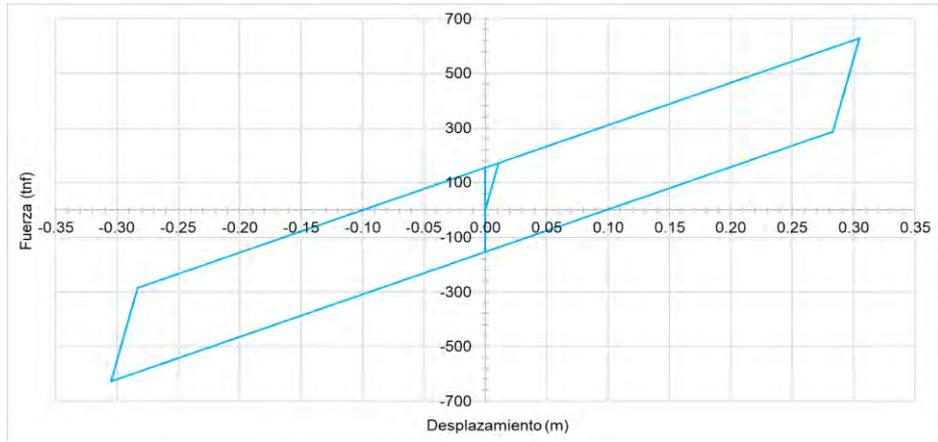
## 7.5. Diseño Final del Sistema de Aislamiento.

### 7.5.1. Cálculo de la Constitutiva Bilineal del Sistema de Aislamiento.

Con los valores  $K_{eff}$ ,  $\xi_{eff}$  y  $D_M$  del modelo lineal del sistema de aislamiento, se calcularon los parámetros de la constitutiva bilineal del interfaz de aislamiento, lo cuales se muestran en la tabla 7.7 y se grafican en la figura 7.3.

**Tabla 7.7:** *Parámetros de la constitutiva bilineal del sistema de aislamiento.*

	Parámetro	Sistema De Aislamiento	Und
<b>Propiedades lineales</b>	Desplazamiento (D)	0.31	m
	Amortiguamiento efectivo ( $\xi_{eff}$ )	0.15	
	Rigidez efectiva ( $K_{eff}$ )	2,060.00	tonf/m
	$\alpha=K1/K2$	10.00	
<b>Constitutiva Bilineal</b>	Desplazamiento de fluencia ( $D_y$ )	0.0110	m
	Rigidez post fluencia ( $K_2$ )	1,554.99	tonf/m
	Rigidez inicial ( $K_1$ )	15,549.94	tonf/m
	Fuerza de fluencia ( $F_y$ )	171.14	tonf
	Fuerza en desplazamiento cero ( $Q_d$ )	154.03	tonf
	Fuerza máxima	628.30	tonf

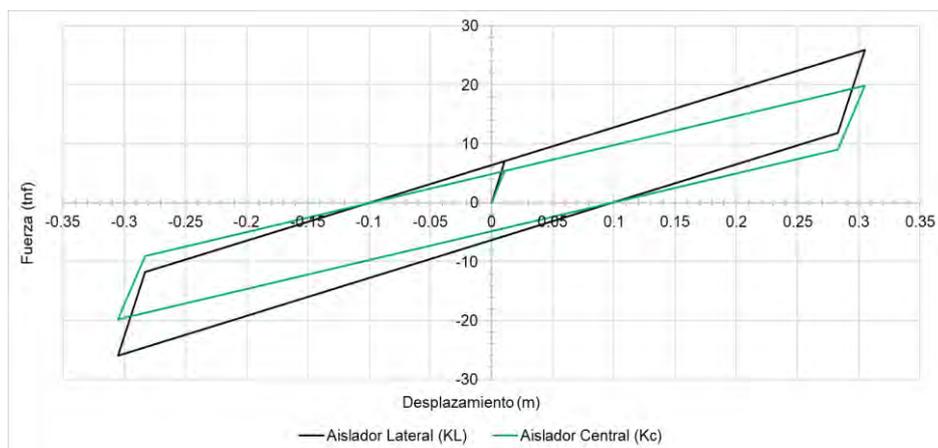


**Figura 7.3:** Constitutiva bilineal del sistema de aislamiento.

En la tabla 7.8 se muestran los parámetros de la constitutiva bilineal de los dos tipos de aisladores elastoméricos que conforman el interfaz de aislamiento y en la figura 7.4 de grafican las constitutivas bilineales de cada uno de los aisladores.

**Tabla 7.8:** Parámetros de la constitutiva bilineal de los 2 tipos de aisladores elastoméricos.

	Parámetro	Aislador Lateral (KL)	Aislador Central (KC)	Und
<b>Propiedades lineales</b>	Desplazamiento (D)	0.31	0.31	m
	Amortiguamiento efectivo ( $\xi_{eff}$ )	0.15	0.15	
	Rigidez efectiva ( $K_{eff}$ )	85.00	65.00	tonf/m
	$\alpha=K1/K2$	10.00	10.00	
<b>Constitutiva Bilineal</b>	Desplazamiento de fluencia ( $D_y$ )	0.0110	0.0110	m
	Rigidez post fluencia ( $K_2$ )	64.16	49.07	tonf/m
	Rigidez inicial ( $K_1$ )	641.62	490.65	tonf/m
	Fuerza de fluencia ( $F_y$ )	7.06	5.40	tonf
	Fuerza en desplazamiento cero ( $Q_d$ )	6.36	4.86	tonf
	Fuerza máxima	25.93	19.83	tonf



**Figura 7.4:** Constitutiva bilineal de los 2 tipos de aisladores elastoméricos.

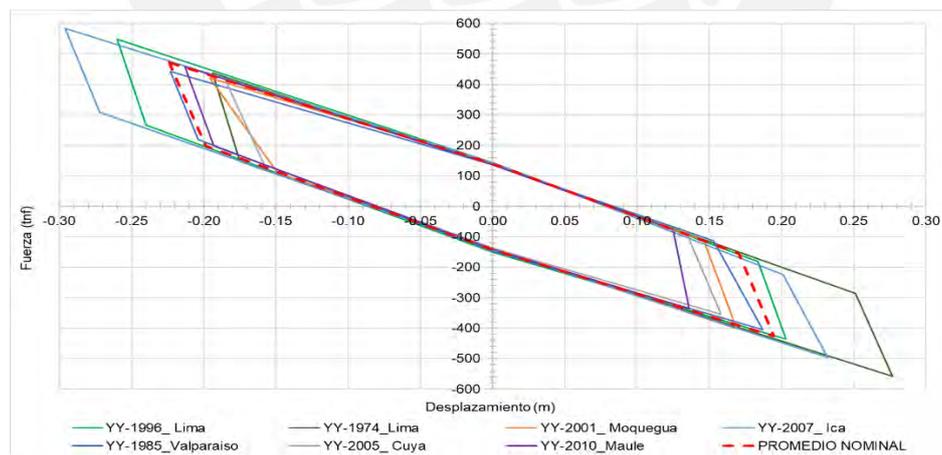
### 7.5.2. Análisis Tiempo Historia No Lineal (THNL).

En esta sección se presentan los resultados del análisis THNL realizados en dirección X e Y, del edificio aislado en estudio. Para el análisis THNL se utilizaron las siete señales sísmicas espectro compatibles y se consideraron las propiedades nominales, como los límites superior e inferior en el sistema de aislamiento.

Para el análisis THNL, se utilizó método del Fast Nonlinear Analysis (FNA) que según Astroza (2021), es un análisis modal THNL, que ofrece una buena aproximación de resultados cuando la no linealidad se concentra en un número reducido de elementos y que se localizan en lugares conocidos. En los edificios aislados la no linealidad de la estructura se concentra en el interfaz de aislamiento, mientras la superestructura se mantiene prácticamente elástica. Además, el FNA se destaca por su bajo costo computacional respecto al método de integración directa.

#### 7.5.2.1. Propiedades Nominales del Sistema de Aislamiento.

En la figura 7.5 se grafican los lazos de histéresis nominal del interfaz de aislamiento, obtenidas del análisis THNL en dirección Y para cada uno de los 7 registros sísmicos.



**Figura 7.5:** Histéresis nominal del sistema de aislamiento en dirección Y.

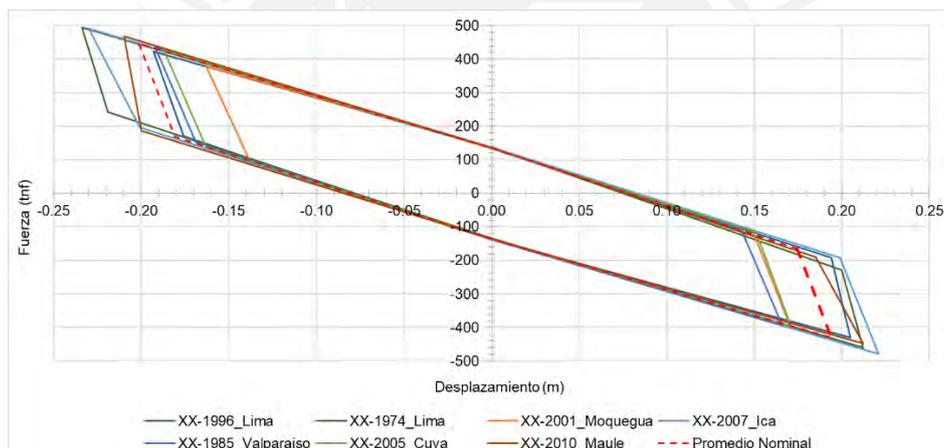
A partir de las histéresis mostradas en la figura 7.5, se obtuvieron los parámetros representativos para cada de las 7 señal sísmica. Estos parámetros muestran en la tabla 7.9,

donde se puede observar que la rigidez promedio del sistema de aislamiento de 2160.34 tnf/m y el amortiguamiento promedio es de 17.71%.

**Tabla 7.9: Parámetros de las histéresis nominales del análisis THNL en dirección Y.**

REGISTRO	Fmax (tnf)	Dm (m)	Keff (tnf/m)	Q (tnf)	Dy (m)	ξ %
YY-1996_Lima	491.96	0.23	2125.11	147.04	0.0195	17.43
YY-1974_Lima	497.75	0.24	2113.58	138.80	0.0225	16.06
YY-2001_Moquegua	411.04	0.18	2252.30	139.48	0.0350	17.46
YY-2005_Cuya	384.18	0.19	2240.12	136.90	0.0250	19.38
YY-1985_Valparaiso	424.00	0.21	2068.31	141.46	0.0265	18.49
YY-2007_Ica	539.86	0.26	2044.92	141.44	0.0275	14.94
YY-2010_Maule	397.53	0.17	2278.09	138.61	0.0155	20.23
<b>Promedio</b>	<b>449.47</b>	<b>0.21</b>	<b>2160.34</b>	<b>140.53</b>	<b>0.0245</b>	<b>17.71</b>

En la figura 7.6 se grafican los lazos de histéresis del interfaz de aislamiento nominal, obtenidas del análisis THNL en dirección X para cada uno de los 7 registros sísmicos.



**Figura 7.6: Histéresis nominal del sistema de aislamiento en dirección X.**

De los lazos de histéresis de la figura 7.6 se obtuvieron sus principales parámetros los cuales se presentan en la tabla 7.8, en la cual se observa que la rigidez y amortiguamiento promedio en esta dirección de análisis son de 2220.71 tnf/m y 17.86%

**Tabla 7.10:** *Parámetros de las histéresis nominales del análisis THNL en dirección X.*

REGISTRO	Fmax (tnf)	DM (m)	Keff (tnf/m)	Q (tnf)	Dy (m)	ξ %
XX-1996_Lima	426.61	0.20	2143.76	137.20	0.0140	19.03
XX-1974_Lima	476.89	0.22	2138.50	135.69	0.0135	17.02
XX-2001_Moquegua	390.17	0.17	2336.36	137.23	0.0230	19.31
XX-2005_Cuya	410.63	0.19	2294.00	134.61	0.0220	18.31
XX-1985_Valparaiso	413.77	0.18	2311.54	135.00	0.0230	18.10
XX-2007_Ica	485.31	0.23	2152.16	137.79	0.0255	16.03
XX-2010_Maule	457.59	0.21	2168.67	135.94	0.0185	17.25
Promedio	<b>437.28</b>	<b>0.20</b>	<b>2220.71</b>	<b>136.21</b>	<b>0.0199</b>	<b>17.86</b>

### 7.5.2.2. Propiedades Máximas ( $\lambda_{\text{máx}}$ ) y Mínimas ( $\lambda_{\text{mín}}$ ) del sistema de aislamiento.

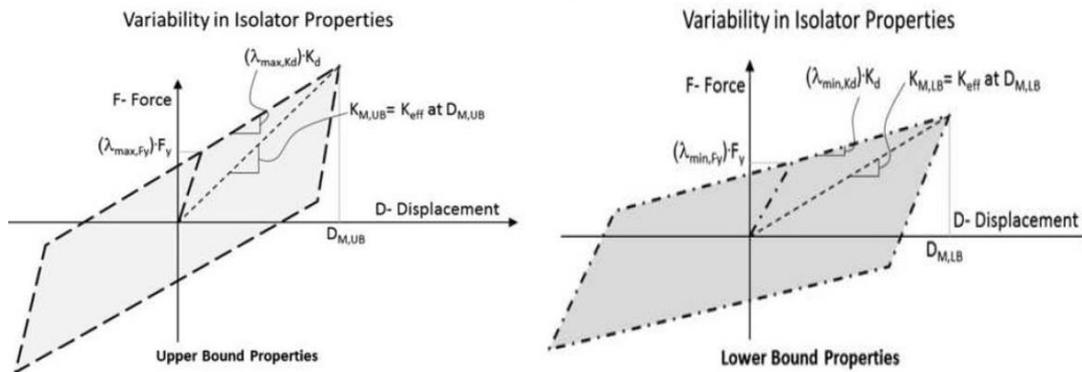
Modificando las propiedades nominales de los aisladores con los factores  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  se construyeron dos nuevos modelos bilineales del interfaz del aislamiento. Dichos factores consideran la posible variación de las propiedades de los dispositivos durante su vida útil debido al envejecimiento de los materiales y las condiciones climáticas que puedan afectar su degradación (Norma E.031 Aislamiento Sísmico, 2019).

En esta tesis, se emplearán los factores de ajuste para aisladores de caucho con núcleo de plomo de Clase I, los cuales se calcularon haciendo uso de los parámetros señalados en la tabla N° 02 y en el anexo I de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico. En la tabla 7.11 se presentan los factores  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  utilizados para modificar los parámetros  $K_2$  y  $Q$  de la constitutiva bilineal nominal de los dispositivos, para obtener las constitutivas del límite máximo y mínimo de los dispositivos.

**Tabla 7.11:** *Factores lambda para modificar las propiedades nominales de los dispositivos de aislamiento.*

Clase I		
Aislador de caucho con núcleo de plomo		
Factor	$K_2$	$Q$
$\lambda_{\text{máx}}$	1.30	1.50
$\lambda_{\text{mín}}$	0.80	0.80

En la figura 7.7 se ilustra la aplicación de los factores lambda para modificar la constitutiva nominal de los dispositivos.



**Figura 7.7:** Aplicación de los factores  $\lambda$  para modificar la constitutiva nominal de los aisladores. Tomado del ASCE/SEI 7-16 (2017).

En la tabla 7.12 se presentan los parámetros de las constitutivas bilineales de cada tipo de aislador modificadas por  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$ .

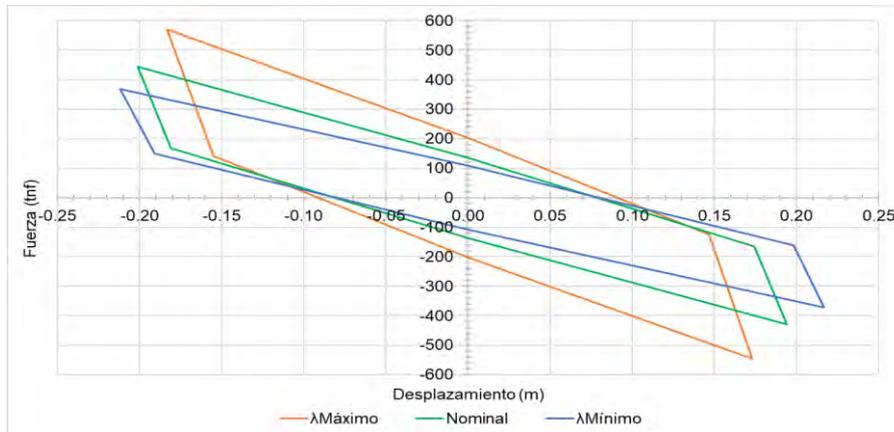
**Tabla 7.12:** Constitutivas modificadas por los factores  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  por cada tipo de aislador.

