

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



Comportamiento estructural de edificaciones  
sísmicamente aisladas con irregularidad torsional en la  
superestructura

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

*William Eleodoro Guevara Arteaga*

Asesor:

*Juan Alejandro Muñoz Peláez*

Lima, 2025

## 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: **Comportamiento estructural de edificaciones sísmicamente aisladas con irregularidad torsional en la superestructura**, del autor William Eleodoro Guevara Arteaga,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 07/04/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lima, 07 de abril de 2025

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

## DEDICATORIA

*A Dios.*

*A Segundo y Marina.*

*A Paco y Karen.*

*A Jimena, Yerik y Mariana.*



## AGRADECIMIENTOS

*A los ingenieros de la Maestría en Ingeniería Civil de la PUCP.*

*De manera especial a mi asesor, Juan Alejandro Muñoz Peláez.*



## RESUMEN

Las normas de diseño sísmico de edificaciones con aislamiento sísmico, incluida la norma peruana, consideran un solo nivel de amenaza sísmica, correspondiente a un sismo de 2500 años de Periodo de Retorno ( $Tr$ ). Estas normas no exigen la evaluación de desempeño de la edificación ni contienen procedimientos para realizarlo.

Una de las propiedades más importantes de la interfaz del aislamiento es la rigidez efectiva y la ubicación del Centro de Rigidez ( $CR$ ) del modelo elástico equivalente puede controlar el comportamiento torsional de la superestructura.

Este trabajo tiene como objetivo contribuir a la seguridad de las edificaciones peruanas sísmicamente aisladas considerando la presencia de irregularidad torsional en la superestructura. Para tal fin se evaluó el desempeño estructural de un edificio de cinco niveles, de concreto armado, con aislamiento sísmico e irregularidad torsional en la superestructura, sometido a múltiples escenarios de sismicidad creciente. Se consideró una excentricidad de 0.125 de la dimensión longitudinal en planta para todos los pisos y se plantearon dos alternativas de ubicación del  $CR$  en el sistema de aislamiento.

Cada nivel de intensidad sísmica se representó por un juego de siete pares de acelerogramas escalados al valor máximo del PGA asociado. La respuesta se obtuvo por análisis Tiempo Historia ( $TH$ ) empleando un modelo no lineal del sistema de aislamiento y elementos estructurales con plasticidad concentrada en sus extremos.

Los resultados obtenidos de los 112 análisis  $TH$  se organizaron en curvas IDA empleando el PGA como medida de la intensidad y como medida de daño estructural las deformaciones de entrepiso y los giros de rótulas, y para el caso de elementos no estructurales, las derivas de entrepiso y las aceleraciones de piso.

Los resultados de este trabajo indican que de las alternativas estudiadas la que controla mejor la torsión en la superestructura es aquella en la cual se ubica el  $CR$  del sistema de aislamiento en el  $CR$  promedio de la superestructura.

Para las dos alternativas los resultados indican que, para el sismo de 2475 años de  $Tr$ , la estructura quedaría en condición de Ocupación Inmediata ( $IO$ ) y el daño en los componentes no estructurales sería leve.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN.....</b>	<b>4</b>
<b>CAPITULO I: OBJETIVOS Y METODOLOGÍA DEL TRABAJO .....</b>	<b>11</b>
1.1 Introducción.....	11
1.2 Objetivos .....	12
1.3 Alcances.....	12
1.4 Hipótesis .....	12
1.5 Metodología del trabajo de investigación.....	13
<b>CAPITULO II: COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS DE EDIFICACIONES CON AISLAMIENTO SÍSMICO .....</b>	<b>14</b>
2.1 Casos de edificaciones con aislamiento sísmico .....	14
2.2 Conceptos generales del aislamiento sísmico en edificaciones .....	16
2.3 Sistemas de aislamiento sísmico.....	19
2.3.1 Tipos de aislamiento sísmico.....	19
2.3.2 Características de los aisladores elastoméricos .....	19
2.4 Representación del comportamiento del edificio aislado .....	22
2.5 Representación de la demanda sísmica mediante acelerogramas .....	29
2.6 Métodos para determinar la respuesta en el tiempo .....	32
<b>CAPITULO III: ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO EN EDIFICACIONES .....</b>	<b>33</b>
3.1 Análisis Dinámico Incremental (IDA) .....	33
3.2 Propuestas para evaluar el desempeño de estructuras .....	34
3.2.1 Consideraciones generales para la evaluación del desempeño .....	34
3.2.2 Según SEAOC .....	34
3.2.3 Según FEMA.....	35
<b>CAPITULO IV: EL CASO ESTUDIADO.....</b>	<b>36</b>
4.1 Criterios para la definición del caso estudiado.....	36
4.2 Características del edificio estudiado .....	37
4.3 Alternativas de ubicación del CR en la interfaz de aislamiento .....	38
<b>CAPITULO V: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO .....</b>	<b>40</b>
5.1 Diseño preliminar .....	40
5.2 Diseño final .....	43
5.3 Análisis Tiempo Historia para propósitos de diseño .....	46
5.4 Diseño del sistema estructural de concreto armado .....	52
<b>CAPITULO VI: MODELO NO LINEAL DEL EDIFICIO AISLADO.....</b>	<b>53</b>
6.1 Modelo no lineal de los aisladores.....	53

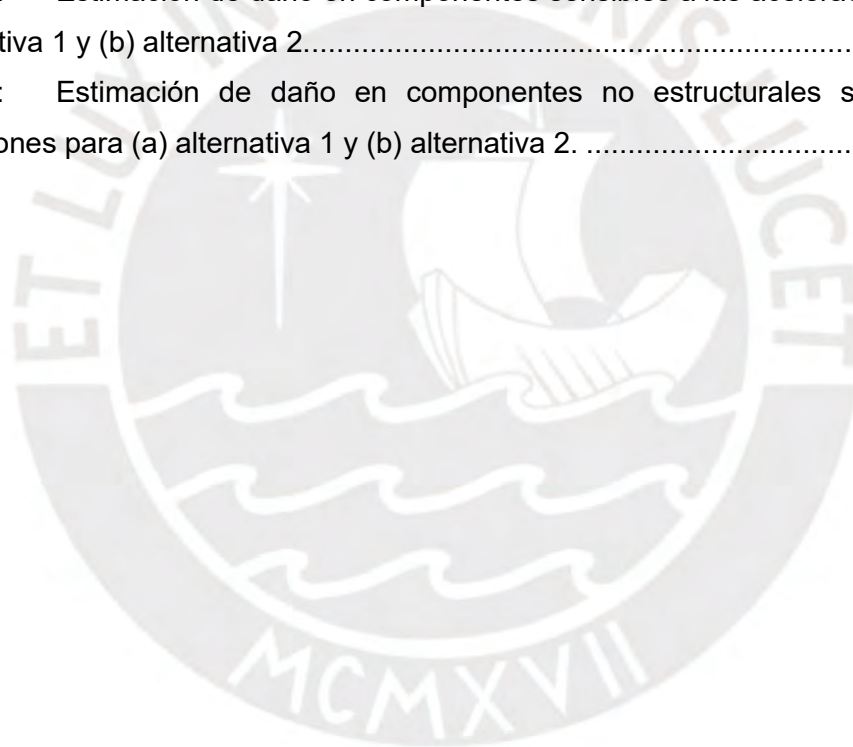
6.2	Modelo no lineal de los elementos estructurales .....	54
<b>CAPITULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO.....</b>		<b>56</b>
7.1	Niveles de demanda sísmica.....	56
7.2	Respuesta dinámica incremental.....	57
7.2.1	Casos de respuesta en el tiempo .....	57
7.2.2	Curvas IDA para desplazamientos y deformación de entrepiso .....	58
7.2.3	Curvas IDA para rotaciones inelásticas .....	60
7.2.4	Curvas IDA para aceleraciones .....	65
<b>CAPITULO VIII: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO ESTUDIADO ...</b>		<b>68</b>
8.1	Evaluación del desempeño estructural .....	68
8.1.1	Estimación del daño mediante derivas .....	68
8.1.2	Estimación del daño mediante los valores de rotaciones inelásticas .....	70
8.1.3	Descripción del daño estructural esperado.....	72
8.2	Evaluación del desempeño en elementos no estructurales .....	73
8.2.1	Daño en componentes sensibles a las aceleraciones.....	73
8.2.2	Daño en componentes sensibles a deformaciones.....	75
8.2.3	Descripción del daño en componentes no estructurales .....	76
<b>CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>77</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>79</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>82</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1:	Vista isométrica del Hospital USC (Celebi, 1996).	14
Figura 2.2:	Interfaz de aislamiento del hospital “Ospedale del Mare” en Italia (Di Sarno & Cosenza, 2007).	15
Figura 2.3:	(a) Biblioteca Campus Villa UPC, (b) Biblioteca PUCP, (c) UTEC y (d) Planta del nivel de aislamiento de la UTEC (Talavera, 2017).	16
Figura 2.4:	Interfaz de aislamiento en una edificación.	17
Figura 2.5:	Desplazamiento de la estructura con base (a) empotrada y (b) aislada.	17
Figura 2.6:	Disminución del desplazamiento de la estructura (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993).	18
Figura 2.7:	Disminución de la demanda sísmica, (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993).	18
Figura 2.8:	Dispositivo elastomérico con placas de acero (Cheng, Jiang, & Lou, 2008)	19
Figura 2.9:	Aisladores (a) LDRB, (b) HDRB y (c) LRB (Bridgestone Corporation, 2013).	20
Figura 2.10:	Curvas experimentales fuerza-deformación de los aisladores (a) LDRB, (b) HDRB y (c) LRB (Bridgestone Corporation, 2013).	21
Figura 2.11:	Modelo de 1 GDL.	22
Figura 2.12:	Modelo de 2 GDL (Aguiar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).	23
Figura 2.13:	Primer modo (Aguiar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).	25
Figura 2.14:	Segundo modo (Aguiar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).	26
Figura 2.15:	Respuesta de una edificación aislada de 2 GDL.	26
Figura 2.16:	Modelo bilineal para el sistema de aislamiento.	27
Figura 2.17:	Componentes horizontales para el registro LIMA 1974.	29
Figura 2.18:	Espectro compatible de las dos componentes del registro LIMA 1974 escalado a $PGA=0.45g$ .	30
Figura 2.19:	Acelerogramas del registro LIMA 1974 compatible al espectro $PGA=0.45g$ .	30
Figura 2.20:	Espectros SRSS y espectro del SMC.	31
Figura 2.21:	Espectro promedio SRSS y espectro del SMC.	31
Figura 3.1:	Ilustración del IDA (Montiel, Rangel, Torres, & Ruiz, 2004).	33
Figura 3.2:	Ilustración de las curvas IDA y de los percentiles 16%, 50% y 84%. (Baltzopoulos, Baraschino, Iervolino, & Vamvatsikos, 2018).	34