Parámetro	Dispositivo Lateral ( $K_L$ )			Dispositivo Central ( $K_C$ )			
	$\lambda_{\text{mín}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máx}}$	$\lambda_{\text{mín}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máx}}$	und
$K_2$	52.53	65.66	85.36	40.79	50.99	66.29	tonf/m
$K_1$	525.28	656.60	853.58	407.94	509.92	662.90	tonf/m
$K_2/K_1$	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	
alfa	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	
$Q_d$	4.48	5.61	8.41	3.26	4.08	6.11	tonf
$D_y$	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	m
$F_y$	4.98	6.23	9.34	3.62	4.53	6.79	tonf

De los análisis THNL realizados la dirección Y, se obtuvieron los lazos histéresis del sistema de aislamiento con propiedades  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  en los dispositivos de aislamiento. Los parámetros de las histéresis promedio se presentan en la tabla 7.13 y se grafican en la figura 7.8.

**Tabla 7.13:** *Parámetros de las histéresis promedio del interfaz de aislamiento.*

Modelo	Fmax (tnf)	Dm (m)	Keff (tnf/m)	Q (tnf)	Dy (m)	$\xi$ %
$\lambda$ Mínimo	369.15	0.22	1713.94	110.88	0.0253	17.00
Nominal	449.47	0.21	2160.34	140.53	0.0245	17.71
$\lambda$ Máximo	555.03	0.19	3059.88	205.20	0.0215	20.87

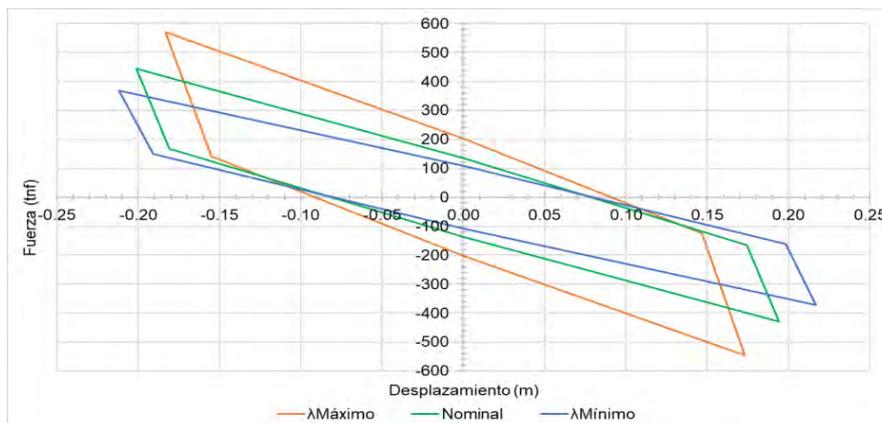


**Figura 7.8:** *Histéresis promedio del interfaz de aislamiento en dirección Y.*

En la tabla 7.14 se presentan los parámetros de las histéresis promedio del interfaz del aislamiento, con propiedades  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  en los dispositivos de aislamiento, obtenidos del análisis THNL en dirección X. En la figura 7.9 se grafican lazos de histéresis promedio.

**Tabla 7.14:** *Parámetros de las histéresis promedio del sistema de aislamiento.*

Modelo	Fmax (tnf)	Dm (m)	Keff (tnf/m)	Q (tnf)	Dy (m)	$\xi$ %
$\lambda$ Mínimo	369.96	0.22	1729.86	108.55	0.0200	16.99
Nominal	437.28	0.20	2220.71	136.21	0.0199	17.86
$\lambda$ Máximo	559.19	0.18	3154.02	202.56	0.0274	19.53



**Figura 7.9:** *Histéresis promedio del interfaz de aislamiento en dirección X.*

Conocidas las rigideces y amortiguamientos efectivos de los modelos nominal,  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$ ; se determinaron los periodos y desplazamientos máximos del edificio a través del análisis estático, como se muestra en tabla 7.15.

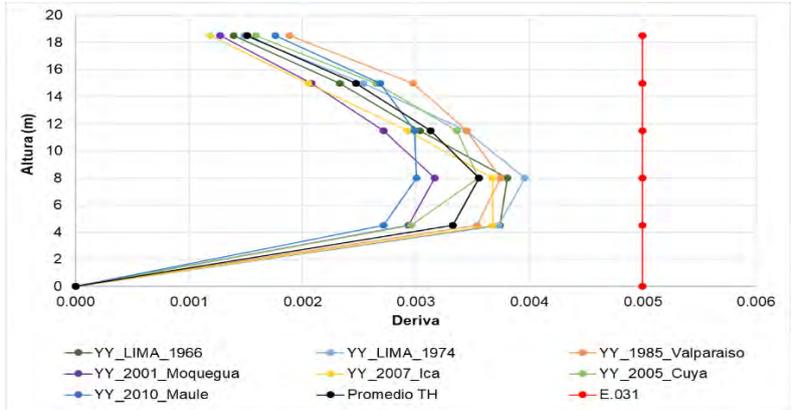
**Tabla 7.15:** *Periodo efectivo y desplazamiento máximo calculado con el método estático.*

Propiedades Efectivas del Sistema de Aislamiento				
Parámetro	Nominal	$\lambda_{\text{máx}}$	$\lambda_{\text{mín}}$	und
Rigidez efectiva	2220.71	3154.02	1729.86	tonf/m
Amortiguamiento efectivo	18	21	17	%
Análisis Estático				
masa	652.47	652.47	652.47	tnf.s2/m
Periodo	3.41	2.86	3.86	seg
Factor de amortiguamiento (B <sub>m</sub> )	1.47	1.55	1.44	
Pseudo aceleracion	1.43	2.03	1.11	m/s2
Desplazamiento maximo	0.29	0.27	0.29	m

**7.5.3. Verificación de las Derivas de Entrepiso.**

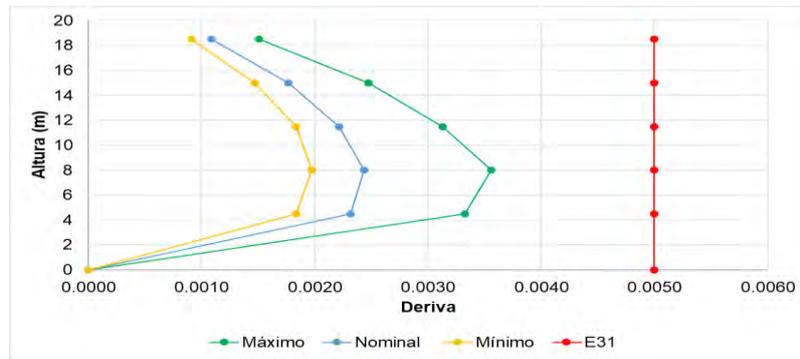
Esta verificación se realizó utilizando el modelo  $\lambda_{\text{máx}}$  en los aisladores. Según la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, las derivas de entrepiso en la superestructura calculadas mediante el análisis THNL no deben superar el 0.005.

En la figura 7.10 se presentan las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis THNL en dirección Y. Donde se observa que las distorsiones de entrepiso no exceden el límite de deriva de la Norma E.031. Se registró una deriva máxima de 0.004 con la señal sísmica de Lima\_1974 y en promedio las señales sísmicas alcanzaron como máximo una deriva de 0.0036 en el segundo nivel del edificio.

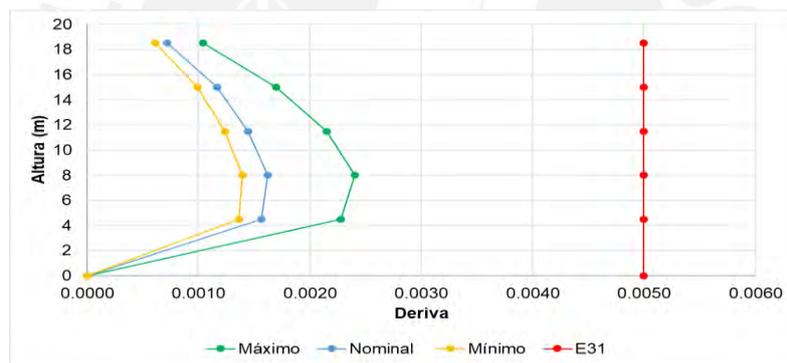


**Figura 7.10:** *Derivas de entrepiso del análisis THNL en dirección Y.*

En la figura 7.11 y figura 7.12 se presentan los promedios de las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis THNL en las direcciones X e Y, con propiedades nominales,  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  en el sistema de aislamiento. Se observa que el modelo  $\lambda_{\text{máx}}$  registra los mayores valores deriva promedio de 0.0024 y 0.0036 en dirección X e Y respectivamente.



**Figura 7.11:** Promedio de las derivas de entrepiso del análisis THNL en dirección Y.



**Figura 7.12:** Promedio de las derivas de entrepiso del análisis THNL en dirección X.

#### 7.5.4. Verificación de la Fuerza Restitutiva.

Se verifica la fuerza restitutiva del interfaz de aislamiento, para determinar si este tiene la fuerza necesaria para devolver la estructura a su posición primigenia de reposo, después de haber sido desplazada lateralmente por el movimiento sísmico.

La Norma E.031 Aislamiento Sísmico (2019) establece que el sistema de aislamiento con propiedades  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$ , debe poseer una fuerza restitutiva de al menos el 2.5% del peso sísmico de la estructura, más que la fuerza medida al 50% del desplazamiento máximo ( $D_M$ ) del sistema de aislamiento. Esto fue calculado utilizando la ecuación 17.



$$C_{vm} = 0.9 * CM - 1.0(CSH + CSV) \quad (18)$$

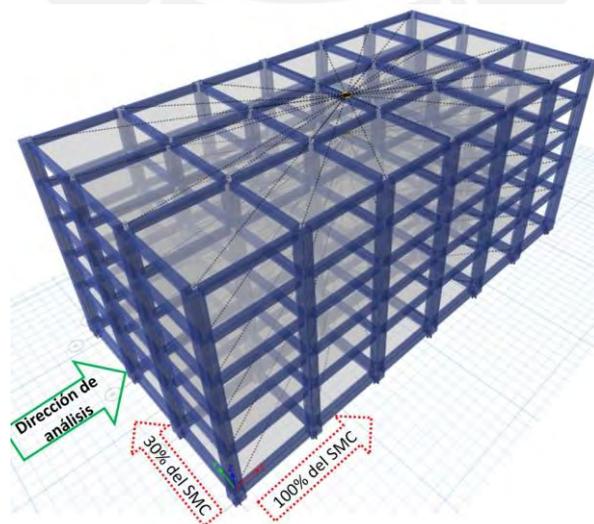
$$CSV = 0.5(1.5 * Z * S)CM \quad (19)$$

Esta verificación se realizó utilizando los modelos  $\lambda_{m\acute{a}x}$  y  $\lambda_{m\acute{i}n}$  en los aisladores, tomando en consideración la excentricidad natural y accidental en las direcciones X e Y mediante el análisis THNL. Es usual establecer como límite práctico que la  $C_{vm}$  no exceda el 10% del peso sísmico transmitido al aislador.

La verificación inicial de la estructura en estudio mostró que los dispositivos ubicados en las esquinas experimentaban tracciones cuando se presentaba la excentricidad natural y accidental en el eje X. Como medida correctiva, se decidió incrementar el espesor de las losas de esquina de 0.20 m a 0.80 m. Esto permitió controlar las tracciones, logrando que estas alcanzaran un valor del 9.50% del peso sísmico.

#### 7.5.6. Análisis Modal Espectral.

De acuerdo con la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, el análisis modal espectral se deberá realizar en dirección X e Y. En la dirección de análisis se aplicará el 100% del espectro elástico de pseudo aceleración del SMC, mientras en el eje perpendicular se empleará el 30% del espectro del SMC, como se muestra en la figura 7.14.



**Figura 7.14:** Aplicación de los espectros de pseudo aceleración del SMC.

### 7.5.6.1. Verificación de las derivas de entrepiso.

Esta verificación se realizó con propiedades del  $\lambda_{\text{máx}}$  en los aisladores. Según la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, las derivas de entrepiso de la superestructura calculadas con el análisis modal espectral no deberán superar 0.0035.

El análisis espectral registro una deriva máxima de 0.0025 en dirección X y una deriva de 0.0032 en dirección Y. En ambas direcciones estos valores son menores a la deriva límite de la norma E.031, como se observa en la en la figura 7.15.

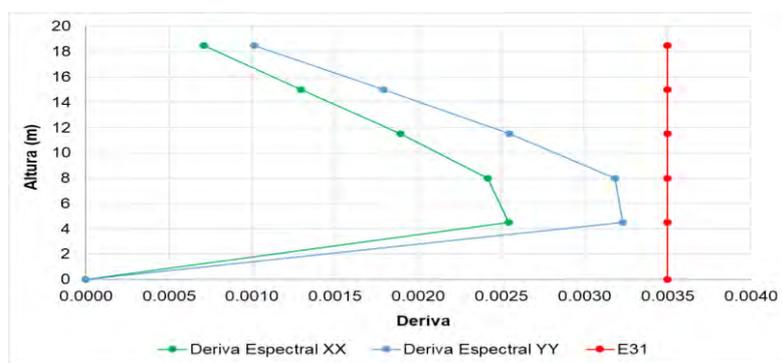


Figura 7.15: Derivas del análisis modal espectral.

### 7.5.6.2. Verificación del desplazamiento del sistema de aislamiento.

Estos desplazamientos se determinaron en dirección X e Y con propiedades  $\lambda_{\text{mín}}$  en los aisladores. El desplazamiento vectorial máximo alcanzado por la plataforma de aislamiento fue de 31.68cm en dirección Y, como se muestra en la figura 7.16.

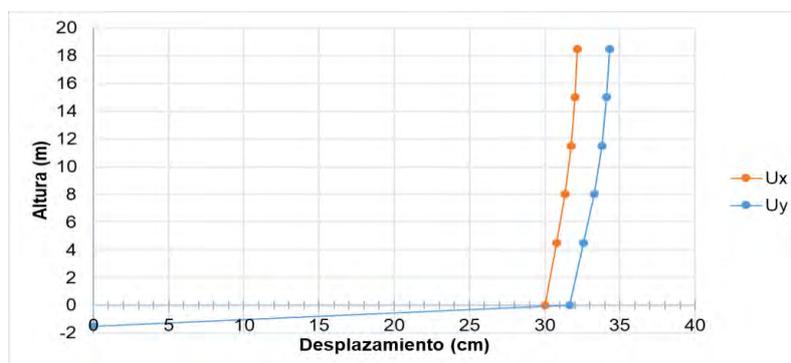


Figura 7.16: Desplazamiento del sistema de aislamiento.

### 7.5.7. Verificación de las Fuerzas Laterales Mínimas de Diseño.

El artículo 21 de la norma E.031 Aislamiento Sísmico, establece los criterios para el cálculo de la fuerza lateral mínima de diseño del sistema de aislamiento, cimentación, subestructura y superestructura.

La fuerza cortante mínima de diseño del sistema de aislamiento y sub-estructura ( $V_b$ ) no podrá ser menor al 90% de  $V_b$ , considerando las propiedades  $\lambda_{\max}$  y  $\lambda_{\min}$  en el sistema de aislamiento. La fuerza lateral de diseño se calculará con la ecuación 20.

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (20)$$

Dónde:  $K_M$  es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, que fue calculado con análisis THNL.  $D_M$  es el desplazamiento lateral máximo calculado con el método estático.

La tabla 7.17 presenta un resumen de las fuerzas cortantes en el sistema de aislamiento, las cuales se determinaron mediante el análisis estático y THNL. Se determinó que la fuerza cortante en el sistema de aislamiento y subestructura será de  $V_b=787.45$  tnf.

**Tabla 7.17:** Fuerza cortante en el sistema de aislamiento ( $V_b$ ).

LIMITE	Direccion	Vb	Vb	Vb	Vb	Und
		Estático	0.90*Vb	Dinámico (THNL)	Diseño	
MAXIMO	X-X	874.95	787.45	606.64	<b>787.45</b>	tnf
	Y-Y	827.63	744.86	666.73	<b>744.86</b>	tnf

La fuerza cortante lateral mínima necesaria para el diseño de la superestructura ( $V_s$ ), considerando las propiedades  $\lambda_{\max}$  y  $\lambda_{\min}$  en el interfaz de aislamiento, se calcularon utilizando las ecuaciones (21) y (22) de la Norma E.031.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (21)$$

$$V_{st} = V_b \left( \frac{P_s}{P} \right)^{(1-2.5*\beta_M)} \quad (22)$$

$$R_a = \frac{3}{8} * R_o \quad (23)$$

En la tabla 7.18 se resume los valores utilizados para calcular la fuerza cortante en la superestructura, considerando las propiedades  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{mín}}$  en el sistema de aislamiento.

**Tabla 7.18: Fuerza cortante en la superestructura ( $V_s$ ).**

Parámetro	$\lambda$ Máximo	$\lambda$ Mínimo	Und
Peso sísmico de la superestructura sin incluir el sistema de aislamiento ( $P_s$ )	4951.61	4951.61	tnf
Peso sísmico total de la superestructura ( $P$ )	6400.68	6400.68	tnf
Factor de amortiguamiento del sistema de aislamiento ( $\beta_m$ )	0.20	0.17	
Fuerza cortante en el sistema de aislamiento ( $V_b$ )	874.95	504.99	tnf
<b>Fuerza cortante no reducida sobre el sistema de aislamiento (<math>V_{st}</math>)</b>	<b>767.23</b>	<b>435.66</b>	<b>tnf</b>
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para estructura de base fija ( $R_o$ )	8.00	8.00	
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la superestructura ( $R_a$ )	2.00	2.00	
<b>Fuerza cortante mínima en la base sobre el sistema de aislamiento (<math>V_s</math>)</b>	<b>383.61</b>	<b>217.83</b>	<b>tnf</b>

En la tabla 7.19 se presentan los criterios de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico que limitan la fuerza cortante  $V_s$ .

**Tabla 7.19: Límites de la fuerza cortante  $V_s$ .**

Parámetro	$V_s$	Und
Fuerza cortante de la Norma E030 con $U=1$ y $T_M$ del límite superior	367.66	tnf
Sí $V_b = F_y$ , $F_y$ del Límite Superior	191.84	tnf
Sí $V_b = 1.5 * Q_d$ , $Q_d$ de las propiedades Nominales	170.82	tnf
<b><math>V_s</math> límite</b>	<b>367.66</b>	<b>tnf</b>

De los análisis se concluye que la fuerza cortante en la superestructura será de  $V_s = 383.61$ tnf.

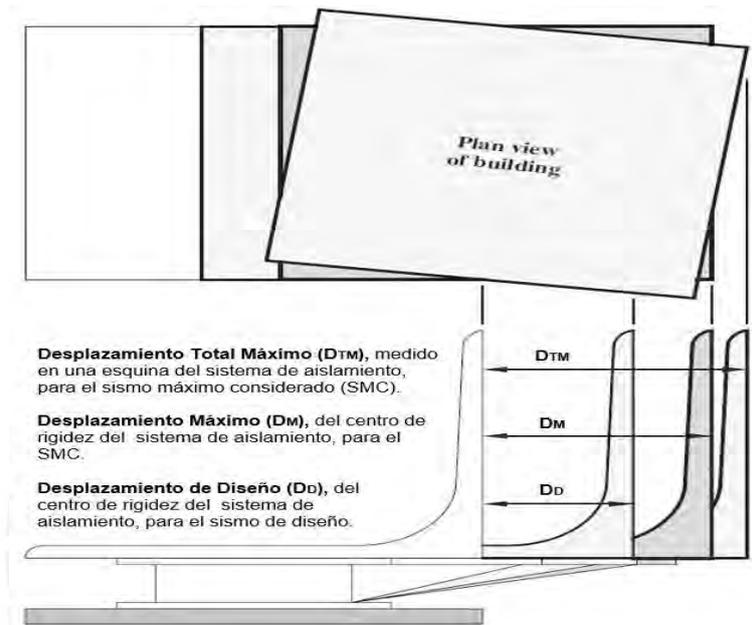
#### 7.5.8. Verificación del Desplazamiento Traslacional Máximo ( $D_M$ ) y Total Máximo ( $D_{TM}$ ) del Sistema de Aislamiento.

La Norma E.031 Aislamiento Sísmico (2019) establece que el desplazamiento  $D_{TM}$  deberá ser calculado considerando la torsión natural y accidental, con la posición más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento  $D_{TM}$  no podrá ser menor que 1.15 veces  $D_M$ .  $D_{TM}$  fue calculado con la ecuación (24).

$$D_{TM} = D_M * \left[ 1 + \left( \frac{y}{P_T^2} \right) * \left( \frac{12 * e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (24)$$

$$P_T = \frac{T_o}{T_r} \quad (25)$$

En la figura 7.17 se definen gráficamente los desplazamientos que se evalúan en la plataforma de aislamiento.



**Figura 7.17:** Definición gráfica de los desplazamientos de la plataforma de aislamiento.

*Adaptado del ASCE/SEI 7-16 (2017).*

La tabla 7.20 muestra el cálculo del  $D_{TM}$  estático del sistema de aislamiento, el cual fue calculado con propiedades de  $\lambda_{min}$  en el sistema de aislamiento y genero un  $D_{TM}=34.00$  cm.

**Tabla 7.20:** Cálculo del  $D_{TM}$  estático del sistema de aislamiento.

Parámetro	$\lambda_{min}$	Und
Distancia perpendicular entre CR del sistema de aislamiento y el elemento evaluado (Y)	21.00	m
Excentricidad (e.)	2.1	m
Dimensión menor (b)	21	m
Dimensión mayor (d)	42	m
Desplazamiento traslacional máximo ( $D_M$ )	0.29	m
Periodo traslacional de edificio aislado ( $T_o$ )	4.03	seg
Periodo rotacional edificio aislado ( $T_r$ )	3.36	seg
$P_t=T_o/T_r$	1.20	
Desplazamiento total $D_{TM}$	33.00	cm
$1.15 * D_M$	33.56	cm
$D_{TM}$	<b>34.00</b>	<b>cm</b>

Los valores de  $D_{TM}$  presentados en la tabla 7.21 muestran los desplazamientos máximos obtenidos del análisis modal espectral y THNL en dirección X e Y, así como la verificación del valor máximo de  $D_{TM}$ .

**Tabla 7.21:** Verificación del  $D_{TM}$  máximo del sistema de aislamiento.

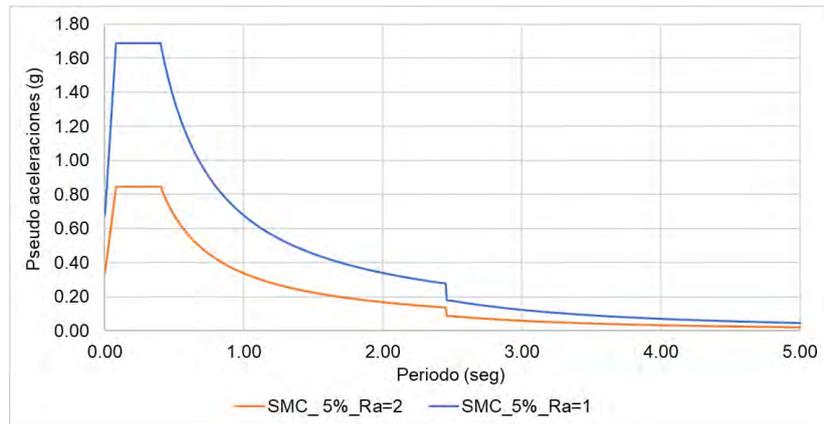
Direccion	$D_{TM}$	$D_{TM} * 0.80$	$D_{TM}$ THNL	$D_{TM}$ Espectral	$D_{TM\_Max}$
XX	34.00	27.20	26.28	30.04	<b>34.00</b>
YY	34.00	27.20	27.34	31.68	<b>34.00</b>

Los valores máximos de  $D_{TM}$  se alcanzaron en dirección Y, llegándose a un máximo de 34.00 cm. Por lo que se decidió que el ancho de la junta de aislamiento en el perímetro del sistema de aislamiento será de 35.00 cm. Esta distancia fue utilizada además en el cálculo del efecto P-Delta en los dispositivos de aislamiento.

#### **7.5.9. Diseño en Concreto Armado de la Superestructura.**

En esta etapa, la fuerza sísmica se definió utilizando el espectro elástico de pseudo aceleraciones de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, que fue reducido por un factor de amortiguamiento ( $B_M$ ) de 1.5 que le corresponde al amortiguamiento efectivo de modelos de límite superior en los aisladores.

El factor de reducción de fuerzas sísmicas para la superestructura ( $R_a$ ), se calculó tomando  $3/8$  del coeficiente  $R_o$  utilizado en edificios convencionales. Siendo la superestructura del edificio en estudio, un sistema aporticado, le corresponde un  $R_o$  igual a 8. Dado que la estructura no presenta irregularidades  $R_a$  resulta ser igual a 2, ya que  $R_a$  no puede ser menor que 1 ni mayor que 2.



**Figura 7.18:** Espectro elástico de pseudo aceleraciones para la sub-estructura ( $R_a=1$ ) y superestructura ( $R_a=2$ ).

En la figura 7.18 se presentan los espectros elásticos de pseudo aceleración reducidos por  $R_a$  que se usaron en el análisis modal espectral. Como resultado de este del análisis, se obtuvieron las fuerzas cortantes en el sistema de aislamiento ( $V_b=753.89$  tnf) y en la superestructura ( $V_s=301.90$  tnf).

Según la Norma E.031 Aislamiento Sísmico (2019), si los valores de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis modal espectral o THNL son inferiores a las fuerzas límite de diseño, estas deberán ser ajustadas. En las tablas 7.22 y 7.23 se presentan los coeficientes de ajuste de las fuerzas cortantes  $V_b$  y  $V_s$ .

**Tabla 7.22:** Factores de escalamiento para  $V_b$ .

Dirección	$V_b$ espectral R1	$V_b$ Diseño	Factor Corrección	Und
X-X	753.89	787.45	1.05	tnf
Y-Y	682.45	744.86	1.09	tnf

**Tabla 7.23:** Factores de escalamiento para  $V_s$ .

Dirección	$V_s$ espectral R2	$V_s$ Diseño	Fact Correccion	Und
X-X	301.90	383.61	1.27	tnf
Y-Y	275.59	367.66	1.33	tnf

El diseño en concreto armado de los pórticos de la superestructura fue realizado siguiendo las especificaciones de la Norma E.060 Concreto Armado. En la figura 7.19 presentan las secciones de columnas y vigas del edificio.

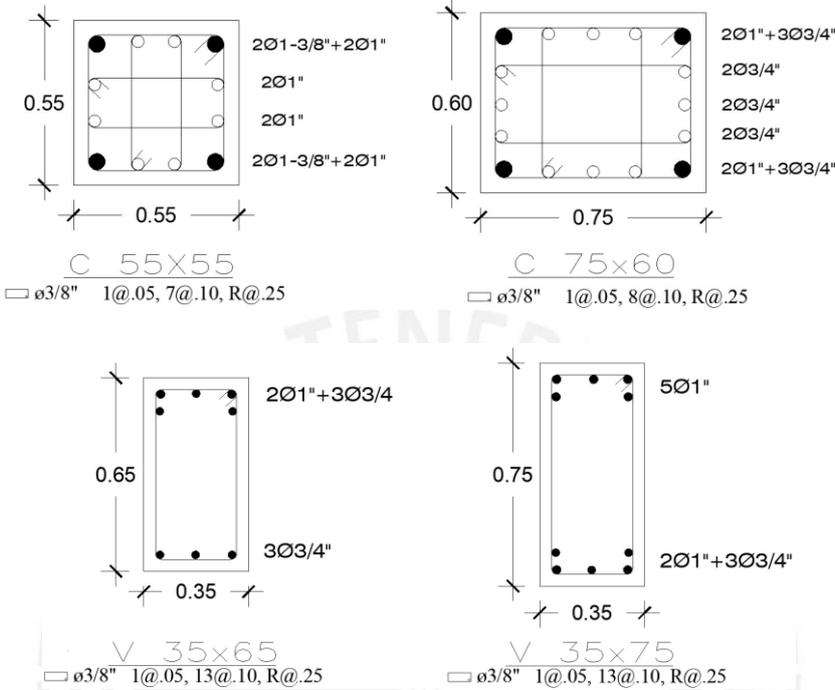


Figura 7.19: Detalle del armado de columnas y vigas.

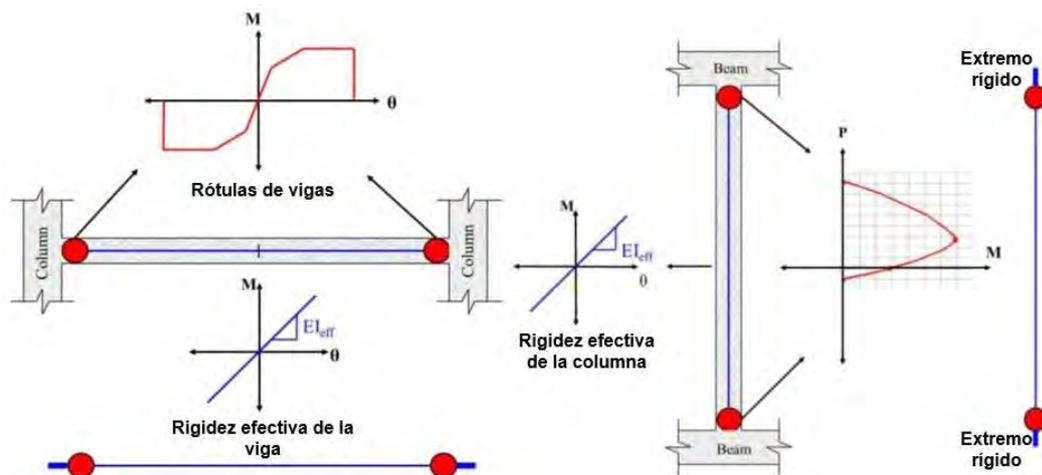
**8. MODELADO NO LINEAL DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.**

Se realizó el modelado no lineal del edificio aislado en estudio utilizando el software PERFORM-3D v.7 de CSI, el cual fue desarrollado por el profesor Graham H. Powel de la Universidad de California en Berkeley. Este software esta implementado con herramientas que permiten el modelado no lineal de materiales y secciones. En la actualidad, es ampliamente utilizado en las oficinas de ingeniería para la evaluar y diseñar estructuras basadas en desempeño (Ugalde & Lafontaine, 2021).

En esta sección se explica el proceso de modelado, comenzando con la definición de las propiedades constitutivas de las rótulas de plasticidad concentrada de los elementos de la estructura, seguido del modelado de los aisladores y la definición del amortiguamiento.

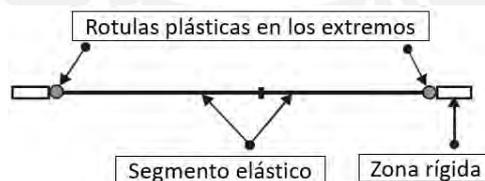
### 8.1. Modelado No Lineal de Pórticos de Concreto Armado.

En esta tesis, la no linealidad de vigas y columnas fue modelado utilizando rótulas de plasticidad concentrada. En PERFORM-3D, estos componentes se denominan FEMA-Beam (M3) que son rótulas a flexión y FEMA-Column (P-M2-M3) que se definen como superficies de fluencia. En la figura 8.1 se esquematizan los modelos no lineales de vigas y columnas de la estructura en estudio.



**Figura 8.1:** Modelado no lineal de vigas y columnas. Tomado de Tuna (2012).

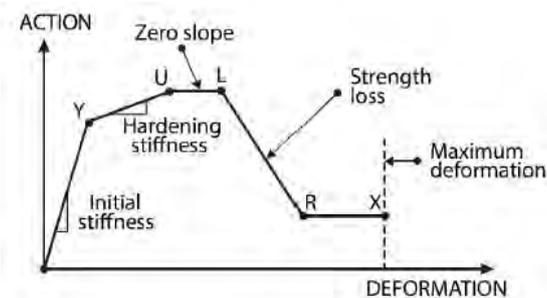
Estos elementos FEMA de PERFORM-3D están formados por 2 rótulas de plasticidad concentrada, 2 segmentos elásticos y 2 zonas rígidas; tal como se muestra en la figura 8.2.



**Figura 8.2:** Elemento FEMA beam/columnn usado en PERFORM-3D. Adaptado de *Components and Elements PERFORM-3D (2018a)*.

En PERFORM-3D define la constitutiva de rótulas de plasticidad concentrada como una relación fuerza-deformación, que se muestra en la figura 8.3. A continuación, se definen los principales puntos de esta curva donde: el punto “Y” es el comienzo de la zona no lineal, el punto “U” señala la resistencia última, el punto “L” es el límite de la ductilidad y el inicio de la

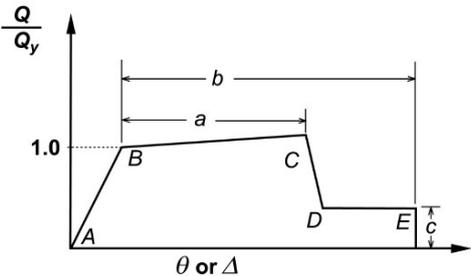
pérdida significativa de resistencia, “R” indica el punto donde se alcanza la resistencia residual mínima y finalmente, “X” representa la deformación máxima. (User Guide PERFORM-3D, 2018c).



**Figura 8.3:** Constitutiva esfuerzo-deformación de PERFORM-3D. Adaptado del User Guide PERFORM-3D (2018c).

Por lo general, una constitutiva de rótulas de plasticidad concentrada, como la presentada en la figura 8.3, mide en el eje de las abscisas las rotaciones y en el eje de las ordenadas los momentos flexionantes.

Las rotaciones plásticas de las rótulas de plasticidad concentrada de los elementos estructurales, se definieron utilizando las tablas 10.7 (para vigas) y 10.8 (para columnas) del ASCE/SEI 41-17. Estas tablas permitieron determinar las rotaciones plásticas “a”, “b” y el factor de resistencia residual “c”. En la figura 8.3 se presenta la constitutiva de las rótulas del ASCE/SEI 41-17 con los parámetros a, b y c.



**Figura 8.4:** Constitutiva de rótulas concentradas del ASCE/SEI 41-17. Tomado del ASCE/SEI 41-17 (2017).

El momento de fluencia ( $M_y$ ) fue calculado mediante un análisis momento curvatura que reporta la sección de diseño de Etabs. Para el cálculo del momento último ( $M_u$ ) se utilizó la recomendación de Haselton (2016) que indica que  $M_u=1.13*M_y$  (como se citó en Zúñiga, 2021). El momento residual ( $M_r$ ) será igual al factor de resistencia residual “c” multiplicado por  $M_u$ .