Figura 4.1:	(a) Vista 3D y (b) dimensiones en planta del caso estudiado.....	36
Figura 4.2:	Dimensiones de vigas de la superestructura.....	37
Figura 4.3:	Dimensiones de vigas de la interfaz de aislamiento.....	37
Figura 4.4:	Ubicación del CR del sistema de aislamiento en el CM acumulado de la superestructura.....	39
Figura 4.5:	Ubicación del CR del sistema de aislamiento en el CR promedio de la superestructura.....	39
Figura 5.1:	Ubicación de dispositivos elastoméricos para la alternativa 1.....	42
Figura 5.2:	Ubicación de elastoméricos para la alternativa 2.....	43
Figura 5.3:	Constitutiva bilineal de la interfaz de aislamiento.....	44
Figura 5.4:	Constitutiva bilineal de los dispositivos, alternativa 1.....	45
Figura 5.5:	Constitutiva bilineal de los dispositivos elastoméricos, alternativa 2.....	46
Figura 5.6:	Histéresis de la interfaz de aislamiento con propiedades nominales en la dirección x-x para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	47
Figura 5.7:	Histéresis de la interfaz de aislamiento con propiedades nominales en la dirección y-y para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	48
Figura 5.8:	Constitutiva bilineal de la interfaz de aislamiento.....	49
Figura 5.9:	Máximas deformaciones de entrepiso para (a) Alternativa 1 y (b) Alternativa 2.....	50
Figura 5.10:	Comparación de $\Delta$ máximo / $\Delta$ promedio de la alternativa 1 y alternativa 2.....	51
Figura 5.11:	Fuerza restitutiva.....	52
Figura 6.1:	Modelos bilineales de los aisladores elastoméricos para (a) Alternativa 1 y (b) Alternativa 2.....	53
Figura 6.2:	Relaciones $F - \Delta$ (ASCE/SEI-41-13, 2014).....	54
Figura 6.3:	Sección de la viga V-101 a $0.5*d$ .....	55
Figura 6.4:	Diagrama M- $\theta$ de la viga V-101.....	55
Figura 7.1:	Respuesta en el tiempo de deriva para el sismo LIMA 1974.....	57
Figura 7.2:	Curvas IDA de derivas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	58
Figura 7.3:	Percentiles 16%, 84% y media de derivas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	60
Figura 7.4:	Curvas IDA de $\theta/\theta_{10}$ de vigas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	61
Figura 7.5:	Curvas IDA de $\theta/\theta_{10}$ de columnas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	62
Figura 7.6:	Percentiles 16%, 84% y media de $\theta/\theta_{10}$ vigas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	64

Figura 7.7: Percentiles 16%, 84% y media de $\theta/\theta_{IO}$ columnas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	65
Figura 7.8: Curvas IDA de máximas aceleraciones de piso para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	66
Figura 7.9: Percentiles 16%, 84% y media de aceleraciones para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	67
Figura 8.1: Estimación del daño en función de las derivas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	69
Figura 8.2: Criterios de aceptación en rotaciones inelásticas (ASCE/SEI-41-13, 2014).....	70
Figura 8.3: $\theta/\theta_{IO}$ en vigas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	71
Figura 8.4: $\theta/\theta_{IO}$ en columnas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	72
Figura 8.5: Estimación de daño en componentes sensibles a las aceleraciones para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	74
Figura 8.6: Estimación de daño en componentes no estructurales sensibles a deformaciones para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.....	76



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1:	Matriz de desempeño (SEAOC, 1995).....	35
Tabla 3.2:	Matriz de desempeño (FEMA, 2000). ....	35
Tabla 4.1:	Irregularidad torsional de la estructura.....	38
Tabla 5.1:	Periodos de vibración y participación modal. ....	40
Tabla 5.2:	Masas de la estructura.....	40
Tabla 5.3:	Parámetros sísmicos. ....	41
Tabla 5.4:	Rigidez, amortiguamiento y desplazamiento del sistema de aislamiento.....	41
Tabla 5.5:	Valores de la constitutiva bilineal, figura 5.3. ....	44
Tabla 5.6:	Propiedades nominales de los elastoméricos, alternativa 1. ....	44
Tabla 5.7:	Propiedades nominales de los elastoméricos, alternativa 2. ....	45
Tabla 5.8:	$\lambda$ máximos (E.031 "Aislamiento Sísmico", 2019).....	48
Tabla 5.9:	$\lambda$ mínimos (E.031 "Aislamiento Sísmico", 2019).....	48
Tabla 7.1:	Niveles de demanda sísmica. ....	56
Tabla 7.2:	Registros empleados. ....	56
Tabla 8.1:	Límites de deriva según HAZUS-MH MR4 (2003).....	68
Tabla 8.2:	Máximo valores de aceleraciones para componentes no estructurales según HAZUS-MH MR4 (2003). ....	73
Tabla 8.3:	Derivas máximas para componentes no estructurales según HAZUS-MH MR4 (2003).....	75

## CAPITULO I: OBJETIVOS Y METODOLOGÍA DEL TRABAJO

### 1.1 Introducción

Las estructuras con aisladores sísmicos han presentado buen desempeño durante los terremotos de gran magnitud en el mundo, como es el caso de los edificios con aislamiento sísmico en Chile, durante los terremotos del 2010 y del 2015 con magnitudes de 8.8 y 8.3, respectivamente (Zamorano, 2015).

Ahora bien, las edificaciones no pueden ser completamente simétricas por razones arquitectónicas y/o de estructuración. Esta asimetría en la edificación crea una excentricidad, diferencia entre el Centro de Masa (*CM*) y el Centro de Rigidez (*CR*) en la superestructura, generando irregularidad torsional en la superestructura (Gómez Rueda & Maldonado Rondón, 2005).

En México, en el sismo de 1985, del total de colapsos de edificios, el 40% de estos fue debido a edificios en esquina que fallaron por el efecto combinado de torsión y piso blando. En el sismo de Haití, 2010, también colapsaron edificios que presentaron este problema ya sea porque tenía una planta alargada o en forma de L (Tena Colunga, 2010). En el año 2016 durante el terremoto en Ecuador, en la ciudad de Portoviejo también se registraron colapsos de varias edificaciones por falla de torsión (Aguar & Mieles, 2016).

Con la finalidad de contribuir a la seguridad de edificaciones peruanas sísmicamente aisladas con irregularidad torsional en la superestructura, en el primer capítulo se inicia con la introducción, objetivos, alcances y la metodología.

En la segunda sección se menciona algunos casos de edificaciones con aislamiento sísmico, se presenta los conceptos generales del aislamiento sísmico en edificaciones, la representación del comportamiento del edificio aislado y de la demanda sísmica. También, se describe los métodos para determinar la respuesta en el tiempo.

En el tercer apartado se describe el método del análisis dinámico incremental y se muestra las propuestas para evaluar el desempeño en estructuras.

En el capítulo cuatro se define el caso de estudio y se detalla las características del edificio estudiado. También, se presenta las alternativas de ubicación del *CR* en la interfaz del aislamiento.

En el quinto apartado se realiza el diseño de la interfaz de aislamiento y del sistema estructural.

En el capítulo seis se describe el modelo no lineal de los aisladores y el modelo no lineal de los elementos estructurales.

La séptima sección está relacionada con los niveles de demanda sísmica, los registros sísmicos utilizados y la respuesta dinámica incremental, se gráfica las curvas IDA referente a las deformaciones de entrepiso, rotaciones inelásticas y aceleraciones.

El capítulo ocho consta de la evaluación del desempeño del caso estudiado, por medio de la estimación de daño y, finalmente en el apartado nueve se presenta las conclusiones y recomendaciones.

## **1.2 Objetivos**

Objetivo general: Contribuir a la seguridad de edificaciones peruanas sísmicamente aisladas con irregularidad torsional en la superestructura.

Objetivo específico: Reducir el daño en edificaciones con torsión en la superestructura empleando aislamiento sísmico.

## **1.3 Alcances**

- Definir un modelo representativo de edificio de 5 pisos de concreto armado con torsión en la superestructura.
- Plantear dos alternativas de ubicación del CR en el sistema de aislamiento, para comparar el comportamiento y evaluar cual controla mejor la torsión en la superestructura.
- Realizar el análisis dinámico incremental con modelos no lineales para el sistema de aislamiento y los elementos estructurales.
- Evaluar el desempeño estructural del edificio.

## **1.4 Hipótesis**

El uso de aisladores sísmicos reduce el daño en edificaciones con irregularidad torsional en la superestructura.

## 1.5 Metodología del trabajo de investigación

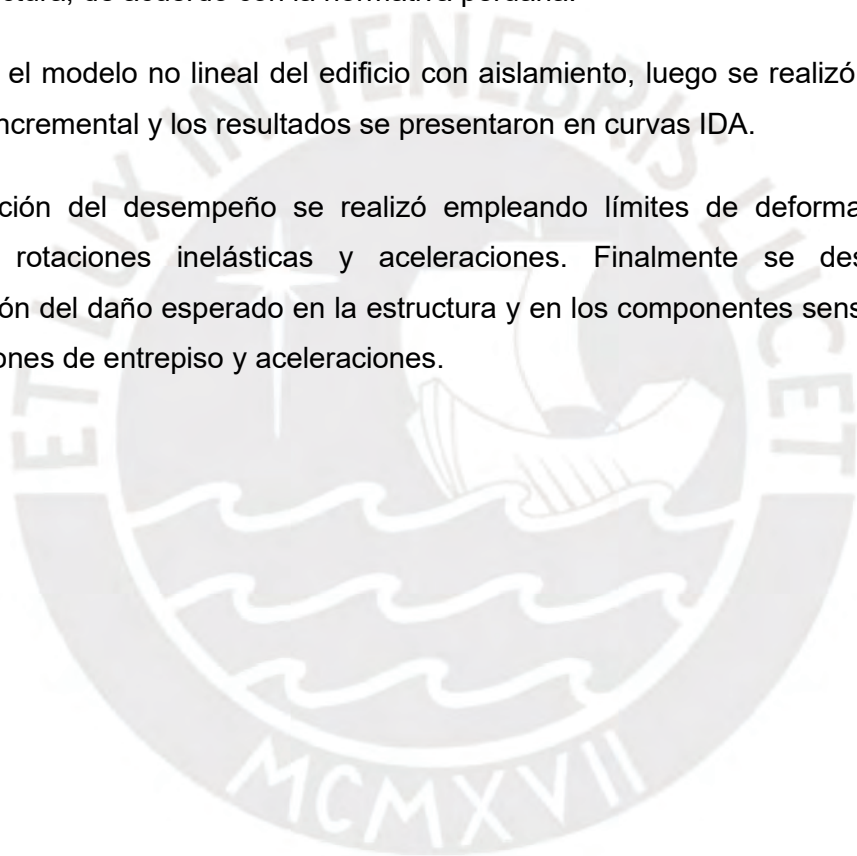
El trabajo se inició con la revisión de la mecánica general de los edificios aislados y la normativa de diseño de aislamiento sísmico, paralelo a ello, se realizó el proceso de selección del edificio representativo con irregularidad torsional en la superestructura.

Se seleccionaron siete registros de aceleraciones sísmicas de la región, se procesaron para lograr que sean espectros compatibles y se escalaron a diferentes intensidades.

Se diseñaron el sistema de aislamiento del edificio, para las dos alternativas de diferente ubicación del *CR* en la interfaz de aislamiento, y los elementos estructurales de la superestructura, de acuerdo con la normativa peruana.

Se trabajó el modelo no lineal del edificio con aislamiento, luego se realizó el análisis dinámico incremental y los resultados se presentaron en curvas IDA.

La evaluación del desempeño se realizó empleando límites de deformaciones de entrepiso, rotaciones inelásticas y aceleraciones. Finalmente se desarrolló la comparación del daño esperado en la estructura y en los componentes sensibles a las deformaciones de entrepiso y aceleraciones.



## CAPITULO II: COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS DE EDIFICACIONES CON AISLAMIENTO SÍSMICO

### 2.1 Casos de edificaciones con aislamiento sísmico

Las estructuras más comunes con aislamiento sísmico son los hospitales y centros educativos. A continuación, se presenta algunos casos de edificaciones con aislamiento sísmico.

El Hospital de la Universidad del Sur de California (*USC*) es un edificio aislado de siete pisos y de planta irregular, como se muestra la vista isométrica en la siguiente figura.

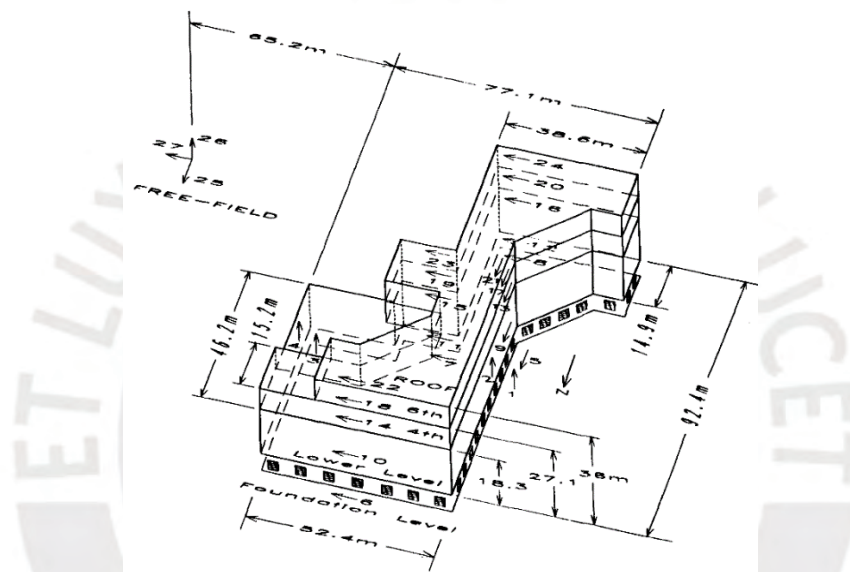


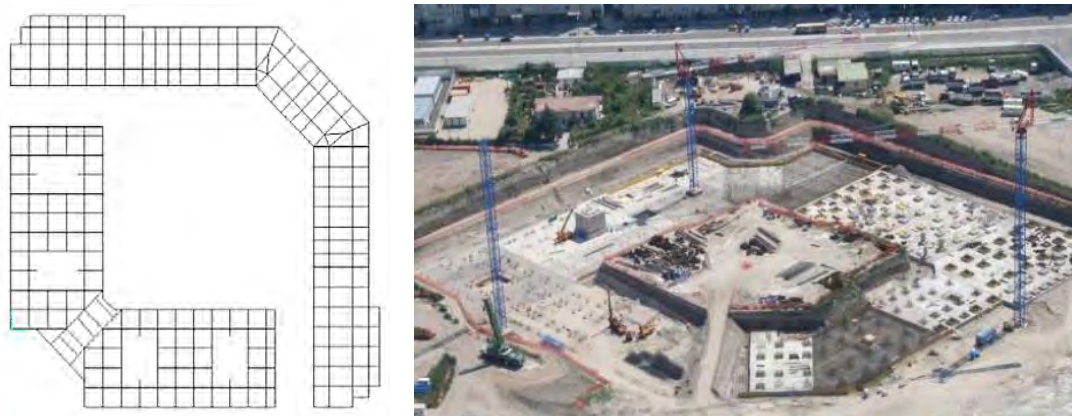
Figura 2.1: Vista isométrica del Hospital USC (Celebi, 1996).

El sistema aislamiento sísmico de este edificio está conformado por 68 aisladores con núcleo de plomo que están colocados en las columnas perimetrales y 81 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento, en las columnas internas (Nagarajaiah & Xiaohong, 2000).

En el año 1994 este edificio experimentó el terremoto de Northridge, la torsión de este edificio se redujo con la adecuada combinación y variación de la rigidez en los aisladores, la aceleración máxima del último nivel disminuyó el 50%, aproximadamente, de la máxima aceleración del suelo y la deriva máxima disminuyó cerca del 30% (Nagarajaiah & Xiaohong, 2000).

Los aisladores disiparon el 20% de energía y la superestructura se desempeñó en el rango elástico por la efectividad del sistema de aislamiento (Nagarajaiah & Xiaohong, 2000).

En el 2008, en Italia se terminó la construcción del hospital Ospedale del Mare, el cual presenta una planta irregular, dos bloques en forma de L (Di Sarno & Cosenza, 2007).



*Figura 2.2: Interfaz de aislamiento del hospital "Ospedale del Mare" en Italia (Di Sarno & Cosenza, 2007).*

Para controlar la irregularidad en planta se emplearon 327 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento, separados en tres grupos de diferentes propiedades: 115 dispositivos con rigidez efectiva de  $1.51\text{kN/mm}$ , 124 dispositivos con rigidez efectiva de  $2.98\text{kN/mm}$  y 88 dispositivos con rigidez efectiva de  $4.89\text{kN/mm}$ , los diámetros de los aisladores son de 600mm, 650mm y 800mm, respectivamente (Di Sarno & Cosenza, 2007).

A nivel global el uso de aislamiento sísmico en edificaciones está aumentando, por ejemplo, en Japón, en el año 1995 contaban con 50 edificios aislados y para el año 1998 aumentó a 500 (Almazán J. L., 2010).

En el Perú se comenzó a emplear aislamiento sísmico en edificaciones el año 2012, el primer edificio aislado es de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC) y para el año 2017 contaba con 19 edificios terminados con aislamiento sísmico, 4 en construcción y 11 edificios en proyecto, dentro de los edificios terminados, tenemos edificios aislados de configuración irregular en la superestructura, como la biblioteca la PUCP y la sede de la Universidad de Ingeniería y Tecnología (UTEC) (Talavera, 2017), en la figura 2.3 se muestran los edificios indicados.



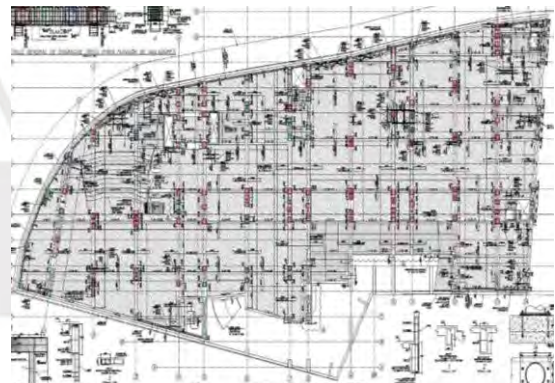
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.3: (a) Biblioteca Campus Villa UPC, (b) Biblioteca PUCP, (c) UTEC y (d) Planta del nivel de aislamiento de la UTEC (Talavera, 2017).

## 2.2 Conceptos generales del aislamiento sísmico en edificaciones

Con el transcurso de los años se ha avanzado diversos diseños y tecnologías de construcción antisísmica con el objetivo de reducir las consecuencias de los terremotos en edificios, puentes y contenidos sensibles (Skinner, Robinson, & McVerry, 1993).

Este sistema de protección de edificios ante eventos sísmicos consiste en desacoplar la estructura de los eventos sísmicos (Trevor, 2001). Este desacoplamiento se alcanza con la utilización de dispositivos de aislamiento, los cuales se ubican en la base de la superestructura (interfaz de aislamiento) y están fijados a capiteles o dados de concreto armado.

Por lo general el sistema de aislamiento está ubicado sobre la subestructura y por debajo de la superestructura (figura 2.4).