Con el objetivo de simular la pérdida de rigidez en vigas y columnas, se utilizaron los factores de reducción de rigidez indicados en el ASCE/SEI 41-17 y que se presentan en la tabla 8.1.

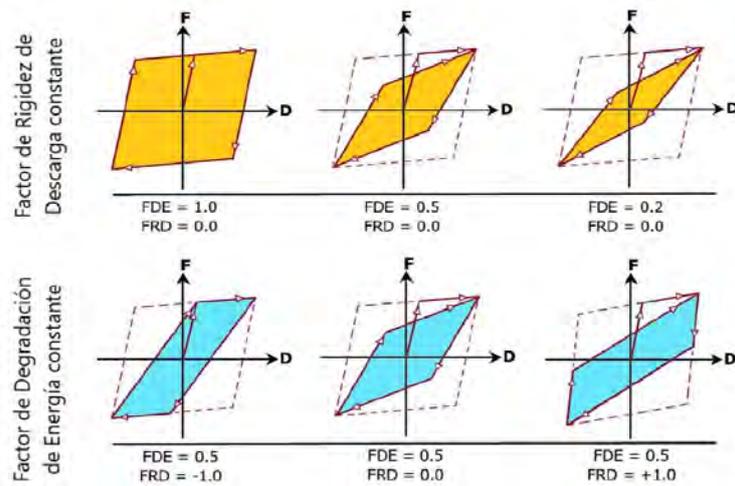
**Tabla 8.1:** Factores de pérdida de rigidez efectiva. Adaptado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

Componente		Rigidez a flexión	Rigidez a corte	Rigidez axial
Vigas no pre-esforzadas		$0.3E_cE_lg$	$0.4E_cE_wA_w$	
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño	$\geq 0.5 A_g f'_{ce}$	$0.7E_cE_lg$	$0.4E_cE_wA_w$	$E_cE_g$
	$\leq 0.1 A_g f'_{ce}$ o con tensión	$0.3E_cE_lg$		$E_cE_g$ (compresión)
				$E_cE_s$ (tensión)

Los lazos de histéresis son herramientas útiles para comprobar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales que están sometidos a cargas cíclicas causada por sismos. Por lo que, en un análisis THNL, es importante tomar en consideración la degradación de la rigidez y energía de los elementos estructurales.

En PERFORM-3D, el factor de degradación de energía (EDF, por sus siglas en inglés) se calcula como el cociente entre el área degradada y no degradada de los lazos de histéresis. Cuando no hay degradación, esta relación será igual a 1. Por otro lado, el factor de rigidez de descarga (USF, por sus siglas en inglés)) permite controlar la forma de los lazos de histéresis (User guide PERFORM-3D, 2018c).

Zúñiga (2021) esquematizo la influencia de los factores de degradación de energía (FDE) y los factores de descarga de rigidez (FRD) utilizados para controlar los lazos histéricos de las rótulas de plasticidad concentrada en PERFORM-3D. En la figura 8.5 se presentan los efectos que tienen los factores FDE y FRD en los lazos de histéresis.



**Figura 8.5:** Efectos de FDE y FRD en los lazos histéresis de PERFORM-3D.

Tomado de Zúñiga (2021).

En los últimos años, varios autores han calibrado valores de FDE y FRD para simular diversos modelos histéricos (Takeda y Pivot) en PERFORM-3D. Mientras otros autores han calibrado y reproducido en PERFORM-3D resultados experimentales.

En el caso de pórticos de concreto armado, Hopper (2009) recomiendan el uso de un valor constante de FDE de 0.2 para replicar el modelo histérico de Takeda. Por su parte, Liao (2010) sugiere valores de FDE que varían entre 0.15 y 0.25. Por otro lado, Ghodsi y Ruiz (2009), así como Naish (2010), presentan recomendaciones de parámetros FDE y FRD para vigas de concreto armado, los cuales se muestran en la tabla 8.2.

**Tabla 8.2:** Factores de degradación de energía y rigidez para lazos de histéresis en PERFORM-3D.

Elemento	Autores	Factor de degradacion de energia					Factor de descarga de rigidez
		Y	U	L	R	X	
Viga, pórticos de concreto armado	Naish (2010)	0.5	0.45	0.35	0.17	0.17	0.75
	Ghodsi & Ruiz (2009)	0.24	0.23	0.22	0.21	0.2	-
		-	0.02	0.03	0.045	-	-

En esta tesis, se utilizó un valor constante de FDE de 0.20 para calibrar los lazos de histéresis de columnas. En el caso de las vigas, se emplearon los factores de FDE y FRD proporcionados Naish.

## **8.2. Modelado No lineal de Aisladores Sísmicos.**

El procedimiento de modelado de los aisladores en PERFORM-3D es similar al realizado en Etabs. En PERFORM-3D los aisladores se modelaron como Seismic Isolator, Rubber Type, elementos que se ubicaron debajo de cada uno de los 28 pedestales del sistema de aislamiento, a estos elementos Rubber Type se les puede asignar propiedades lineales y bilineales.

En esta tesis se utilizaron las propiedades lineales del aislador para calibrar el modelo PERFORM-3D con el modelo Etabs y para el análisis THNL se utilizó la constitutiva bilineal.

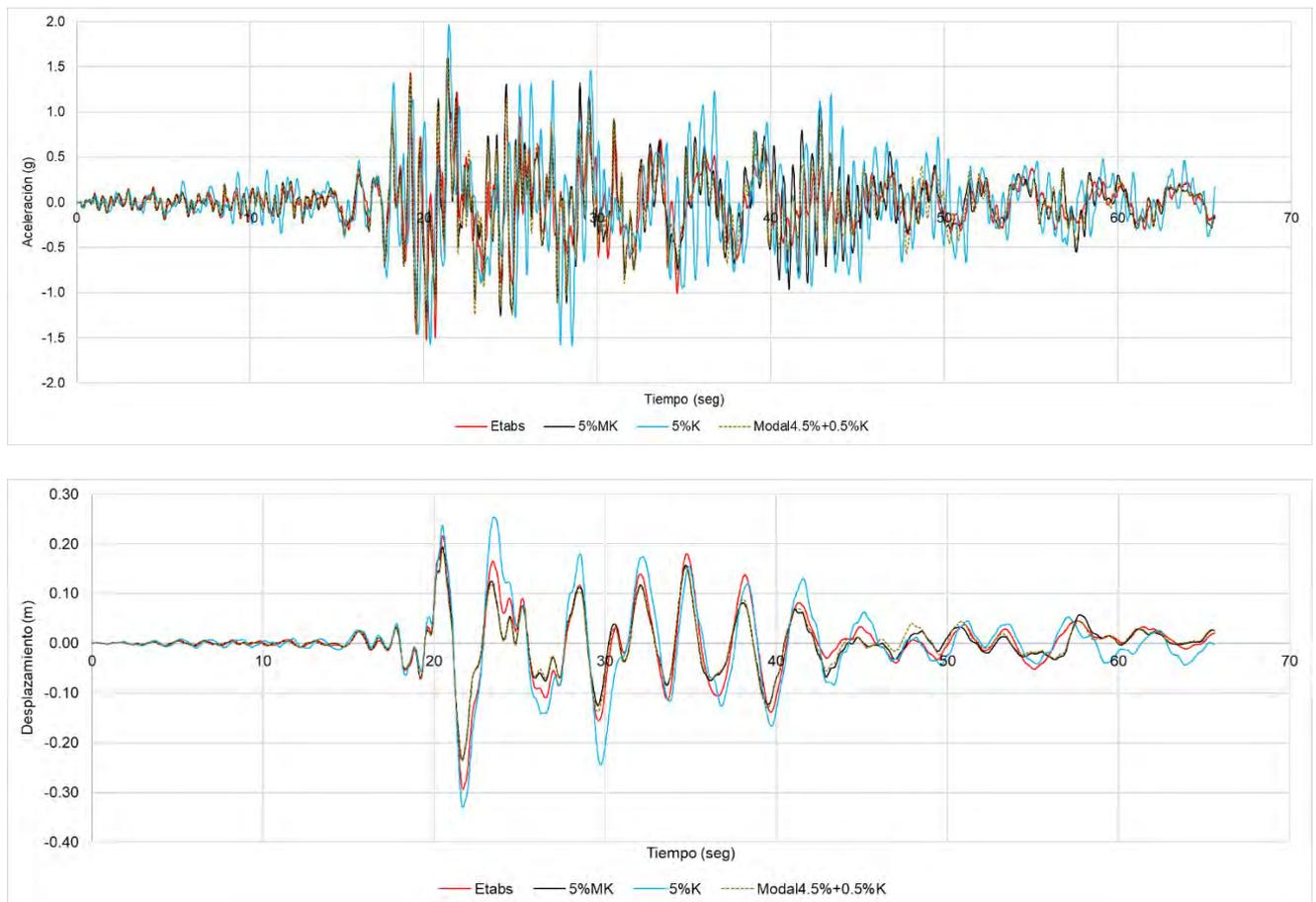
## **8.3. Modelado del Amortiguamiento.**

Para llevar a cabo el análisis THNL de la estructura en PERFORM-3D, se utilizó el amortiguamiento de Rayleigh con un valor de 5% proporcional a la masa y rigidez, anclados en 1.20 y 0.50 del periodo fundamental.

Se eligió esta metodología y este valor de amortiguamiento luego de un análisis de sensibilidad. En el cual se evaluaron las respuestas de aceleración y desplazamiento de la azotea, obtenidas del análisis THNL por integración directa, utilizando las señales sísmicas de 1966\_Lima y 1985\_Valparaiso. El análisis se realizó con un modelo en Etabs, donde el amortiguamiento fue modelado como modal con 5% en todos los modos y cero en los tres primeros modos.

Mientras, que en PERFORM-3D se modelaron los siguientes casos de amortiguamiento: a) Rayleigh 5% proporcional a la masa y rigidez; b) Rayleigh 5% proporcional a la rigidez y c) 4.5% modal en todos los modos más 0.5% de Rayleigh proporcional a la rigidez.

De la comparación de las respuestas del modelo base de Etabs con las de PERFORM-3D, se seleccionó el amortiguamiento de Rayleigh 5% proporcional a la masa y rigidez (5%MK), debido a que este modelo de amortiguamiento genera menor variabilidad en las respuestas como se observa en la figura 8.6.

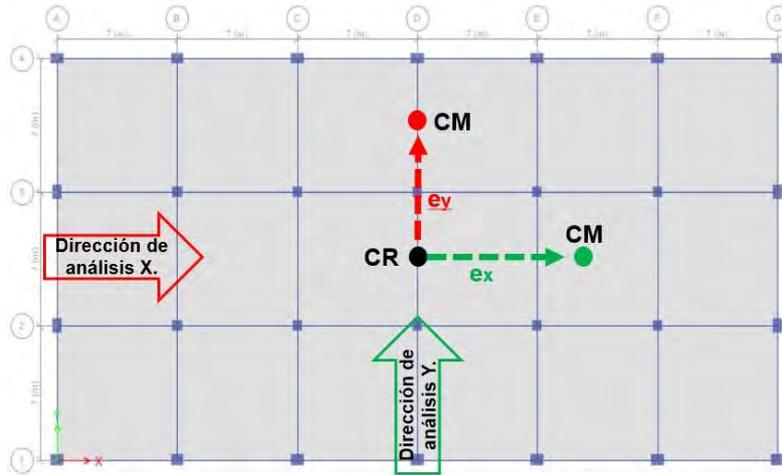


**Figura 8.6:** *Respuestas de aceleración y desplazamiento para señal sísmica de 1966\_Lima por cada caso de amortiguamiento evaluado.*

## 9. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.

El análisis IDA se llevó a cabo con propiedades  $\lambda_{\text{máx}}$  y  $\lambda_{\text{min}}$  en el sistema de aislamiento y con cuatro casos de excentricidad unidireccional (5%, 10%, 15% y 20%) en dirección X e Y en la superestructura, mientras el interfaz de aislamiento se mantiene simétrico.

Para el análisis THNL, se utilizaron las mismas siete señales sísmicas que fueron empleadas en el diseño del edificio aislado. Estos registros sísmicos fueron ajustados a cuatro niveles de intensidad sísmica (PGA=0.20g, 0.25g, 0.45g y 0.675g). La figura 9.1 presenta un esquema de las direcciones de análisis y la posición desplazada del CM respecto al CR en dirección X e Y.



**Figura 9.1:** Dirección de análisis y ubicación del CM excéntrico para el análisis IDA.

El análisis THNL en PERFORM-3D de un set de 7 registros sísmicos, empleó alrededor de 2 horas utilizando una laptop con un procesador Intel(R) Core(TM) i7-4700MQ CPU @ 2.40GHz de 8 núcleos, 12GB de memoria RAM, un HDD de 1 TB y una memoria gráfica de NVIDIA GFORCE GT 740M. Por tanto, para completar los 448 análisis THNL se emplearon aproximadamente 128 horas en total.

### 9.1. Intensidades Sísmicas (IM).

Para el análisis IDA se definió como intensidad sísmica, a la aceleración máxima del suelo conocida como PGA (Peak Ground Acceleration). En este caso se establecieron cuatro niveles de IM basados en los periodos de retorno ( $T_r$ ) del sismo.

A partir de las curvas de probabilidad de excedencia anual de Tavera et al. (2014) y utilizándose los  $T_r$ , se determinaron las máximas aceleraciones de suelo esperadas para la ciudad de Lima, expresadas en PGA, como se muestra en la tabla 9.1. Los niveles de sismicidad expresadas en PGA fueron utilizados como objetivo para el spectral matching de las 7 señales sísmicas presentadas en el capítulo 5.

**Tabla 9.1:** Intensidades sísmicas (PGA) para cada periodo de retorno.

Nivel de sismicidad	Probabilidad anual de excedencia	Periodo de Retorno en años (Tr)	PGA (g)
Frecuente	50% en 35 años	50	0.20
Ocasional	40% en 50 años	100	0.25
Raro	10% en 50 años	475	0.45
Muy Raro	2% en 50 años	2475	0.675

### 9.2. Índice de Daño (DM).

Se seleccionaron las rotaciones inelásticas de los elementos estructurales y las distorsiones de entrepiso como indicadores de daño estructural, mientras que para medir el daño de componentes no estructurales se eligieron las distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Además, se evaluaron los desplazamientos relativos de la azotea y de la plataforma de aislamiento, con el fin de evaluar el efecto que tiene la torsión de la superestructura en estas respuestas de desplazamiento.

### 9.3. Curva IDA.

Con la superestructura e interfaz de aislamiento modelados con propiedades inelásticas, se llevó a cabo el análisis THNL de la estructura en dirección X e Y utilizando las 7 señales sísmicas espectro compatibles escaladas a los IM en estudio, con el objetivo de cuantificar el daño (DM).

Conocidos los IM y DM se trazaron las curvas IDA de deriva de entrepiso, aceleración en la azotea, desplazamiento de la azotea relativo a la plataforma de aislamiento y desplazamiento del diafragma de aislamiento. Las curvas IDA se generaron para cada una de las siete señales sísmicas y para cada caso de excentricidad unidireccional en estudio.

Las múltiples curvas IDA permitieron visualizar y evaluar cómo cambian los factores de respuesta de la estructura a medida que aumenta la intensidad sísmica y la excentricidad en la superestructura.

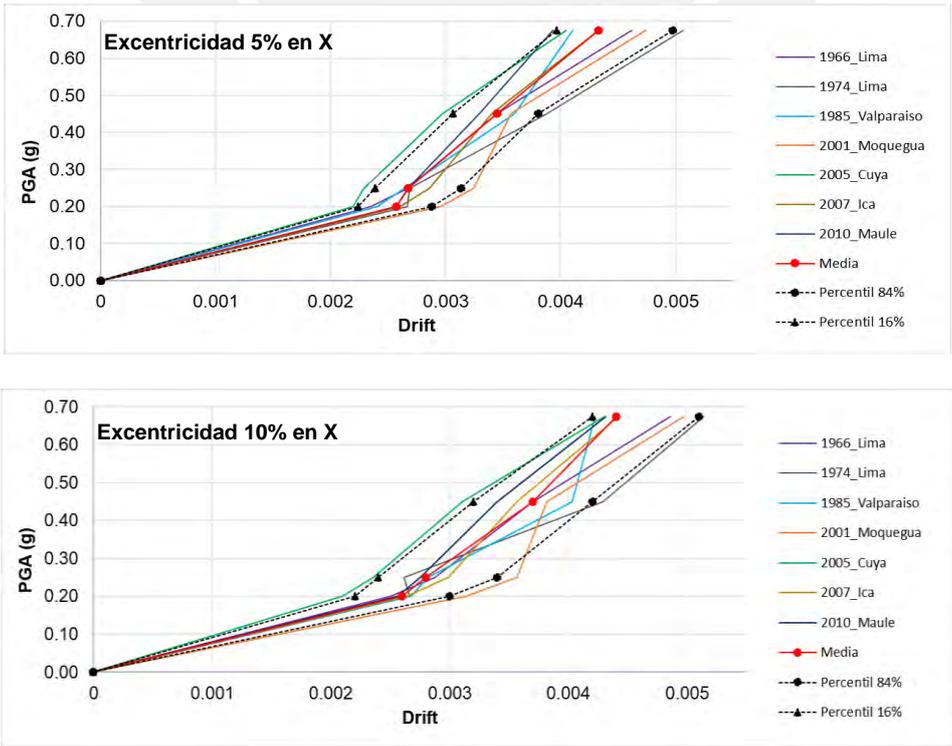
Se calcularon los percentiles (84%, 50% y 16%) para examinar la variabilidad de las múltiples curvas IDA. Estos percentiles abarcan un rango de escenarios que van desde el más conservador (percentil 16%) hasta el menos probable (percentil 84%).

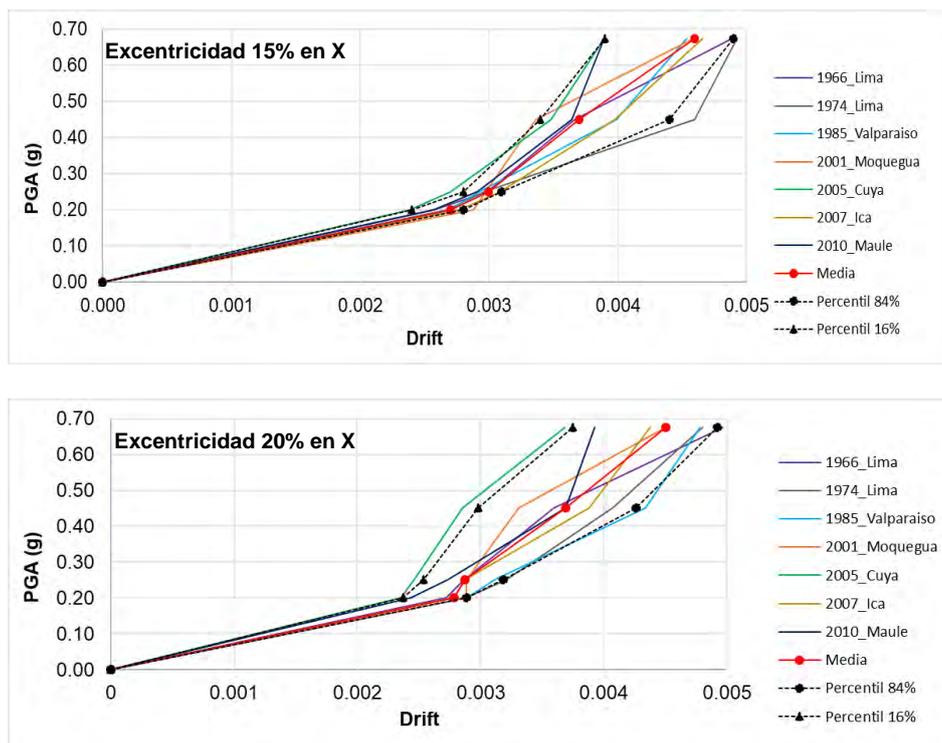
En los siguientes apartados se presentan las curvas IDA del análisis THNL en dirección Y, debido a que, en esta dirección se registraron los mayores valores de índices de daño.

**9.3.1. Múltiples Curvas IDA de Deriva de Entrepiso.**

La figura 9.2 muestra las múltiples curvas IDA de deriva de entrepiso obtenidas de los análisis THNL del edificio aislado, con excentricidad en dirección X y sistema de aislamiento simétrico con propiedades  $\lambda_{max}$ .

Para un PGA de 0.675g la curva IDA media con excentricidad del 15% alcanza una deriva máxima de 0.0046 y una deriva mínima de deriva de 0.0043 con una excentricidad del 5%. La curva IDA del percentil 84% alcanza una deriva máxima de 0.0051 para la excentricidad del 10%, mientras que el percentil 16% registra un valor mínimo de deriva 0.0038 para la excentricidad del 20%. Esto significa que el 84% y el 16% de los valores de deriva son inferiores a 0.0051 y 0.0038 respectivamente.





**Figura 9.2:** Múltiples curvas IDA de deriva para las excentricidades del 5%, 10%, 15% y 20% en dirección X.

La tabla 9.2 resume los valores de deriva de entrepiso para el PGA de 0.675g, donde se observa que, las señales sísmicas de 1966\_Lima y 1974\_Lima son las más dañinas, teniendo estas la particularidad de haber incrementado en 8.90 y 13.60 veces sus IA con el escalamiento. Por otro lado, el registro sísmico de 2005\_Cuya es el menos dañino, con una IA-0.675g que es un 7% menor que el de 1974, pero que su IA incremento en solo 5.40 veces con el escalamiento.

**Tabla 9.2:** Derivas de entrepiso para el PGA de 0.675g.

Registro Sísmico	IA (m/seg)	IA-0.675g (m/seg)	Ds (seg)	Derivas de entrepiso			
				5%	10%	15%	20%
1966_Lima	0.93	8.28	16.70	0.0046	0.0049	<b>0.0049</b>	<b>0.0050</b>
1974_Lima	1.35	18.44	48.44	<b>0.0051</b>	<b>0.0051</b>	<b>0.0049</b>	0.0048
1985_Valparaiso	2.84	14.76	36.03	0.0041	<b>0.0042</b>	0.0045	0.0048
2001_Moquegua	3.70	22.63	86.82	0.0047	0.0050	0.0046	0.0045
2005_Cuya	3.17	17.15	33.40	0.0040	0.0043	<b>0.0039</b>	<b>0.0037</b>
2007_Ica	4.51	24.61	27.68	0.0043	0.0044	0.0047	0.0044
2010_Maule	10.82	24.93	71.94	<b>0.0039</b>	0.0043	<b>0.0039</b>	0.0039

La figura 9.3 muestra que las curvas IDA media de deriva de entrepiso, incrementan con las excentricidades para los PGA de 0.20g, 0.25g y 0.675g. Sin embargo, para el PGA de 0.45g las excentricidades del 10% al 20% registran derivas de alrededor de 0.0037 y la excentricidad del 5% alcanza una deriva 8% menor que las otras excentricidades.

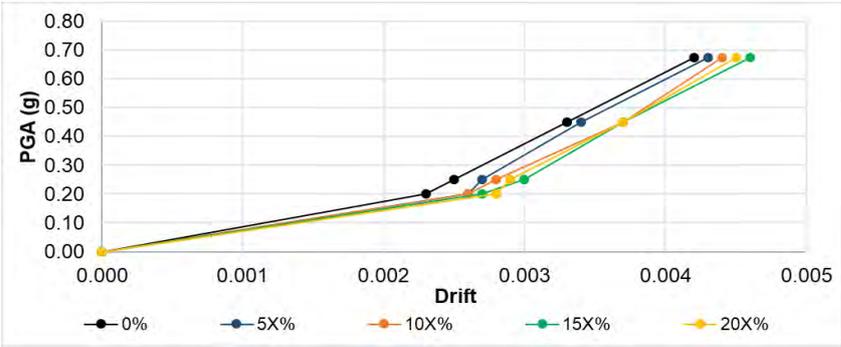


Figura 9.3: Curvas IDA media de deriva de entrepiso.

9.3.2. Múltiples Curvas IDA de Aceleración en la Azotea.

En esta sección se presentan las múltiples curvas IDA de aceleración en la azotea, obtenidas de los análisis THNL del edificio aislado, con torsión en su superestructura y sistema de aislamiento simétrico con propiedades de  $\lambda_{max}$ .

En la figura 9.4 se presentan los lugares de medición de las aceleraciones en la azotea del edificio. Estas mediciones se llevaron a cabo en los CM excéntricos ( $X_m$  y  $Y_m$ ) y en las esquinas de los pórticos extremos ( $x_e$  y  $y_e$ ) paralelos a la dirección de la excentricidad.

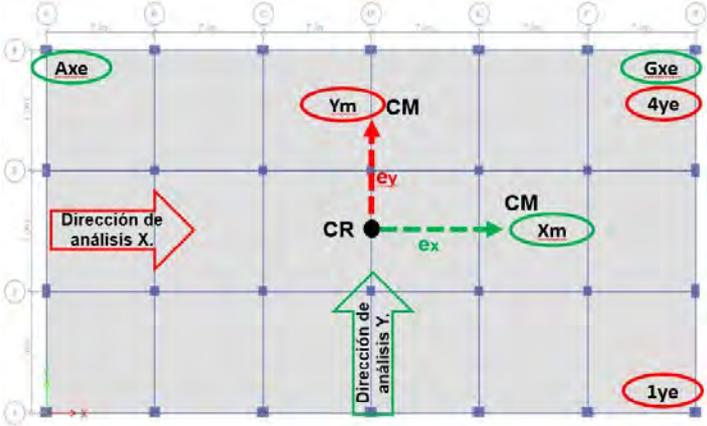
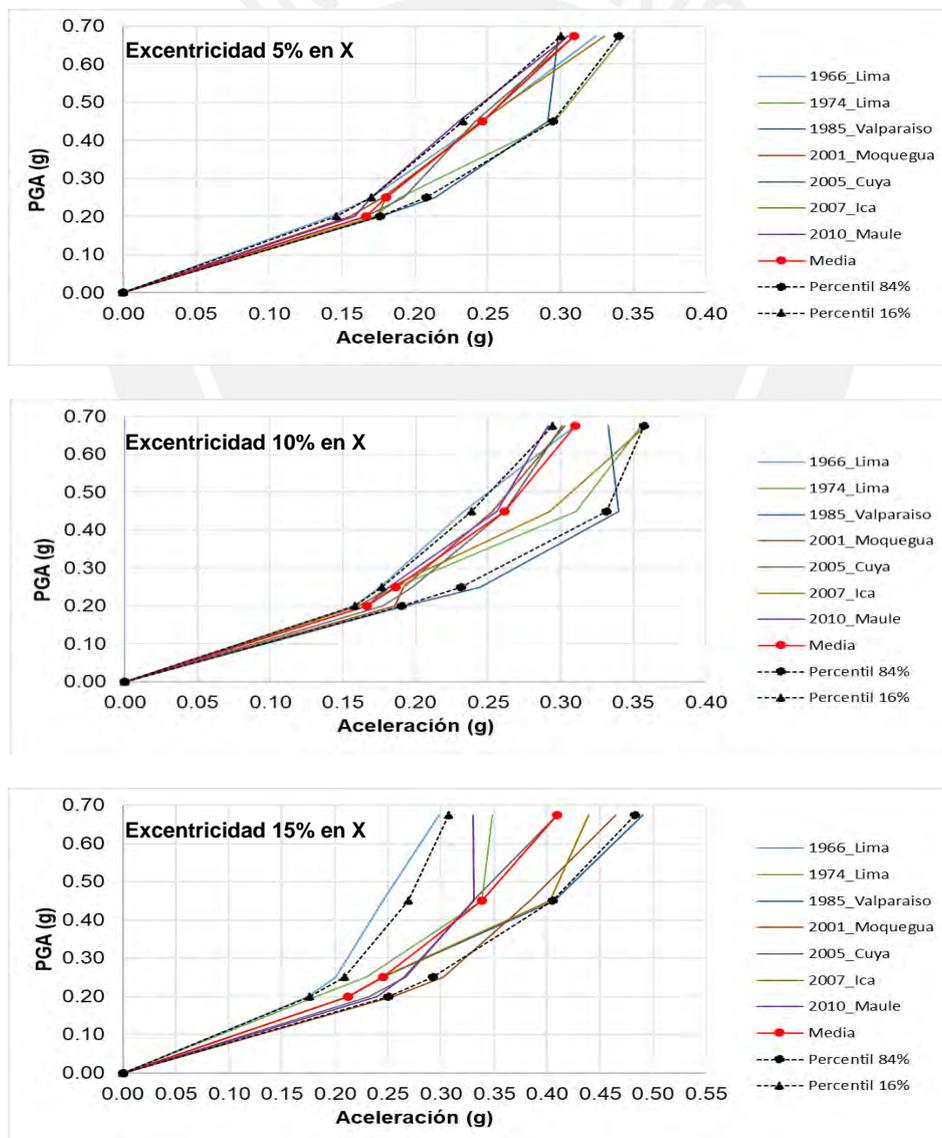
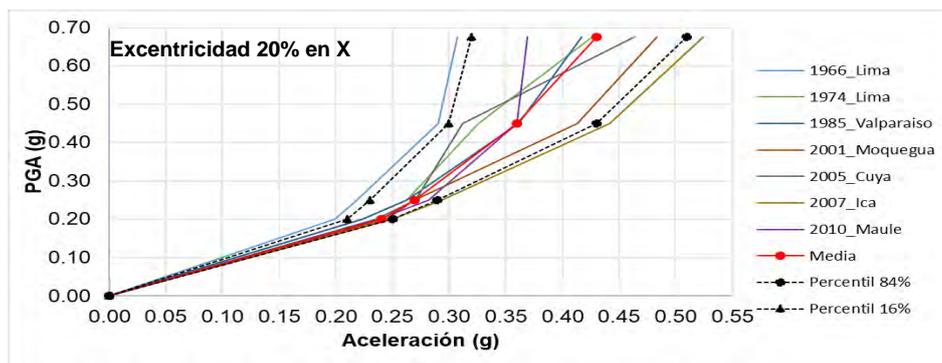


Figura 9.4: Puntos de medición de las aceleraciones en la azotea.

En la figura 9.5 se presentan las múltiples curvas IDA de aceleración en la azotea registradas en la esquina “Axe”, donde se obtuvieron los valores más altos de aceleración.

Para el PGA de 0.675g, la curva IDA media muestra que la excentricidad del 20% alcanza el valor máximo de aceleración de 0.43g y el valor mínimo de aceleración de 0.31g es registrado con una excentricidad del 5%. La curva IDA percentil 84% logra una aceleración máxima de 0.51g con una excentricidad del 20%, mientras que el percentil 16% alcanza el valor mínimo de aceleración de 0.29g con una excentricidad del 10%. Esto indica que el 84% y el 16% de los valores de deriva son inferiores a los valores de aceleración de 0.51g y 0.29g, respectivamente.





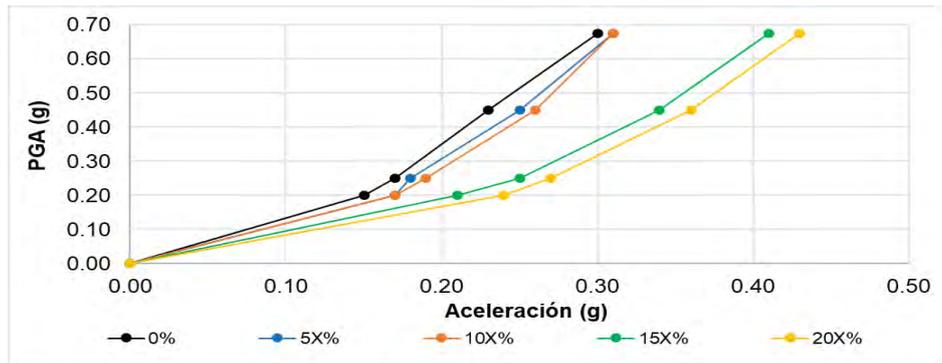
**Figura 9.5:** Múltiples curvas IDA de aceleración en la azotea para las excentricidades del 5%, 10%, 15% y 20% en dirección X.

La tabla 9.3 presenta las aceleraciones en la azotea para el PGA de 0.675g, en la cual se observa que el evento sísmico de 2007\_Ica es el más perjudicial, con una IA escalada de 24.61 m/seg. Por otro lado, el evento sísmico de 2010\_Maule resulta ser el menos dañino, pese a tener una IA escalada 1.3% mayor que la de ICA. Estos registros incrementaron sus IA en 5.50 y 2.30 veces con el escalamiento. Se observa que las respuestas son altamente variables, a pesar de ser los registros espectro compatibles.

**Tabla 9.3:** Aceleraciones en la azotea para el PGA de 0.675g.

Registro Sísmico	IA (m/seg)	IA-0.675g (m/seg)	Ds (seg)	Aceleraciones en la azotea (g)			
				5%	10%	15%	20%
1966_Lima	0.93	8.28	16.70	0.32	0.31	0.30	0.31
1974_Lima	1.35	18.44	48.44	0.34	0.36	0.35	0.43
1985_Valparaiso	2.84	14.76	36.03	0.30	0.33	0.49	0.42
2001_Moquegua	3.70	22.63	86.82	0.30	0.30	0.46	0.48
2005_Cuya	3.17	17.15	33.40	0.31	0.30	0.41	0.46
2007_Ica	4.51	24.61	27.68	0.33	0.36	0.44	0.52
2010_Maule	10.82	24.93	71.94	0.31	0.29	0.33	0.37

Los análisis muestran que las aceleraciones en la esquina lejana al CM aumentan con las intensidades sísmicas para cualquier excentricidad unidireccional. Sin embargo, las aceleraciones medidas en los CM excéntricos disminuyen con la excentricidad. Sea observado también que la dispersión de las respuestas de aceleración incrementa con las intensidades sísmicas, para cualquier valor de excentricidad.