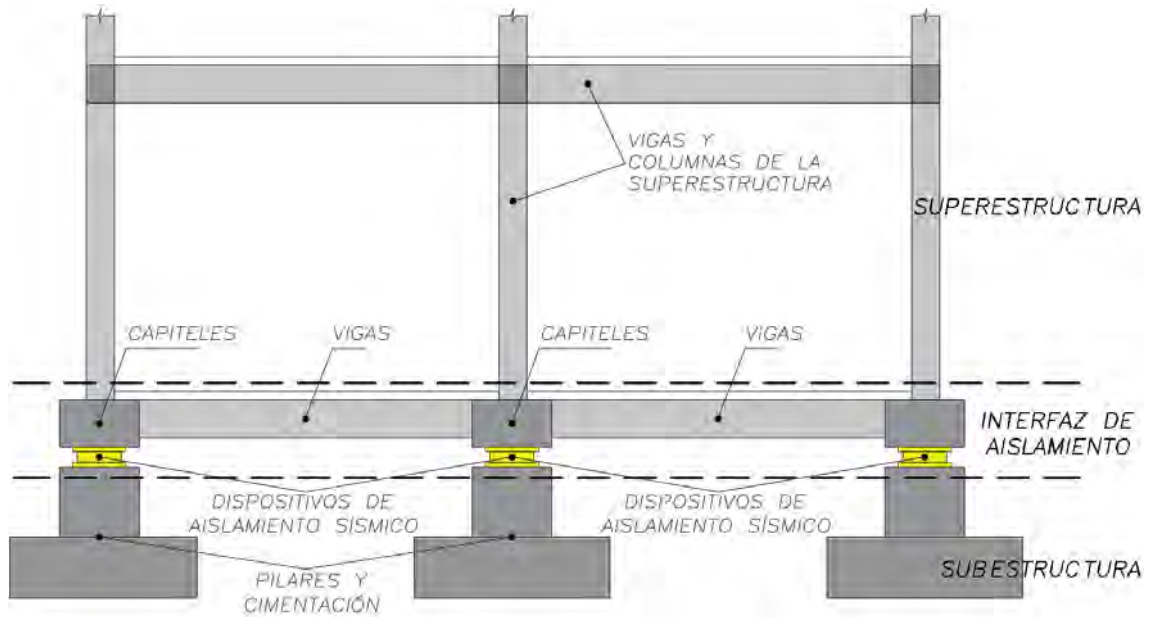


Figura 2.4: Interfaz de aislamiento en una edificación.

El sistema de aislamiento sísmico hace que la estructura sea más flexible lateralmente y así logre absorber una gran cantidad de la energía que se produce en un evento sísmico. También reduce las aceleraciones y las derivas en la estructura (Villagómez Molero, 2015).

En la siguiente figura 2.5 se muestra el desplazamiento lateral de una estructura convencional y una estructura con aislamiento.

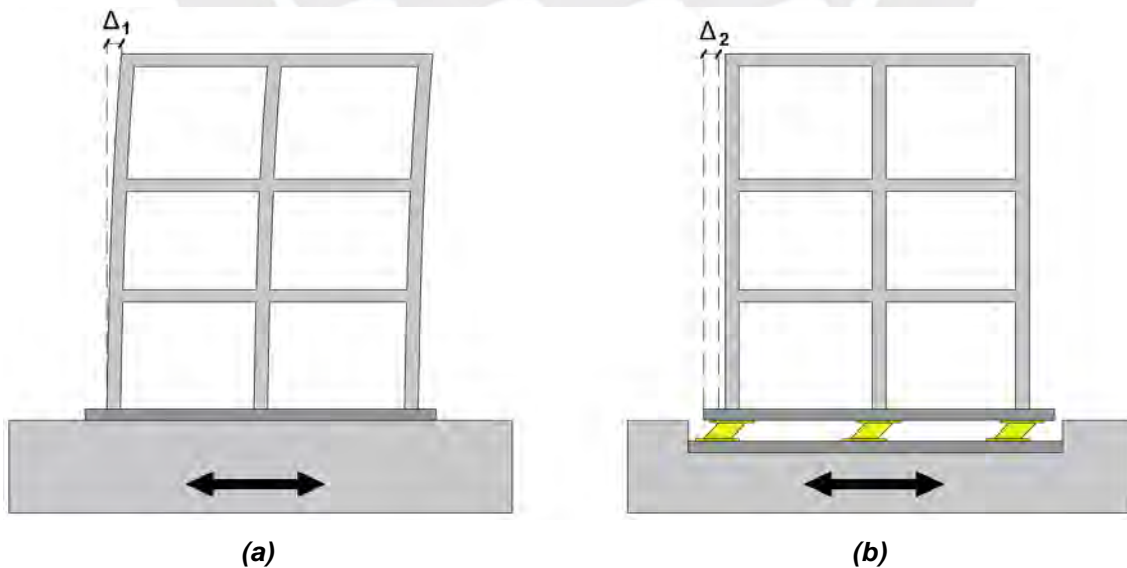


Figura 2.5: Desplazamiento de la (a) estructura convencional (a) y (b) con aislamiento.



## 2.3 Sistemas de aislamiento sísmico

### 2.3.1 Tipos de aislamiento sísmico

Los aisladores sísmicos más utilizados en edificaciones son los aisladores elastoméricos y los aisladores de fricción.

Existen tres tipos de aisladores elastoméricos, según el porcentaje de amortiguamiento efectivo, de bajo amortiguamiento (LDRB), de alto amortiguamiento (HDRB) y con núcleo de plomo (LRB).

Existen varios tipos de aisladores de fricción, los tipos básicos son los aisladores de péndulo de fricción y los deslizadores planos.

### 2.3.2 Características de los aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos al inicio fueron de caucho natural, luego, las propiedades fueron mejoradas mediante la adición de placas de acero (Cheng, Jiang, & Lou, 2008). En la figura 2.8 se ilustra un dispositivo elastomérico con placas de acero.

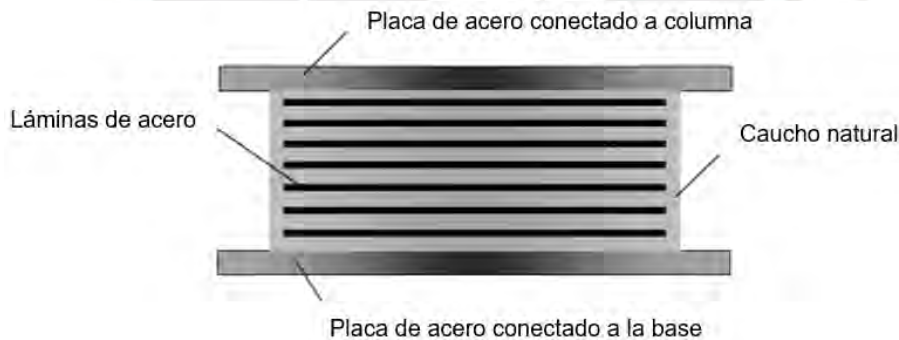


Figura 2.8: Dispositivo elastomérico con placas de acero (Cheng, Jiang, & Lou, 2008) .

Las placas de acero proporcionan rigidez vertical y el caucho proporcional flexibilidad horizontal. La dimensión de la placa de acero es de aproximadamente 1 pulgada, y la capa de goma entre las placas de acero varía de 3 a 7.5 pulgadas. Comparando con los dispositivos de caucho puro, los dispositivos con placas de acero reducen en gran medida la deformación vertical del aislador (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

Los aisladores LDRB debido a la flexibilidad de las propiedades del caucho, figura 2.9 (a), la amortiguación crítica varía solo de 2% a 3% (Cheng, Jiang, & Lou, 2008) y tienen un comportamiento fuerza horizontal – desplazamiento horizontal aproximadamente lineal, figura 2.10 (a).

Los aisladores HDRB debido a las propiedades del caucho modificado, figura 2.9 (b), la amortiguación crítica varía entre 7% a 14% (Cheng, Jiang, & Lou, 2008) y presentan una mayor área en el diagrama de histéresis en comparación con los dispositivos LDRB, figura 2.10 (b).

Los aisladores LRB debido al espécimen de plomo, figura 2.9 (c), tienen una mayor capacidad de amortiguamiento que varía de 15% a 35% (Cheng, Jiang, & Lou, 2008) y presentan una mayor área encerrada por los lazos de histéresis en comparación con los dispositivos LDRB y HGRB, figura 2.10 (c), por lo que generalmente se representa con un modelo bilineal el comportamiento mecánico.

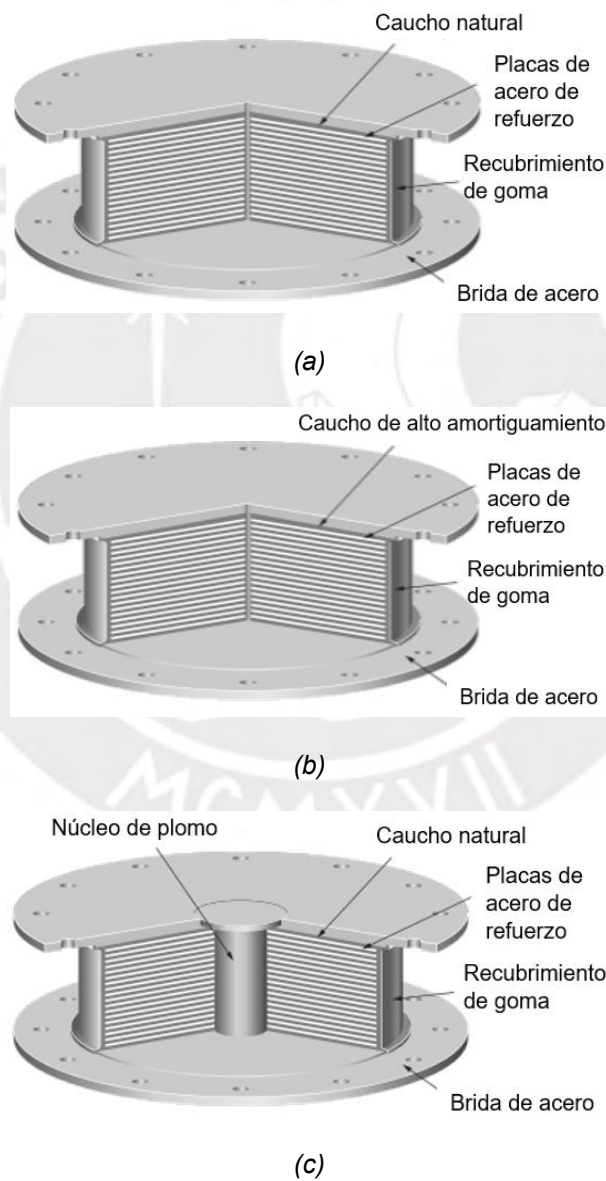
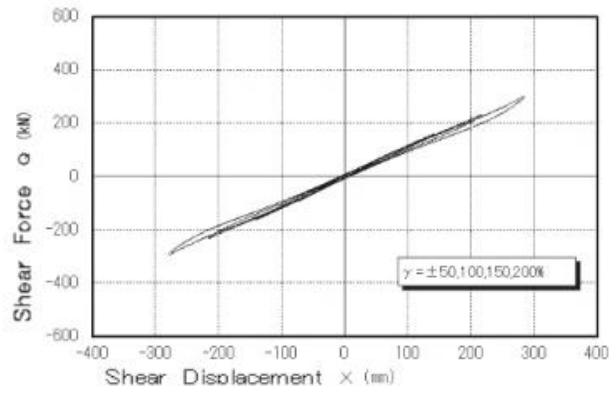
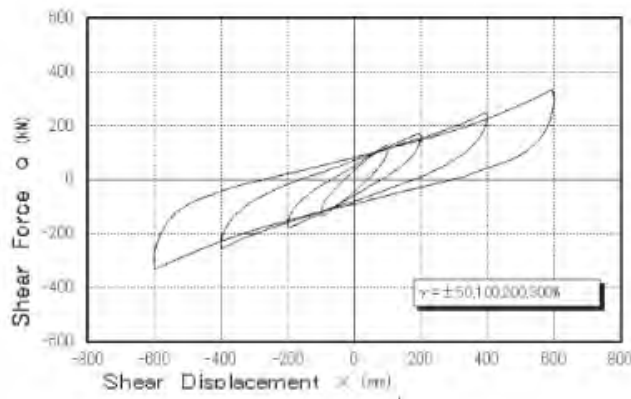