**Figura 9.6:** Curva IDA media de aceleración en la azotea.

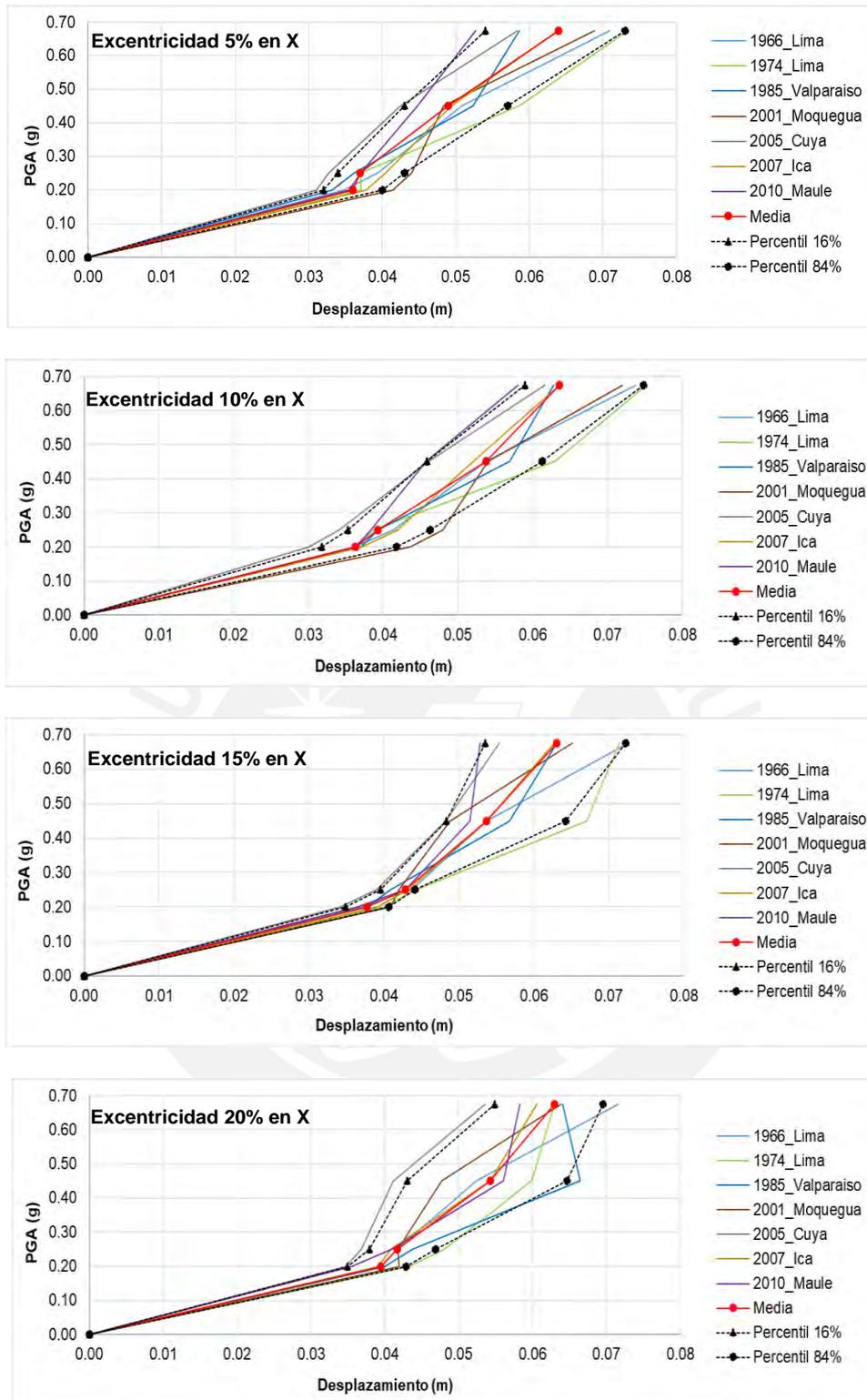
En la figura 9.6 se observa que, sin importar el nivel de sismo, la media de aceleraciones crece con las excentricidades. En particular, para excentricidades entre el 15% y el 20% las aceleraciones incrementan en alrededor de un 30% y 40% respecto a la excentricidad del 10% en todos los niveles de sismo evaluados.

### 9.3.3. Múltiples Curvas IDA de Desplazamiento Relativo de la Azotea.

En la figura 9.7 se presentan las múltiples curvas IDA de desplazamiento relativo de la azotea respecto a la plataforma de aislamiento, que fueron obtenidas del análisis THNL de la estructura, con excentricidad en dirección X y con propiedades  $\lambda_{max}$  en el sistema de aislamiento.

Estos desplazamientos fueron medidos en los mismos lugares donde se registraron las aceleraciones en la azotea, habiéndose medido los mayores desplazamientos relativos de la azotea el punto "Gxe".

Para un PGA de 0.675g, la curva IDA media muestra que todas las excentricidades alcanzan desplazamientos relativos en la azotea de alrededor de 6.40 cm. La curva IDA percentil 84% registra un desplazamiento máximo de 7.50 cm con la excentricidad del 10%, mientras el percentil 16% logra un desplazamiento mínimo de 5.4 cm con las excentricidades del 5%, 15% y 20%. Esto muestra que el 84% y el 16% de los valores de desplazamiento en la azotea son inferiores a 7.50 cm y 5.4 cm respectivamente.



**Figura 9.7:** Múltiples curvas IDA de desplazamiento relativo de la azotea para las excentricidades del 5% 10%, 15% y 20% en dirección X.

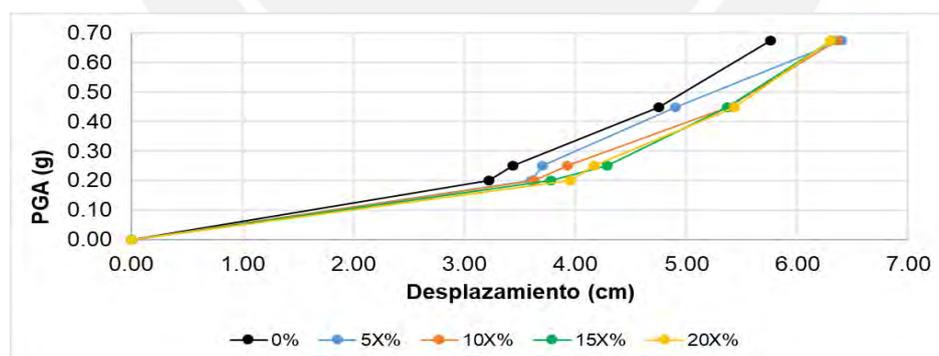
En la tabla 9.4 se consolidan los desplazamientos relativos de la azotea para el PGA de 0.675g. Se observa que las señales de 1966\_Lima y 1974\_Lima las cuales incrementaron sus

IA en 8.90 y 13.60 veces con el escalamiento, son los más perjudiciales. Por otra parte, la señal sísmica de 2010\_Maule es la menos dañina, pese a que su IA escalada es 35% mayor que la de 1974, pero que su IA incremento con el escalamiento en solo 2.30 veces.

**Tabla 9.4:** Desplazamientos relativos de la azotea para el PGA de 0.675g.

Registro Sísmico	IA (m/seg)	IA-0.675g (m/seg)	Ds (seg)	Desplazamiento relativo de la azotea (m)			
				5%	10%	15%	20%
1966_Lima	0.93	8.28	16.70	0.071	0.074	0.073	0.072
1974_Lima	1.35	18.44	48.44	0.073	0.075	0.071	0.063
1985_Valparaiso	2.84	14.76	36.03	0.059	0.063	0.063	0.064
2001_Moquegua	3.70	22.63	86.82	0.069	0.072	0.065	0.064
2005_Cuya	3.17	17.15	33.40	0.058	0.062	0.055	0.054
2007_Ica	4.51	24.61	27.68	0.064	0.064	0.063	0.061
2010_Maule	10.82	24.93	71.94	0.053	0.058	0.053	0.058

En la figura 9.8 se observa que las curvas IDA media de desplazamiento relativo de la azotea, incrementan con las excentricidades para los PGA de 0.20g, 0.25g. Para el PGA de 0.45g, las excentricidades del 10% al 20% registran desplazamientos de alrededor de 5.40 cm mientras, la excentricidad del 5% registra un desplazamiento 9% menor que las otras excentricidades. Para el PGA de 0.675g, se registran desplazamientos de alrededor de 6.40 cm con todas las excentricidades.



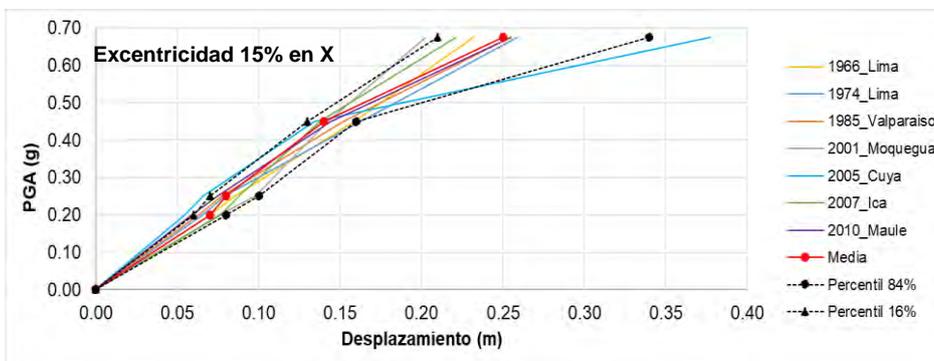
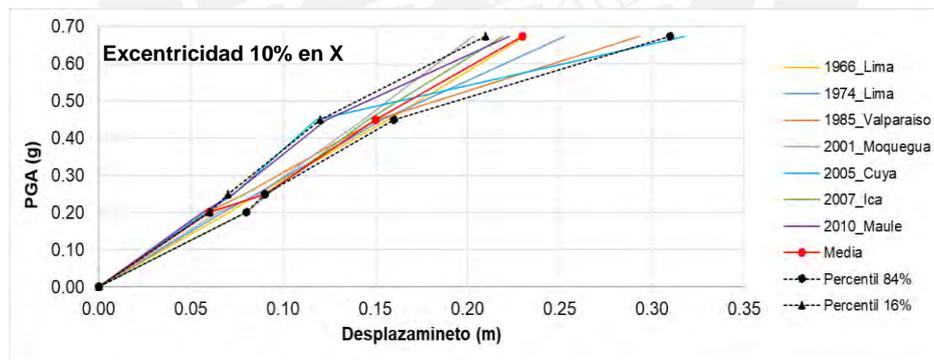
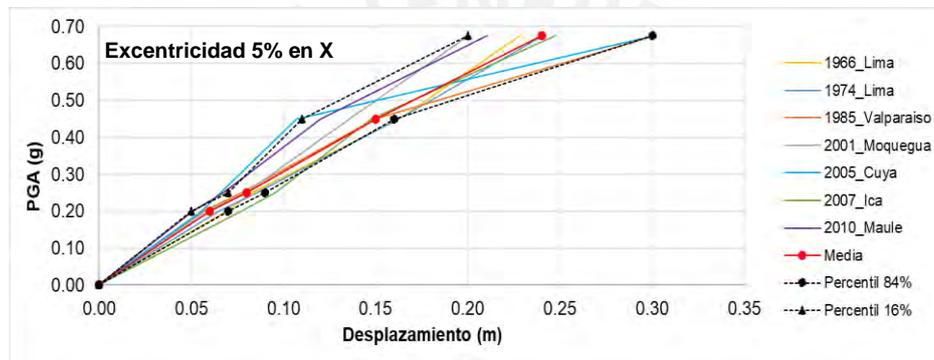
**Figura 9.8:** Curva IDA media de desplazamiento relativo de la azotea.

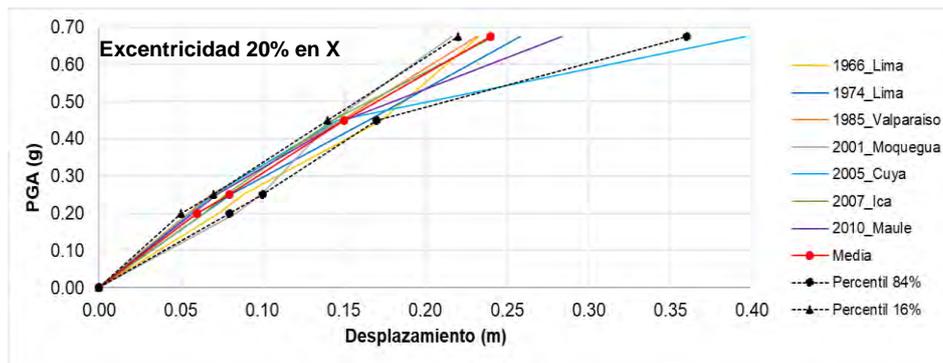
### 9.3.4. Múltiples Curvas IDA de Desplazamiento de la Plataforma de Aislamiento.

En la figura 9.9 se presentan las múltiples curvas IDA, de desplazamiento de la plataforma de aislamiento, obtenidas de los análisis THNL del edificio aislado con torsión en la

superestructura e interfaz de aislamiento simétrico con propiedades de  $\lambda_{\min}$ . Estos desplazamientos fueron medidos en las esquinas de la losa de aislamiento.

Para un PGA de 0.675g, se observa que la curva IDA media con una excentricidad del 15% alcanza un desplazamiento máximo de 25 cm y un desplazamiento mínimo de 23 cm con una excentricidad del 10%. Por otro lado, la curva IDA percentil 84% registra un desplazamiento máximo de 37 cm con la excentricidad del 20%, mientras que el percentil 16% logra un desplazamiento mínimo de 20 cm con la excentricidad del 5%. Esto muestra que el 84% y 16% de los valores de desplazamientos son menores a 37 cm y 20 cm respectivamente.





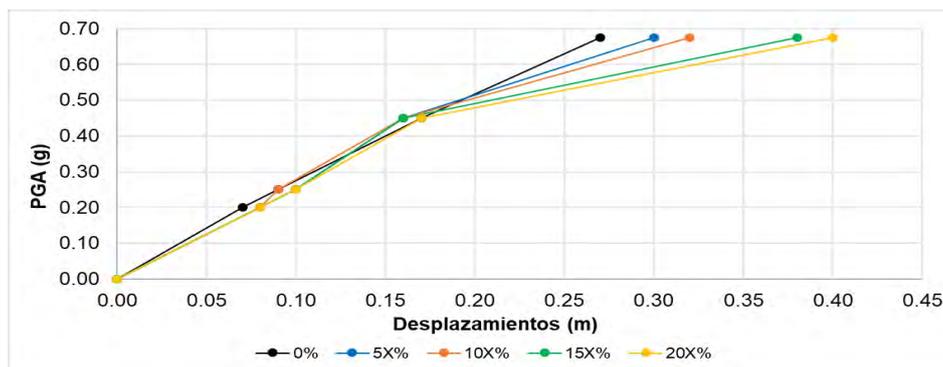
**Figura 9.9:** Múltiples curvas IDA de desplazamiento de la plataforma de aislamiento para las excentricidades de 5%, 10%, 15% y 20% en dirección X.

La tabla 9.5 consolida los desplazamientos de la plataforma de aislamiento para un PGA de 0.675g, donde se observa que la señal sísmica de 2005\_Cuya es la más perjudicial, con una IA escalada de 17.15 m/seg. Por otro parte, el registro sísmico de 2001\_Moquegua es el menos dañino, a pesar de tener la Ds más larga y una IA escalada 32% mayor que la de Cuya. Se observa que estos registros incrementaron sus IA en 6.10 y 5.40 veces con el escalamiento.

**Tabla 9.5:** Desplazamientos de la plataforma de aislamiento para el PGA de 0.675g.

Registro Sísmico	IA (m/seg)	IA-0.675g (m/seg)	Ds (seg)	Desplazamiento de la plataforma de aislamiento (m)			
				5%	10%	15%	20%
1966_Lima	0.93	8.28	16.70	0.23	0.23	0.23	0.23
1974_Lima	1.35	18.44	48.44	0.24	0.25	0.26	0.26
1985_Valparaiso	2.84	14.76	36.03	0.30	0.29	0.25	0.23
2001_Moquegua	3.70	22.63	86.82	0.20	0.20	0.20	0.22
2005_Cuya	3.17	17.15	33.40	0.30	0.32	0.38	0.40
2007_Ica	4.51	24.61	27.68	0.25	0.22	0.22	0.24
2010_Maule	10.82	24.93	71.94	0.21	0.22	0.26	0.28

En la figura 9.10 se puede observar que para las intensidades sísmicas 0.20g, 0.25g y 0.45g los desplazamientos máximos de la losa de aislamiento no varían sustancialmente con el incremento de las excentricidades en dirección X. No obstante, cuando el PGA es de 0.675g, los desplazamientos incrementan con las excentricidades. En particular, en el intervalo de excentricidades del 15% al 20%, los desplazamientos son un 19% y 25% mayores, que los alcanzados por una excentricidad del 10%.



**Figura 9.10:** Curvas IDA de desplazamiento máximo de la plataforma de aislamiento en dirección Y.

## 10. CALIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO AISLADO EN ESTUDIO.

En este apartado se evalúa el desempeño sísmico de los componentes estructurales y no estructurales del edificio aislado en estudio. En particular, se califica el desempeño de la estructura en la dirección corta (eje Y-Y), debido a que sean cuantificados los valores de daño más altos en esta dirección.

Para poder evaluar el performance de la estructura, se definen los estados límite de daño según los códigos ASCE/SEI 41-17 y HAZUS MH MR4.

### 10.1. Estados Límites.

#### 10.1.1. Estados Límites Para Elementos Estructurales.

- **Rotaciones inelásticas**, estas fueron utilizadas para evaluar el desempeño de los elementos estructurales. Esta evaluación se llevó a cabo utilizando la relación demanda/capacidad de las rotaciones plásticas ( $\Theta_{max} / \Theta_{(IO, LS \text{ o } CP)}$ ), la cual compara la rotación máxima alcanzada por el elemento estructural con la rotación del estado límite que fue obtenido del ASCE/SEI 41-17 por cada tipo de elemento estructural.

En consecuencia, se establece que el estado límite (IO, LS o CP) no se cumple cuando la relación  $\Theta_{max} / \Theta_{(IO, LS \text{ o } CP)}$  es mayor que uno, lo que indica que la demanda supera la capacidad del elemento estructural y si la relación  $\Theta_{max} / \Theta_{(IO, LS \text{ o } CP)}$  es menor que uno, se considera que el elemento estructural cumple con el estado límite.

- **Derivas de entrepiso**, estas fueron utilizadas como estados límite para evaluar el desempeño de la estructura durante un sismo. De acuerdo con HAZUS-MH MR4 (2003) se establecen los estados de daño aplicables a estructuras de pórticos de concreto armado para edificaciones convencionales de uso en general (General building stock) y un nivel de sismo de diseño High-Code, debido a que la estructura en estudio se ubica en la zona sísmica 4.

En la tabla 10.1 se presentan los estados de daño de deriva de entrepiso seleccionados, por el tipo y número de pisos de la estructura en estudio.

**Tabla 10.1:** *Derivas límite de estado de daño estructural. Adaptado de HAZUS-MH MR4 ( 2003).*

Estado de Daño	Leve	Moderado	Extenso	Completo
Deriva límite	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533

#### 10.1.2. Estados Límites Para Componentes No Estructurales.

Los estados límite de daño para componentes no estructurales fueron tomados de HAZUS-MH MR 4 donde para:

- **Componentes No estructurales Sensibles a Deriva**, tiene los mismos estados límite para todos los tipos de estructuras y niveles de sismo de diseño.
- **Componentes No estructurales Sensibles a Aceleraciones**, tiene recomendaciones similares para todos los tipos de estructuras, diferenciándose únicamente por el nivel del sismo de diseño, que en este caso es High-Code.

En la tabla 10.2 se presentan los estados límite de daño de deriva y aceleración para los elementos no estructurales.

**Tabla 10.2:** Deriva y aceleración límite para componentes no estructurales. Adaptado de HAZUS-MH MR4 (2003).

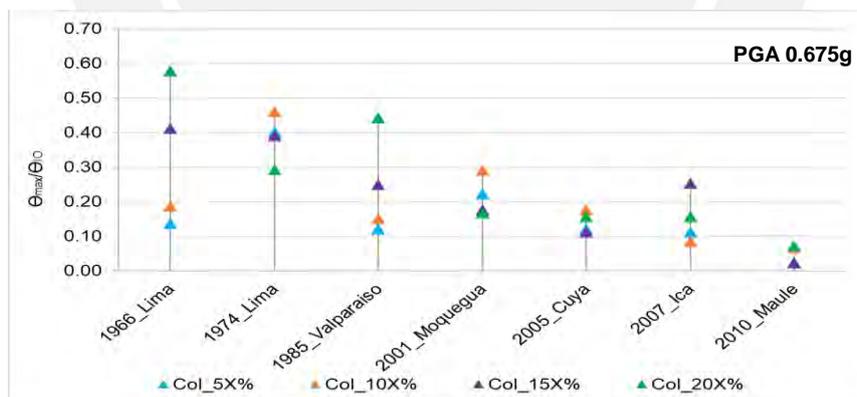
Estado de Daño	Daño Leve	Daño Moderado	Daño Extenso	Daño Completo	Componente
Límite de Deriva	0.004	0.008	0.025	0.05	No Estructural Sensible a Derivas
Límite de Aceleración	0.30	0.60	1.20	2.40	No Estructural Sensibles a Aceleraciones (g)

## 10.2. Desempeño de Elementos Estructurales.

### 10.2.1. Rotaciones Inelásticas.

En este ítem se califica el desempeño sísmico de los elementos estructurales a través del ratio de rotaciones inelástica máximas ( $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$ ), obtenidas del análisis THNL de la estructura con excentricidad de masa unidireccional en X e Y en la superestructura y propiedades  $\lambda_{max}$  en el sistema de aislamiento simétrico.

- **Análisis en dirección Y**, en la figura 10.1 se presentan las relaciones  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de la columna más deformada, donde para el sismo de 0.675g, la señal sísmica de 1966\_Lima alcanza el valor máximo de  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}=0.58$  con una excentricidad del 20%.



**Figura 10.1:** Relación  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de columnas para un PGA de 0.675g y excentricidad en dirección X.

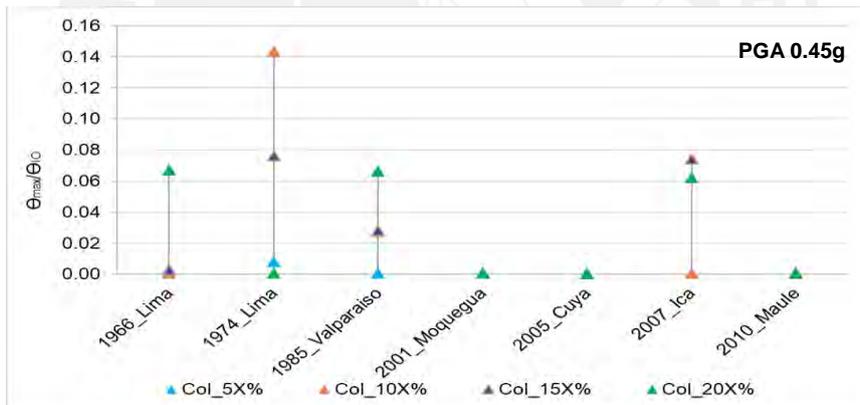
En la tabla 10.3 se presentan los ratios demanda-capacidad de rotaciones plásticas de la columna más deformada en la cual se observa que, los eventos sísmicos de 1966\_Lima y 1974\_Lima son los más dañinos y los que más incrementaron sus IA con

el Spectral matching, en 8.90 y 13.60 veces. Por otro parte, el registro sísmico de 2010\_Maule es el menos perjudicial, pese a tener las IA y Ds más altas. En particular Maule solo aumento sus IA con el escalamiento en 2.30 veces.

**Tabla 10.3:** Ratio de rotaciones plásticas máximas para el PGA de 0.675g.

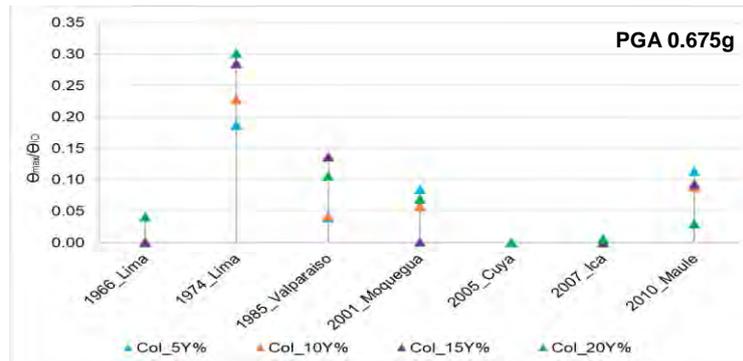
Registro Sísmico	IA (m/seg)	IA-0.675g (m/seg)	Ds (seg)	Ratio de rotaciones plásticas			
				5%	10%	15%	20%
1966_Lima	0.93	8.28	16.70	0.14	0.19	0.41	0.58
1974_Lima	1.35	18.44	48.44	0.40	0.46	0.39	0.29
1985_Valparaiso	2.84	14.76	36.03	0.12	0.15	0.25	0.44
2001_Moquegua	3.70	22.63	86.82	0.22	0.29	0.18	0.17
2005_Cuya	3.17	17.15	33.40	0.12	0.18	0.11	0.16
2007_Ica	4.51	24.61	27.68	0.11	0.08	0.25	0.16
2010_Maule	10.82	24.93	71.94	0.02	0.07	0.02	0.07

Por otro lado, en la figura 10.2 se muestran las relaciones  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de la columna más deformada por el sismo de 0.45g, donde la señal sísmica de 1974\_Lima registra el valor máximo de  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}=0.14$  con una excentricidad del 10%.



**Figura 10.2:** Relación  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de columnas para un PGA de 0.45g y excentricidad en dirección X.

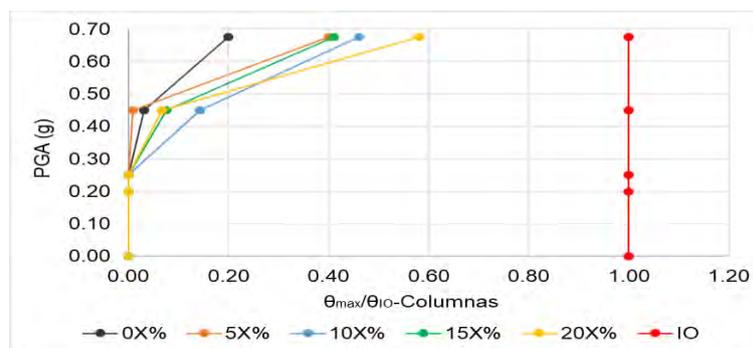
- **Análisis en dirección X**, en la figura 10.3 se presentan las relaciones  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de la columna más deformada para el PGA de 0.675g, donde la señal sísmica de 1974\_Lima alcanza el valor máximo de  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}=0.30$  con una excentricidad del 20%.



**Figura 10.3:** Relación  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de columnas para un PGA de 0.675g y excentricidad en dirección Y.

Las figuras 10.1 y 10.3 muestran que los valores más altos de rotaciones inelásticas fueron alcanzados por los modelos con excentricidad en dirección X. Estos valores de rotación inelástica máximos fueron registrados en columnas (75x60cm) del primer nivel del pórtico extremo cercano al CM excéntrico y que es paralelo a la dirección de análisis. Se observa dispersión en las respuestas de rotación a pesar de haberse realizado en los análisis THNL con señales espectro compatibles.

En la figura 10.4 se presentan las curvas IDA del cociente  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  de las rotaciones plásticas máximas. Donde se observa que las rotaciones inelásticas en la columna más deformada se presentan desde el PGA de 0.25g en todos los casos de excentricidad. El valor máximo de la relación  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  registrado es de 0.58 para el PGA de 0.675g y con una excentricidad del 20%. Las curvas IDA muestran que los valores  $\Theta_{max}/\Theta_{IO}$  incrementan con las excentricidades e intensidades sísmicas.



**Figura 10.4:** Curvas IDA de la relación rotaciones inelásticas máximas.

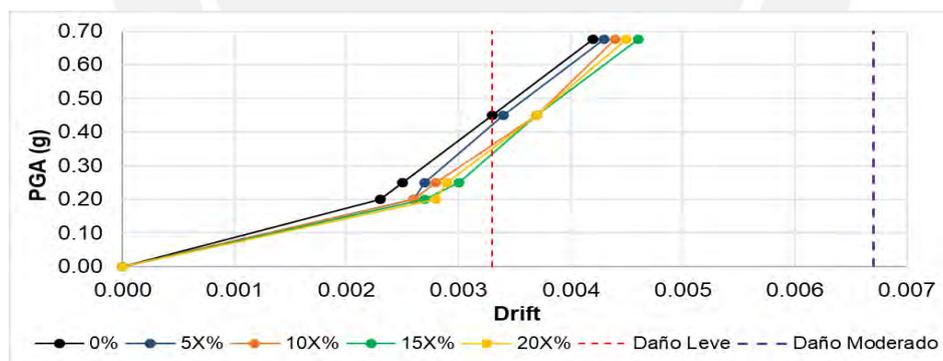
Teniendo en consideración la relación de rotaciones inelásticas máximas y las curvas IDA promedio, se califica el desempeño de los elementos estructurales, donde:

- Para el sismo Frecuente (0.20g) y Ocasional (0.25g), la estructura se mantendría elástica con todas las excentricidades.
- Con los sismos Raro (0.45g) y Muy raro (0.675g) la estructura lograría un desempeño de ocupación inmediata (IO) en los cuatro escenarios de excentricidad analizados.

### 10.2.2. Derivas de Entrepiso.

En esta sección, se evalúa el desempeño de la estructura utilizando las curvas IDA media de deriva de entrepiso y los estados límite de deriva de HAZUS-MH-MR4.

En la figura 10.5 se observan las curvas IDA media de deriva de entrepiso para cada caso de excentricidad estudiado. Donde, para valores de excentricidad mayores a 0.34g, todos los casos de excentricidad superarían el límite de daño leve. El valor máximo de deriva fue de 0.0046 para un PGA de 0.675g y una excentricidad del 15%, lo que resulto en un ratio demanda/capacidad (D/C) de 0.69 respecto al límite de daño moderado.



**Figura 10.5:** Curvas IDA media de deriva y estados límite de daño estructural.

El desempeño de la estructura se califica según el nivel de intensidad sísmica, tal como se indica a continuación:

- Para el sismo Frecuente (0.20g) y Ocasional (0.25g), la estructura no presentaría daño en los 4 caso de excentricidad estudiados.

- Para el sismo Raro (0.45g) y Muy raro (0.675g), la estructura presentaría daño leve en los 4 casos de excentricidad.

La evaluación de las curvas IDA de deriva de entrepiso y las rotaciones inelásticas máximas de los elementos estructurales revelan una falta de coherencia entre estos resultados. En caso del sismo muy raro, según el criterio de deriva de entrepiso, la estructura superaría el umbral de daño leve, pero estaría a un 31% del límite de daño moderado. Sin embargo, las rotaciones inelásticas máximas de los elementos estructurales no superarían el límite de ocupación inmediata.

Aparentemente, estas inconsistencias se deben a que los estados límite de deriva establecidos por HAZUS-MH-MR4 fueron calibrados con edificios convencionales, los cuales se diseñan con valores altos de factor de reducción ( $R=8$ ), en contraste con un edificio aislado que es diseñado con  $R=2$ . Por lo que esta calificación será tomada solo de forma referencial.

### 10.3. Desempeño de Componentes No Estructurales.

#### 10.3.1. Componentes No Estructurales Sensibles a Deriva.

La figura 10.6 muestra las curvas IDA media de deriva de entrepiso de los cuatro casos excentricidad evaluados. Se observa que para valores de PGA mayores a 0.53g todos los casos de excentricidad sobrepasarían el umbral de daño leve. El valor máximo de deriva, que es de 0.0046, resulta en un ratio D/C de 0.58 respecto al límite de daño moderado. Teniendo en cuenta la excentricidad del 15% y un PGA de 0.675g.

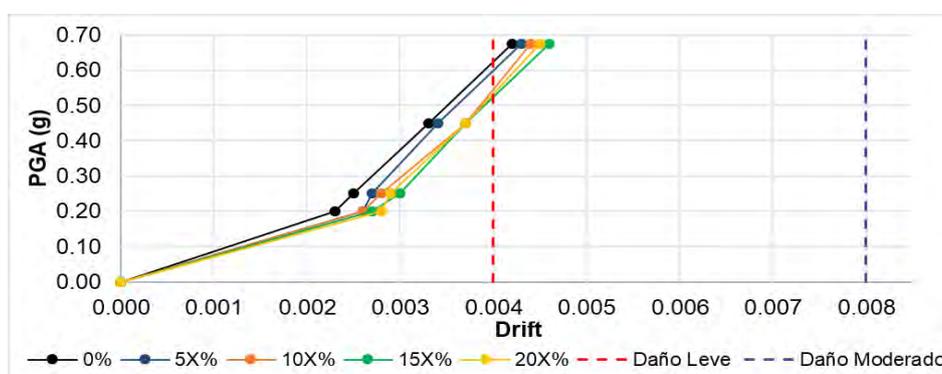


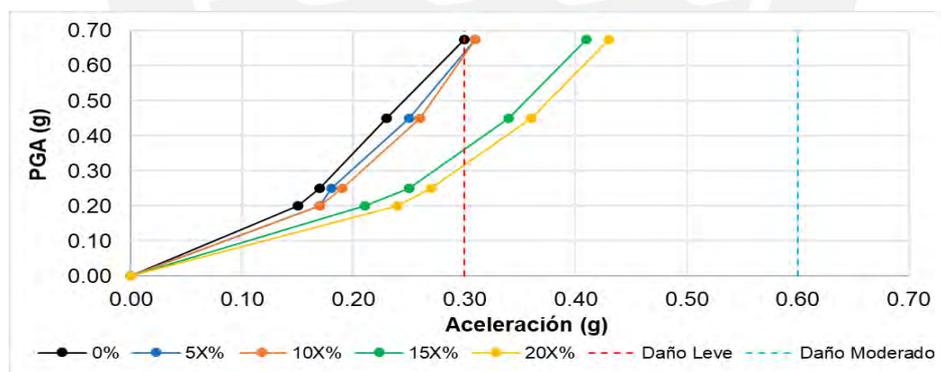
Figura 10.6: Curvas IDA media de deriva y estados límite de daño no estructural.