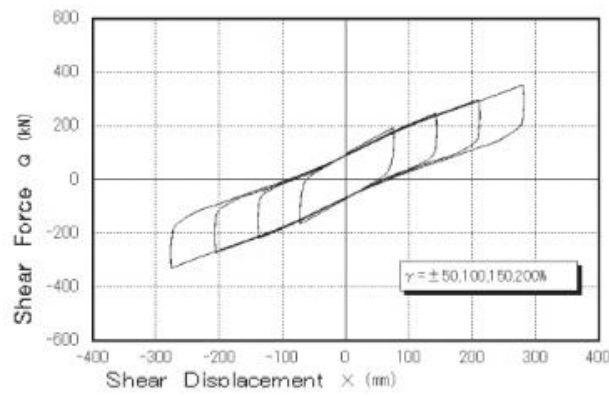
Figura 2.9: Aisladores (a) LDRB, (b) HDRB y (c) LRB (Bridgestone Corporation, 2013).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.10: Curvas experimentales fuerza-deformación de los aisladores (a) LDRB, (b) HDRB y (c) LRB (Bridgestone Corporation, 2013).

## 2.4 Representación del comportamiento del edificio aislado

El comportamiento de una estructura aislada se puede representar mediante un modelo de 1 Grado de Libertad (GDL).

Para el modelo de 1 GDL, la superestructura es indeformable ( $k_s \gg k_b$ ) y los desplazamientos relativos entre la plataforma de aislamiento y la superestructura son nulos (figura 2.11).

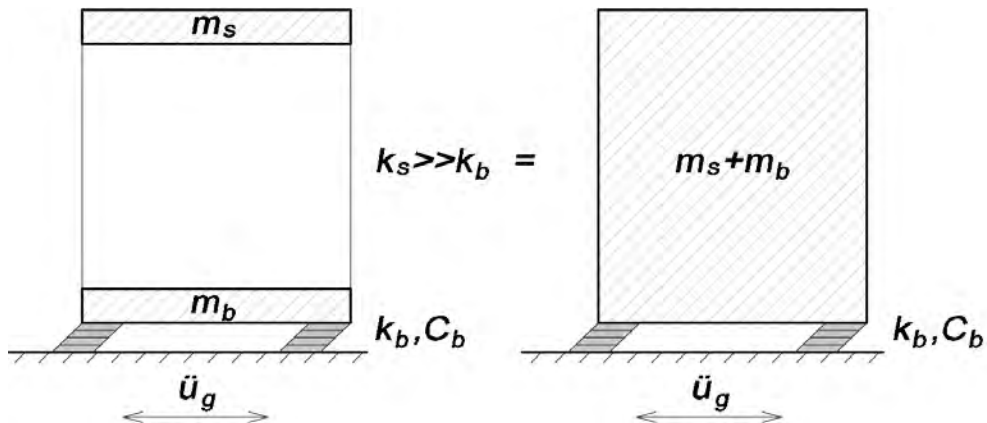


Figura 2.11: Modelo de 1 GDL.

Al emplear el modelo equivalente de 1 GDL, se determina  $T_b$  y  $C_b$  (Aguiar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (2.1)$$

$$C_b = \xi_b 2(m_s + m_b)\omega_b = \xi_b 2\sqrt{(m_s + m_b) k_b} \quad (2.2)$$

El comportamiento de un edificio aislado de varios GDL también se puede representar mediante el modelo de 2 GDL. En donde existen dos masas, dos rigideces y dos amortiguamientos, figura 2.12, (Aguiar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).

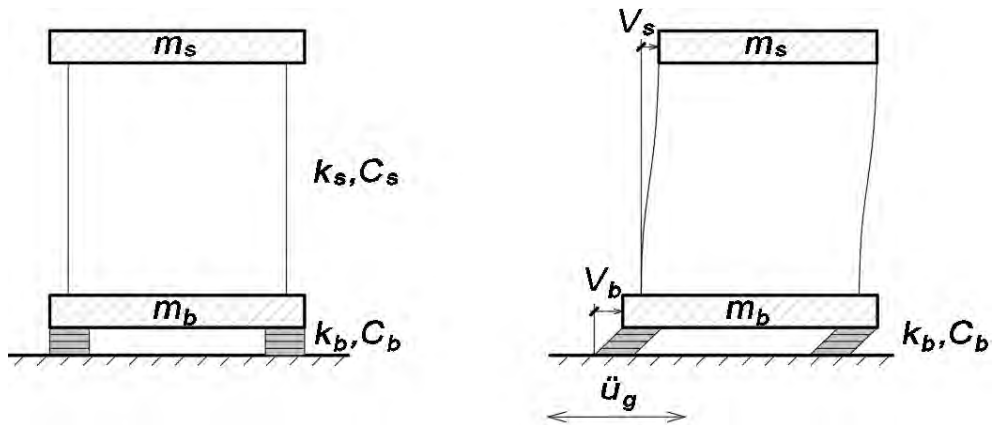


Figura 2.12: Modelo de 2 GDL (Aguiar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).

Ecuación de equilibrio dinámico:

$$\hat{M} \underline{\dot{V}} + \hat{C} \underline{\dot{V}} + \hat{K} \underline{V} = -\hat{M} \hat{r} \ddot{u}_g \quad (2.3)$$

Donde:

$$\underline{V} = \begin{Bmatrix} V_b \\ V_s \end{Bmatrix}$$

(vector de coordenadas)

$$\hat{r} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\hat{M} = \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}$$

(matriz de masas)

$$\hat{C} = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix}$$

(matriz de amortiguamiento)

$$\hat{K} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}$$

(matriz de rigidez lateral)

En vibración libre:

$$\hat{M} \underline{\dot{V}} + \hat{K} \underline{V} = 0 \quad (2.4)$$

Solución armónica:

$$\underline{V} = A \text{sen}(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.5)$$

$$\underline{\dot{V}} = -\omega^2 A \text{sen}(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.6)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.5 y 2.6 en 2.7, se tiene:

$$(\hat{K} - \omega^2 \hat{M}) \underline{\phi} = 0 \quad (2.7)$$

Solución de la ecuación 2.7:

$$\det |\hat{K} - \omega^2 \hat{M}| = 0 \quad (2.8)$$

$$\begin{vmatrix} k_b - \omega^2(m_s + m_b) & -\omega^2 m_s \\ -\omega^2 m_s & k_s - \omega^2 m_s \end{vmatrix} = 0 \quad (2.9)$$

Haciendo:

$$\omega^2 = \lambda, \quad \gamma = \frac{ms}{ms + mb}, \quad \epsilon = \left(\frac{T_f}{T_b}\right)^2$$

Y luego de desarrollar el determinante:

$$\frac{1-\lambda}{\omega_s^2} \lambda^2 - (1 + \epsilon)\lambda + \omega_b^2 = 0 \quad (2.10)$$

Si se considera valores de  $\epsilon$  pequeños:

$$\lambda_1 = \omega_1^2 = \omega_b^2(1 + \epsilon)\lambda \quad (2.11)$$

$$\lambda_2 = \omega_2^2 = \frac{1+\epsilon\gamma}{1-\gamma} \omega_s^2 \quad (2.12)$$

Luego se determinan las formas de vibración.

$$T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1 - \epsilon\gamma}}, \quad \underline{\phi}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix}$$

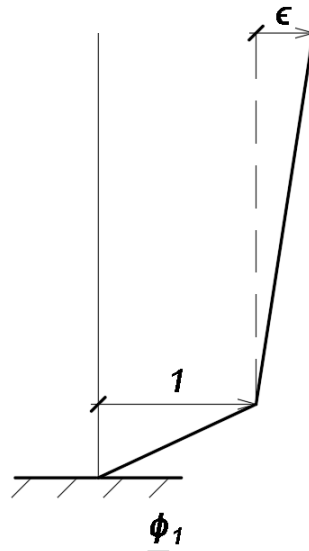


Figura 2.13: Primer modo (Aguilar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).

$$\frac{L^*_1}{M^*_1} = 1 - \gamma\epsilon$$

(factor de participación)

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right)$$

(amortiguamiento)

El menor desplazamiento entre la estructura y la plataforma de aislamiento son originados por valores de  $\epsilon$  pequeños (figura 2.13).

$$\frac{1}{\sqrt{1-\epsilon\gamma}} > 1,$$

corrige la hipótesis de que la superestructura es indeformable, entonces  $T_1$  es mayor al periodo de la superestructura  $T_b$  (modelo de 1GDL).