A continuación, se califica el desempeño de los elementos no estructurales sensibles a deriva según el nivel de intensidad sísmica, como se indica a continuación:

- Para el sismo Frecuente (0.20g), Ocasional (0.25g) y Raro (0.45g) los componentes no estructurales sensibles a deriva no presentarían daño en los 4 casos de excentricidad.
- Para el sismo Muy raro (0.675g), la estructura presentaría daño leve en todos los casos de excentricidad evaluados.

### 10.3.2. Componentes No Estructurales Sensibles a Aceleraciones.

En la figura 10.7 se muestran las curvas IDA media de aceleración de los cuatro casos de excentricidad estudiados. Se observa que para valores de PGA mayores a 0.31g, las excentricidades del 15% al 20% superarían el límite de daño leve. Mientras que, para valores de PGA mayores a 0.63g, las excentricidades entre el 5% y 10% también excederían el daño leve. Se alcanzó una aceleración máxima de 0.43g, con una excentricidad del 20% y PGA de 0.675g. Esta aceleración representa una relación D/C de 0.72 respecto al daño moderado.



**Figura 10.7:** Curvas IDA media de aceleraciones en la azotea y estados límite de daño no estructural.

Se evalúa el desempeño de los elementos no estructurales sensibles a aceleración, según el nivel de intensidad sísmica, como se describe a continuación:

- Para el sismo Frecuente (0.20g) y Ocasional (0.25g), los componentes no estructurales sensibles a aceleración no presentarían daño en los 4 casos de excentricidad estudiados.
- Para el sismo Raro (0.45g), los componentes no estructurales presentarían daño leve con las excentricidades del 15% y 20%. Mientras que con excentricidades entre el 5% y el 10%, no se superaría el umbral de daño leve.
- Para el sismo Muy raro (0.675g), la estructura presentaría daño leve en los 4 casos de excentricidad evaluados.

## **11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

### **11.1. Conclusiones.**

En este ítem se presentan las principales conclusiones del estudio realizado a un modelo teórico de edificio aislado de concreto armado con torsión en la superestructura y sistema de aislamiento simétrico. El edificio se diseñó siguiendo las normas peruanas del RNE vigentes al 2023. Se realizó el análisis IDA, con 4 niveles de sismicidad (PGA=0.20g, 0.25g, 0.45g y 0.675g) utilizando acelerogramas representativos de la sismicidad de la costa peruana, para estudiar los efectos del incremento de la excentricidad de masa unidireccional ( $e=5\%$ ,  $10\%$ ,  $15\%$ ,  $20\%$ ) en el desempeño sísmico del edificio.

### **Respecto a la influencia de la excentricidad en los desplazamientos y las aceleraciones.**

- Para todos los valores de PGA y excentricidades del 15% al 20% las aceleraciones en la azotea incrementan en alrededor del 30% y 40% respecto a la excentricidad del 10%.
- Para los sismos Frecuente, Ocasional y Raro, los desplazamientos máximos de la plataforma de aislamiento no incrementan con las excentricidades. Para un sismo Muy raro, los desplazamientos incrementan en 7% al pasar del 5% al 10% de excentricidad; y al pasar del 10% al 15% y del 10% al 20% de excentricidad, el incremento de los desplazamientos es de alrededor del 22%.

- Los desplazamientos relativos de la azotea respecto de la plataforma de aislamiento se van reduciendo con el PGA. Para el sismo Frecuente los desplazamientos crecen en 10% para excentricidades entre el 5% y 20%, para el sismo Muy raro los desplazamientos crecen en 1.60% para este rango de excentricidades respecto a la excentricidad del 5%.

#### **Respecto al daño y desempeño para sismos del Frecuente al Raro.**

- Los elementos estructurales del edificio tendrían comportamiento elástico con los sismos Frecuente y Ocasional, con cualquier excentricidad. Para el sismo Raro, los elementos estructurales presentarían daño muy reducido (prácticamente imperceptible) con cualquier excentricidad.
- Los elementos no estructurales sensibles a aceleración, para valores de excentricidad del 15% al 20% y PGA mayores a 0.31g, superarían el umbral de daño Leve. Lo cual podría comprometer la operatividad continua del edificio.
- Los elementos no estructurales sensibles a deriva presentarían daño Leve para valores de PGA mayores a 0.53g y con todas las excentricidades. Se espera que no se afecte la operatividad continua del edificio.

#### **Respecto al daño y desempeño para un sismo Muy raro.**

- La relación daño-rotación inelástica de la columna más deformada alcanzaría como máximo un ratio de giro de 0.58 respecto al límite de ocupación inmediata con la excentricidad del 20%. Por lo que se concluye que los elementos estructurales lograrían un desempeño sísmico de Ocupación Inmediata con todas las excentricidades.
- La deriva de entrepiso excedería el límite de daño estructural leve para un edificio de base fija. Sin embargo, como muestran los resultados de los giros inelásticos de los elementos estructurales, el daño en el edificio aislado sería prácticamente imperceptible. Esta discrepancia se debe a que la relación daño deriva de HAZUS-

MH-MR4 corresponde a sistemas estructurales diseñados con factores de reducción (R) altos, en comparación a edificios aislados donde  $R=2$ .

- El umbral de daño leve para elementos no estructurales sensibles a aceleración y deriva de HAZUS-MH-MR4 serían superados en alrededor de un 40% con la aceleración y en alrededor del 13% por la deriva de entrepiso. Por lo que se concluye que los componentes no estructurales prestarían daño Leve con todas las excentricidades, existiendo la posibilidad que requieran de reparaciones mínimas luego del sismo.
- Para excentricidades entre el 15% y el 20%, las aceleraciones crecen 32% y 39% respecto a la excentricidad del 10%. Para el mismo rango de excentricidades los desplazamientos de la plataforma de aislamiento crecen en 19% y 25% respecto a la excentricidad del 10%.

#### **Conclusiones generales.**

- Los análisis en dirección Y-Y muestran que para un sismo de 2475 años de periodo retorno, la edificación lograría su operatividad continua con excentricidades del 5% al 10%. Mientras, con excentricidades entre el 15% y 20%, es posible que no se logre la operatividad continúa del edificio, debido a que los elementos no estructurales podrían necesitar reparaciones menores y la edificación requeriría limpieza luego del sismo. En dirección X-X la edificación lograría su operatividad continua con todas las excentricidades, considerando un sismo  $T_r=2475$  años.

Se concluye que el incremento de la torsión en la superestructura del edificio aislado no incrementaría su vulnerabilidad sísmica, por tanto, no se comprometería la seguridad sísmica del edificio.

- Las señales sísmicas de 1974\_Lima y 1966\_Lima serían la más dañinas para el edificio, en los rangos excentricidades del 5% al 10% y del 15% al 20%, respectivamente, para los sismos Raro y Muy raro. Ambos registros sísmicos se

caracterizan por haber incrementado en 13.60 y 8.90 veces sus Intensidades de Arias con el escalamiento.

- Para el sismo Muy raro, la señal sísmica de 2010\_Maule sería la menos dañina, pese a tener la Intensidad de Arias más alta del set de registros. Se observó que su Intensidad de Arias solo aumento en 2.30 veces con el escalamiento. Para el sismo Raro el registro sísmico de 2005\_Cuya sería el menos perjudicar, aun cuando su Intensidad de Arias incremento en 5.40 veces con el escalamiento.

### **11.2. Recomendaciones.**

- Se recomienda que en la norma E.031 Aislamiento Sísmico se incluya un capítulo referente al análisis y diseño de componentes no estructurales sensibles a deriva y aceleración, ya que estos podrían limitar la operatividad continua de los edificios aislados.
- Se recomienda evaluar el desempeño estructural de edificios aislados a través del giro de las rótulas plásticas de los elementos estructurales y mediante el análisis de curvas de Fragilidad. Debido a que, los estados límite de deriva establecidos por HAZUS-MH-MR4 no son apropiados para edificios aislados.
- Para lograr la evaluación global del desempeño de edificios aislados, se recomienda que en investigaciones futuras se incluya la evaluación del desempeño sísmico del sistema de aislamiento.
- Se recomienda continuar investigando el desempeño de edificios aislados que presentan torsión en la superestructura, utilizando sistemas de aislamiento de péndulos de fricción y sistemas de aislamiento que combinan aisladores elastoméricos y deslizadores.
- Se recomienda estudiar edificios aislados con torsión en la superestructura que, tengan una distribución asimétrica de elementos estructurales.

## 12. REFERENCIAS.

- Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *26*(3), 601–617.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. In American Society of Civil Engineers. American Society of Civil Engineers.
- Astroza, R. (2021). Apuntes del modulo 3: Análisis y modelamiento no-Lineal - Diplomado en Análisis Sísmico Basado en Desempeño. Universidad de los Andes, Chile.
- Bozzo, L. M., & Barbat, A. H. (2008). Diseño sismorresistente de estructuras (Segunda ed).
- Castro, S., Benavente, R., Crempien de la Carrera, J., Candia, G., & De la Llera, Juan Carlos (2021, 01 de noviembre). (2020). Conjunto de datos: SIBER-RISK Strong Motion Database. Datos de Investigación UC.  
<https://siberrisk.ing.puc.cl/StrongMotionDatabase/>
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID-FIC-UNI). (2013). Generacion de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú.
- Cheng, F. Y., Jiang, H., & Lou, K. (2008). Smart structures: Innovative systems for seismic response control. In *Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control*.
- Computers & Structures Inc (CSI). (2018a). Components and elements for PERFORM-3D. In *Practical WebObjects*.
- Computers & Structures Inc (CSI). (2018b). ETABS 18 (v18.1.1).
- Computers & Structures Inc (CSI). (2018c). User guide PERFORM-3D.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT) y Camara Chilena de la Construcción (CCHC). (2011). Protección sísmica de estructuras sistemas de aislación sísmica y disipación de energía. In Santiago de Chile.
- De la Llera, J. C., Lüders, C., Leigh, P., & Sady, H. (2004). Analysis, testing, and implementation of seismic isolation of buildings in Chile. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *33*(5), 543–574. <https://doi.org/10.1002/eqe.360>
- Earthquake Protection Systems (EPS). (2022). Products.

<https://www.earthquakeprotection.com/products>

- Escobar, A. (n.d.). Torsión sísmica [PowerPoint]. <https://docplayer.es/95017202-Torsion-sismica-jose-alberto-escobar-sanchez.html>
- FEMA E-74. (2012). Reducing the risks of nonstructural earthquake damage – a practical guide.
- Ghodsi, T., & Ruiz, J. A. (2009). Pacific Earthquake Engineering Research / Seismic safety commission tall building design case study 2. Wiley Interscience, 256(October 2009), 197–256. <https://doi.org/10.1002/tal>
- Gómez, L., & Tena, A. (2001). Respuesta torsional de edificios con base aislada, debido a excentricidades en el sistema de aislamiento. 2000, 15.
- Gómez, L., & Tena, A. (2002). Respuesta torsional de edificios con base aislada, debido a excentricidades simultáneas en el sistema de aislamiento y en la superestructura. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Puebla, Pue., México, 1725, 611–621.
- Gómez, O., & Maldonado, E. (2005). Estudio analítico de los efectos de la torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante solicitaciones sísmicas. Ingeniería & Desarrollo., 0122–3461, 160–183.
- Günay, M. S., & Mosalam, K. M. (2012). PEER Performance based earthquake engineering methodology , revisited. 15 WCEE LISBOA 2012, Moehle, 10.
- Hall, J. F. (2005). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(5), 525–545.
- HAZUS-MH MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology.
- Hopper, M. W. (2009). Analytical models for the nonlinear seismic response of reinforced concrete frames. (Issue December). Pennsylvania State University.
- Kaklamanos, J. (2017). ASSESSMENT OF 1D NONLINEAR SITE Response Uncertainty at a Large Number of Vertical Seismometer Arrays.
- Lafontaine, M. (2021). Apuntes del curso de “Diseño Práctico de Edificios con Aisladores Elastoméricos.” Asociación Gremial de Ingenieros Civiles Estructurales de Chile – AICE A.G.
- Liao, W.-C. (2010). Performance-based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames. University of Michigan.
- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC). (2020). An Alternative

Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region.

- Martelli, A., Forni, M., & Clemente, P. (2011). Recent worldwide application of seismic isolation and energy dissipation and conditions for their correct use. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, 3–13. <https://doi.org/10.1201/b11396-3>
- Medalla, M. (2021). *Apuntes del modulo 2: Amenaza sismica- Diplomado en Análisis Sísmico Basado en Desempeño*. Universidad de los Andes, Chile.
- Meza, E. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio aislado con irregularidad torsional*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. *Diario Oficial El Peruano*, 80.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2020). Norma E.020 Cargas. In *Reglamento Nacional de Edificaciones*. <https://doi.org/10.2307/j.ctv2cw0trt.4>
- Ministerio de Vivienda y Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico (Issue 66, pp. 64–84). *El Peruano* 2019.
- Molinares, N., & Barbat, A. H. (1994). Edificios con aislamiento de base no lineal.
- Muñoz, A. (2019). *Apuntes del curso: Sistemas modernos de protección sísmica de edificios*, 2019. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. In *Earthquake Spectra* (Vol. 16, Issue 3).
- Nagarajaiah, S., & Xiaohong, S. (2000). Response of base-isolated USC Hospital building in Northridge earthquake. *Journal of Structural Engineering*, 126(10), 1177–1186.
- Naish, D. A. B. (2010). *Testing and modeling of reinforced concrete coupling beams*. University of California, Los Angeles.
- National Institute of Standards and Technology (NIST). (2017a). Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. Part I - general. NIST GCR 17-917-46v1, 137.
- National Institute of Standards and Technology (NIST). (2017b). Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings. Part IIb – Reinforced concrete moment frames. NIST GCR 17-917-46v3, 135.
- Neumann, J. V., Velásquez, J., Sosa, C., & Montoya, J. (2017). *Sobrecimientos de*

aislamiento sísmico [Diapositiva PowerPoint].

Olivares, C. I., de la Llera, J. C., & Poulos, A. (2020). Torsion control in structures isolated with the triple friction pendulum system. *Engineering Structures*, 216(February), 110503.

Pant, D. R., & Wijeyewickrema, A. C. (2012). On modeling viscous damping in nonlinear dynamic analysis of base-isolated reinforced concrete buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*.

Sabet, B., & Behzad, S. (2022). IDA analysis of regular and irregular seismically isolated structures in different stories and different seismic categories. *Structures*, 43(March), 779–804. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.06.078>

Seguin, C. E. (2007). Torsión en sistemas aislados sísmicamente con dispositivos elastoméricos. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Subirana, K., & Fernandez, A. (2017). Shicras: Antigua técnica de la civilización Caral ayuda a construir viviendas antisísmicas. *Puntoedu*.  
<https://puntoedu.pucp.edu.pe/noticia/shicras-antigua-tecnica-de-la-civilizacion-caral-ayuda-a-construir-viviendas-antisismicas/>

Symans, M. D. (2004). Seismic protective systems: Seismic Isolation [PowerPoint]. In *Instructional Material Complementing FEMA 451* (pp. 1–87).  
[http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM\\_Notes/Topic15-7-SeismicIsolationNotes.pdf](http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic15-7-SeismicIsolationNotes.pdf)

Talavera, A. (2017). Experiencia nacional en edificaciones con sistemas de protección sísmica [Diapositiva PowerPoint].  
[http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia Nacional en Sist. de protec. sísmica \(Alvaro Talavera\).pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia Nacional en Sist. de protec. sísmica (Alvaro Talavera).pdf)

Tavera, H., Bernal Esquia, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú. In *Repositorio institucional - Instituto Geofísico del Perú*.

Tena, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios. V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil, Mérida, 88(Noviembre), 58.

Tena, A., & Gómez, L. (2002). Torsional response of base-isolated structures due to asymmetries in the superstructure. *Engineering Structures*, 24(12), 1587–1599.

Tinman, M., Quiun, D., Muñoz, A., & Speicher, L. (2017). Seismic protection of buildings in Peru using energy dissipation and base isolation. *16th World Conference on*

Earthquake, 16WCEE 2017, 11.

Tuna, Z. (2012). Seismic performance, modeling, and failure assessment of reinforced concrete shear wall buildings. University of California, Los Angeles.

Ugalde, D. (2021). Apuntes del modulo 3: Tecnicas de modelación y análisis sísmico no lineal de estructuras - Diplomado en Análisis Sísmico Basado en Desempeño. Universidad de los Andes, Chile.

Ugalde, D., & Lafontaine, M. (2021). Apuntes del modulo 4: Taller de hormigon armado - Diplomado en Análisis Sísmico Basado en Desempeño. Universidad de los Andes, Chile.

Universidad Nacional de Ingeniería (2022, 01 de febrero). (n.d.). Centro de observación para la ingeniería sísmica del CISMID-FIC-UNI. <http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>

Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>

Yekani, M. H., Moghadam, A. S., Ziyaeifar, M., & Hosseini, M. (2008). The new method for control and reduction of torsion with base isolation. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–9.

Zúñiga, M. (2021). Comportamineto no lineal de un edificio de concreto reforzado instrumentado. Universidad Nacional Autónoma de México.