Segundo modo:

$$T_2 = T_f \sqrt{\frac{1-\gamma}{1+\gamma\epsilon}}, \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1 - (1-\gamma)\epsilon] \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{Bmatrix}$$

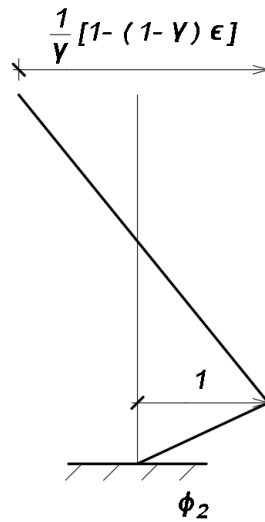


Figura 2.14: Segundo modo (Aguilar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2016).

$$\frac{L_2^*}{M_2^*} = \gamma \epsilon$$

(factor de participación)

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} (\xi_s + \gamma \epsilon^{1/2} \xi_b) \left(1 - \frac{\gamma \epsilon}{2}\right)$$

(amortiguamiento)

Los valores de  $\epsilon$  pequeños causa que la segunda tendencia desaparezca o sea mínimo, y se puede ampliar a un sistema de varios GDL.

Respuesta final:

$$\underline{V} = V_1 = \frac{L_i^*}{M_i^*} \phi_i S_d = (1 - \gamma \epsilon) \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} S_d(T_1, \xi_1)$$

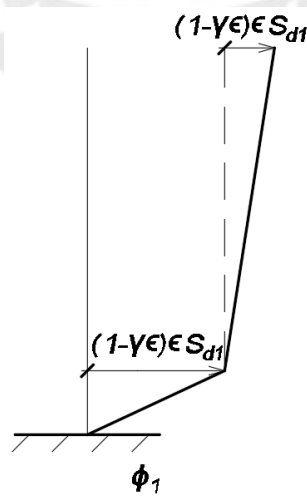


Figura 2.15: Respuesta de una edificación aislada de 2 GDL

El comportamiento de una estructura aislada también se representa mediante modelo lineal para los elementos estructurales y modelo no lineal para el sistema de aislamiento.

Ahora bien, a partir de las propiedades del modelo lineal del sistema de aislamiento, se determinan las propiedades del modelo inelástico.

En la figura 2.16 muestra el modelo bilineal del sistema de aislamiento.

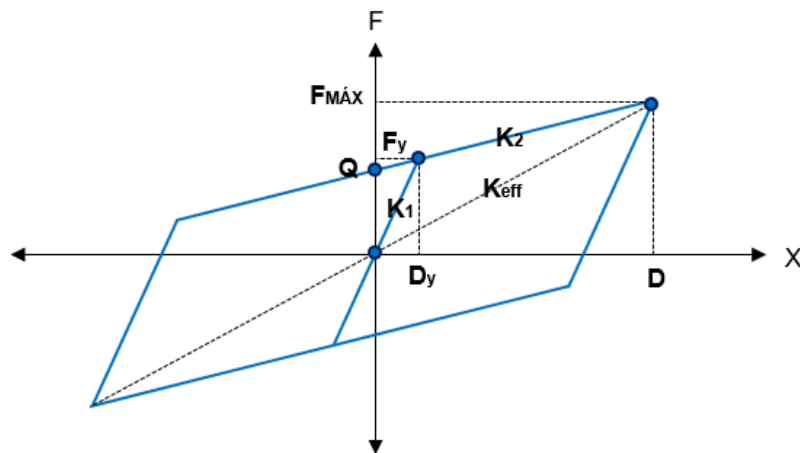


Figura 2.16: Modelo bilineal para el sistema de aislamiento.

Donde:

$K_1$ : rigidez inicial

$K_2$ : rigidez post fluencia

$F_y$ : fuerza de fluencia

$D_y$ : desplazamiento de fluencia

$Q$ : fuerza para desplazamiento cero

3 parámetros son independientes y se plantea las ecuaciones 2.13 y 2.14.

$$F_y = K_1 D_y \quad (2.13)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (2.14)$$

La fuerza máxima y el área de un ciclo:

$$F_{MÁX} = F_y + K_2 (D - D_y) \quad (2.15)$$

$$A_B = 4Q(D - D_y) \quad (2.16)$$

La fuerza máxima y el área del modelo elástico son:

$$F_{M\acute{A}X} = K_{eff}D \quad (2.17)$$

$$A = 2\pi\xi K_{eff}D^2 \quad (2.18)$$

Igualando las ecuaciones, se tiene:

$$K_{eff}D = K_1D_y + K_2(D - D_y) \quad (2.19)$$

$$2\pi\xi K_{eff}D^2 = 4Q(D - D_y) \quad (2.20)$$

Finalmente, al asumir el valor de  $\alpha$  (relación entre pendientes  $K_1$  y  $K_2$ ), entre 7 y 15, se puede encontrar una solución al sistema, obtener los valores de  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $Q$ ,  $D_y$ ,  $F_{m\acute{a}x}$ .

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (2.21)$$

$$K_2 = \frac{K_{eff}D}{D + (\alpha - 1)D_y} \quad (2.22)$$

$$Q = \frac{D_y K_{eff} D (\alpha - 1)}{D + (\alpha - 1)D_y} \quad (2.23)$$

$$2\pi\xi D - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + (\alpha - 1)D_y} = 0 \quad (2.24)$$

## 2.5 Representación de la demanda sísmica mediante acelerogramas

Para el análisis Tiempo Historia No Lineal (*THNL*), se solicita un número mínimo de registros sísmicos, los cuales deben ser trabajados y escalados a diferentes niveles de intensidad sísmica.

Los registros deben ser representativos y si no se cuenta con el número de registros solicitados en la zona se puede emplear registros de aceleración de la región o se puede usar registros simulados.

Cada registro sísmico está conformado por dos componentes horizontales de aceleración, como se muestra el registro LIMA 1974 en la figura 2.17.

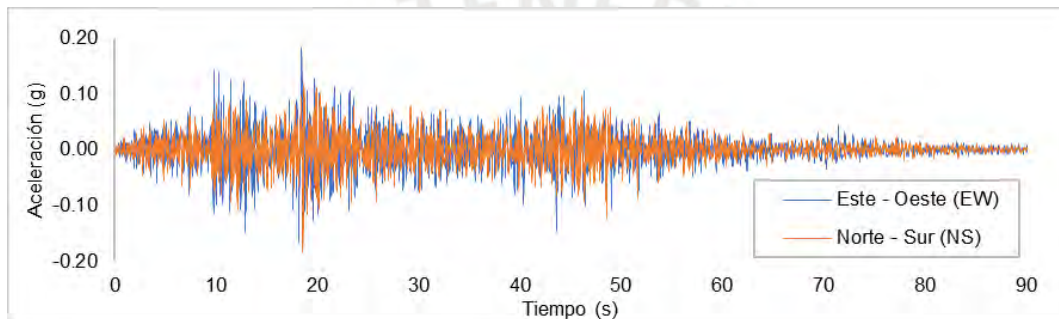


Figura 2.17: Componentes horizontales para el registro LIMA 1974.

El escalamiento de los acelerogramas se realiza a los diferentes niveles de intensidad sísmica, por ejemplo, se tienen las dos componentes horizontales y se escala a un PGA de 0.45g y como resultado se tiene el espectro compatible para cada componente. Este procedimiento se puede realizar en programas computacionales como el SeismoMatch. En la figura 2.18 se puede observar el espectro compatible de las dos componentes del registro LIMA 1974 escalado a PGA=0.45g.

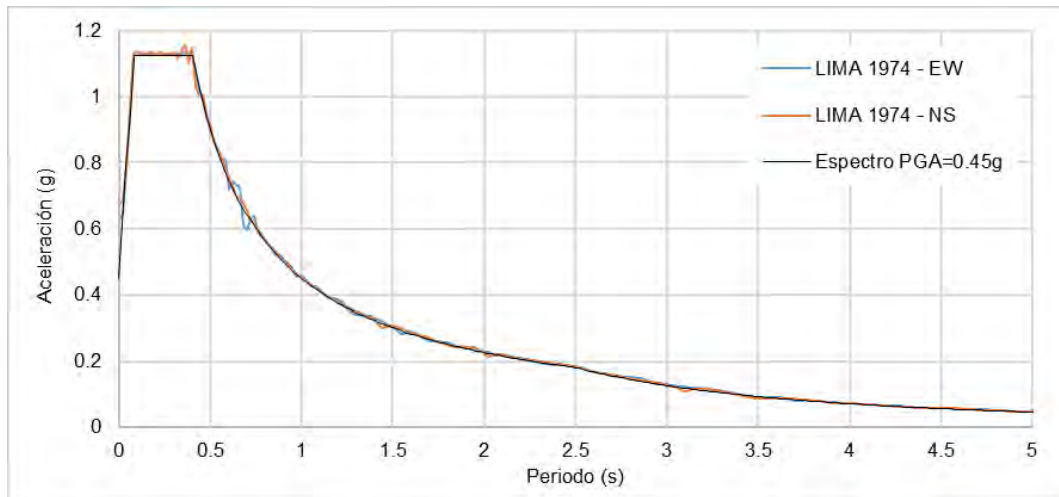


Figura 2.18: Espectro compatible de las dos componentes del registro LIMA 1974 escalado a  $PGA=0.45g$ .

En la figura 2.19, se ilustra los acelerogramas del sismo LIMA 1974 compatible al espectro  $PGA=0.45g$ .

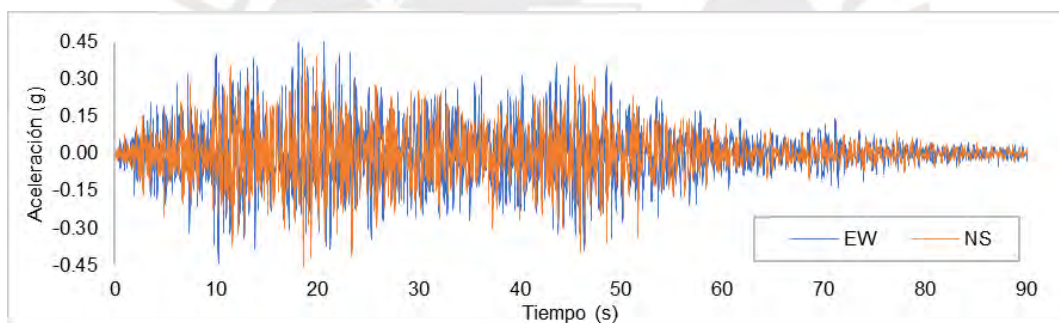


Figura 2.19: Acelerogramas del registro LIMA 1974 compatible al espectro  $PGA=0.45g$ .

Teniendo las señales espectro compatibles de los “n” números de registros escalados a diferentes niveles de intensidad sísmica, se realiza la combinación SRSS, la cual consiste en construir un espectro de aceleraciones de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada componente horizontal del registro.

En la figura 2.20, se visualizan los espectros SRSS, como resultado de la combinación de siete registros sísmicos y el espectro  $PGA=0.675$ .

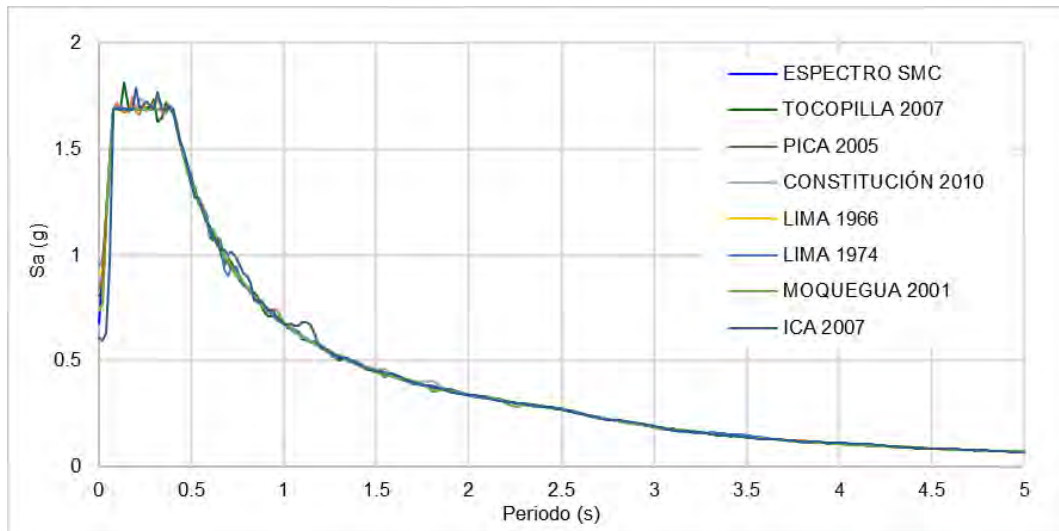


Figura 2.20: Espectros SRSS y espectro del SMC.

En la figura 2.21, se ilustra el espectro promedio SRSS superpuesta con el espectro del Sismo Máximo Considerado (SMC).

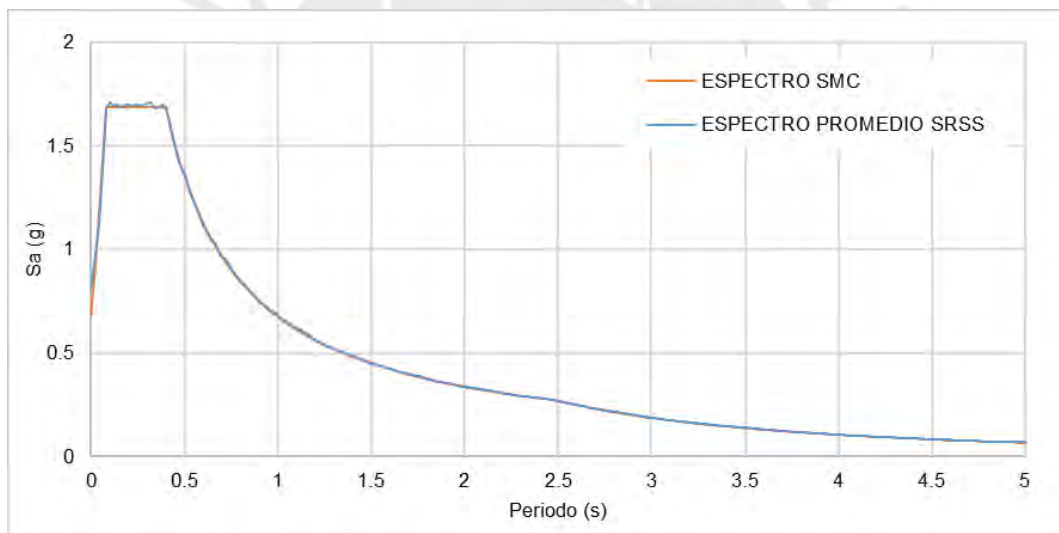


Figura 2.21: Espectro promedio SRSS y espectro del SMC.

Dependiendo de los niveles de demanda sísmica a analizar, se tiene grupos de acelerogramas, por ejemplo, para el Análisis Dinámico Incremental de la presente investigación se trabajó con 4 niveles de intensidad sísmica, entonces se tuvo 4 grupos de 7 registros y cada registro con sus componentes horizontales escalado a cada nivel.

## **2.6 Métodos para determinar la respuesta en el tiempo**

### **Integración Directa**

Para determinar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de una edificación se puede utilizar el Análisis por Integración Directa, este método determina la respuesta de la estructura sometida a sismos para cada intervalo de tiempo y es más preciso (Gálvez Chunas, 2011). Sin embargo, este análisis requiere de una mayor capacidad computacional.

### **Análisis no Lineal Rápido (FNA)**

El FNA es un análisis dinámico de una estructura con un número pequeño de elementos no lineales es casi tan rápido como un análisis lineal (Wilson, 2000).

Este análisis se emplea, siempre que se especifique el comportamiento elástico a una parte de la estructura y que garantice la estabilidad durante el análisis. En este método se emplea el modelo no lineal en el sistema de aislamiento y el modelo lineal en la superestructura.

Las ventajas del análisis FNA es la disminución del esfuerzo computacional y la precisión en los resultados, ya que al definir las propiedades no lineales solo en los aisladores este comportamiento se concentra en estos elementos.

## CAPITULO III: ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO EN EDIFICACIONES

### 3.1 Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El IDA es un método que determina la respuesta no lineal de una estructura ante eventos sísmicos, implica analizar el modelo con uno o varios registros de aceleraciones sísmicas, los cuales son escalados diferentes intensidades, para tener como resultado una o varias curvas de los niveles de intensidad versus el parámetro de medida de daño de la estructura (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

En la figura 3.1 se esquematiza el Análisis Dinámico Incremental (Montiel, Rangel, Torres, & Ruiz, 2004). Se puede observar una curva que va ascendiendo a medida que el registro sísmico aumenta su intensidad (eje de ordenadas) y las derivas máximas de entrepiso (eje de abscisas) como parámetro de medida de daño de la estructura de 6 niveles que se grafica en la parte izquierda.

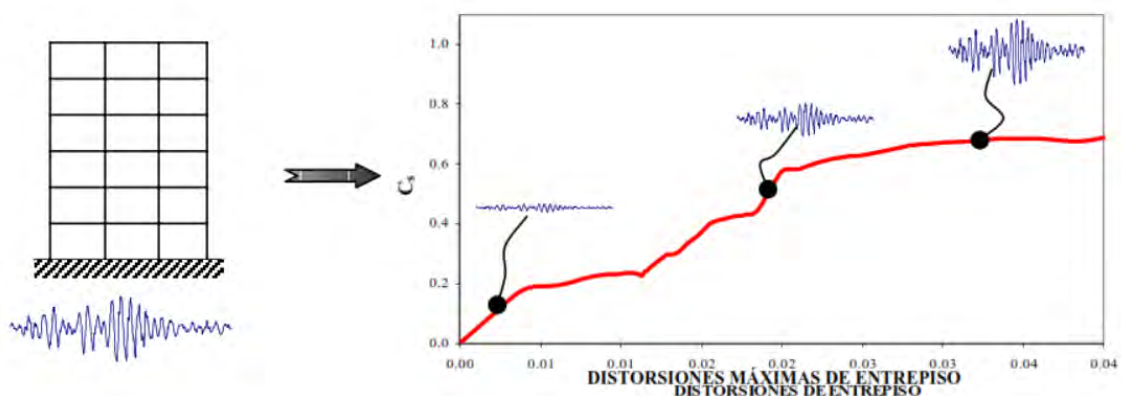


Figura 3.1: Ilustración del IDA (Montiel, Rangel, Torres, & Ruiz, 2004).

Para una mejor interpretación de las múltiples curvas IDA se calculan las curvas de los percentiles del 16%, 50% y 94%, figura 3.2, (Baltzopoulos, Baraschino, Iervolino, & Vamvatsikos, 2018).

En la figura 3.2 se observa las curvas IDA y de los percentiles 16%, 50% y 84% para diferentes Intensidades de Sismo (IM) y el Parámetro de Demanda de Ingeniería (EDP).

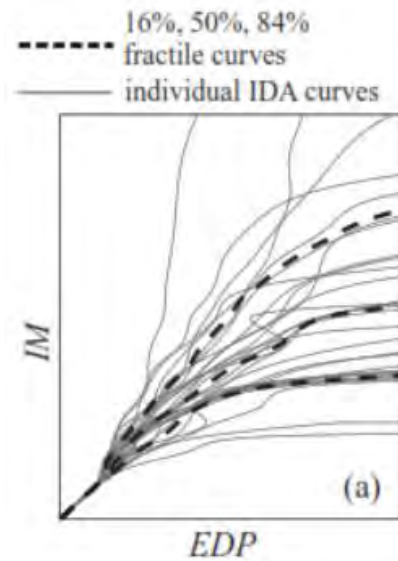


Figura 3.2: Ilustración de las curvas IDA y de los percentiles 16%, 50% y 84%. (Baltzopoulos, Baraschino, Iervolino, & Vamvatsikos, 2018).

## 3.2 Propuestas para evaluar el desempeño de estructuras

### 3.2.1 Consideraciones generales para la evaluación del desempeño

El desempeño se evalúa considerando varios escenarios de demanda sísmica en el sitio donde se cimentará la edificación. También, se debe considerar la importancia de la edificación y la operatividad.

Además, se debe considerar el parámetro asociado al daño, como las deformaciones de entrepiso, los giros inelásticos o las aceleraciones de piso.

### 3.2.2 Según SEAOC

SEAOC (1995) clasifica los niveles de desempeño en totalmente operativo, operativo, seguridad de vida y cerca al colapso, y los niveles de peligro sísmico desde 43 hasta 970 años de periodo de retorno (tabla 3.1).

Tabla 3.1: Matriz de desempeño (SEAOC, 1995).

Nivel de peligro sísmico (Periodo de retorno)	Niveles de desempeño			
	Totalmente operativo	Operativo	Seguridad de vida	Cerca al colapso
Frecuente (43 años)				
Ocasional (72 años)				
Raro (475 años)				
Muy Raro (970 años)				

Diagrama de trayectoria de desempeño:

- Edificación Común: Trayectoria desde (Frecuente, Totalmente operativo) hasta (Muy Raro, Cerca al colapso).
- Edificación Esencial: Trayectoria desde (Ocasional, Totalmente operativo) hasta (Muy Raro, Seguridad de vida).
- Edificación Crítica: Trayectoria desde (Raro, Totalmente operativo) hasta (Muy Raro, Operativo).

### 3.2.3 Según FEMA

FEMA (2000) establece cuatro niveles de desempeño y cuatro intensidades de sismo, desde 2% hasta 50% de probabilidad de excedencia en 50 años (tabla 3.2).

Tabla 3.2: Matriz de desempeño (FEMA, 2000).

Intensidad de sismo (periodo de retorno)	Niveles de desempeño			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
72 años	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
225 años	<b>e</b>	<b>f</b>	<b>g</b>	<b>h</b>
474 años	<b>i</b>	<b>j</b>	<b>k</b>	<b>l</b>
2475 años	<b>m</b>	<b>n</b>	<b>o</b>	<b>p</b>

$k + p =$  Objetivo básico de seguridad

$k, p, c, g, d, h, l =$  Objetivos limitados

$o, n, m, k + p, +$  alguno de  $(a, e, i, b, f, j) =$  Objetivos superiores

## CAPITULO IV: EL CASO ESTUDIADO

### 4.1 Criterios para la definición del caso estudiado

El caso estudiado es una edificación representativa de uso esencial, un establecimiento de salud ubicado en la costa del Perú tiene un área en planta de  $675.00\text{m}^2$ , de cinco pisos y la altura total es  $18.0\text{m}$ ,  $4.0\text{m}$  del primer piso y  $3.5\text{m}$  de los demás pisos. En la figura 4.1 se visualizan el 3D y las dimensiones en planta del edificio.

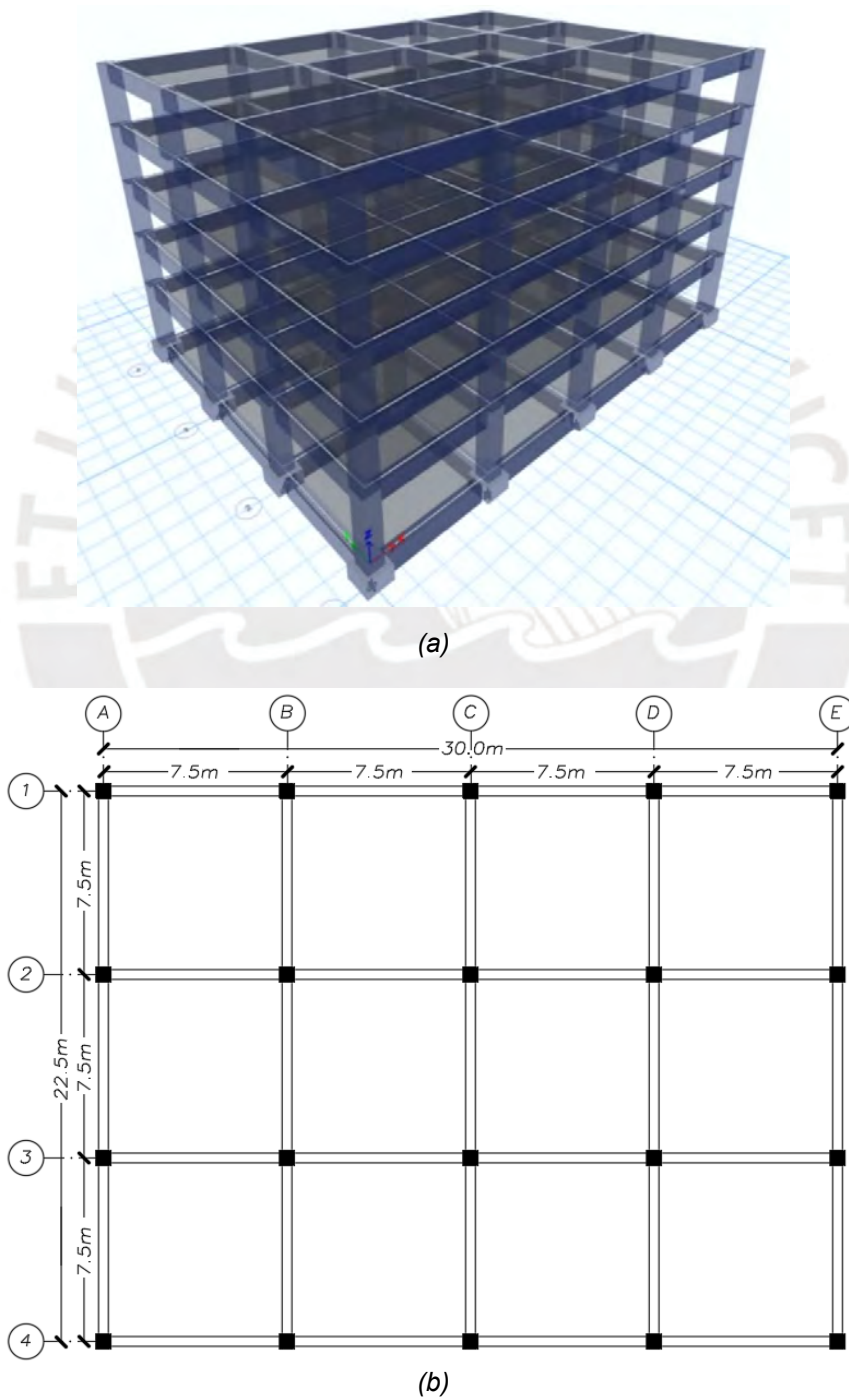


Figura 4.1: (a) Vista 3D y (b) dimensiones en planta del caso estudiado.

## 4.2 Características del edificio estudiado

El sistema estructural es de pórticos, con vigas y columnas de concreto armado.

En la superestructura, las vigas en las dos direcciones son de 0.30m de base por 0.60m de altura, las columnas son cuadradas, en el primer piso son de 0.70m por 0.70m y del segundo al quinto piso son de 0.65m por 0.65m. Las losas macizas son de 0.25m de espesor en todos los niveles. En la figura 4.2, se visualiza la planta de la superestructura.

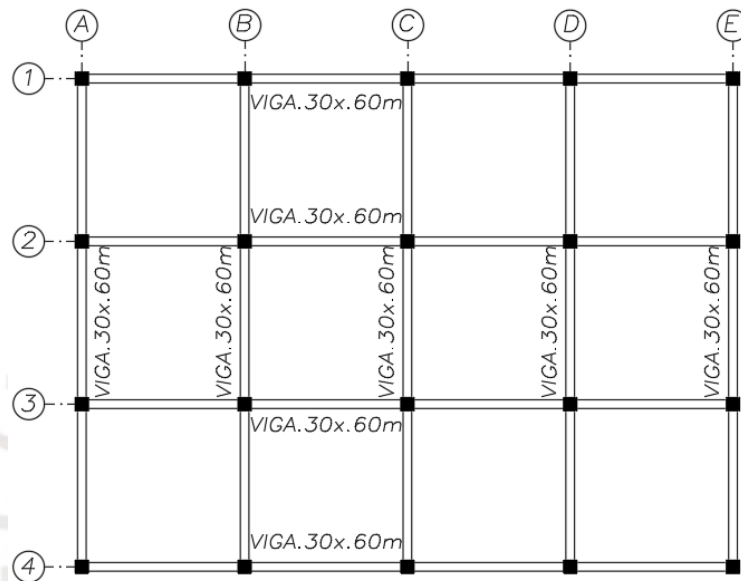


Figura 4.2: Dimensiones de vigas de la superestructura.

En la interfaz de aislamiento, las vigas en las dos direcciones son de 0.40m de base por 0.90m de altura (figura 4.3).

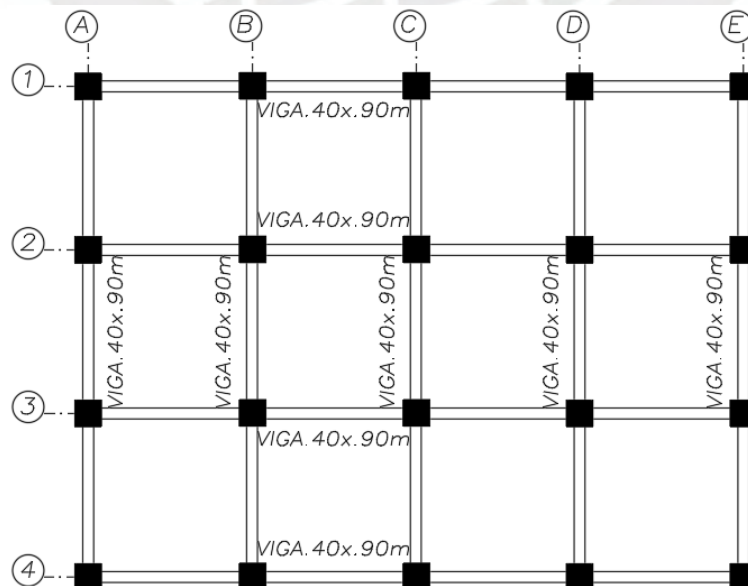


Figura 4.3: Dimensiones de vigas de la interfaz de aislamiento.

En la interfaz de aislamiento se consideraron dados o capiteles de concreto armado cuadrados de 1.20m por 1.20m de lado por 1.00m de altura, en los cuales se fijarán los dispositivos. Este nivel conecta la superestructura y la subestructura de la edificación, por lo que estos elementos son de mayores dimensiones.

El concreto tiene un  $f'_c = 0.021 \text{ kN/mm}^2$  ( $210 \text{ Kg/cm}^2$ ) y un peso unitario  $\gamma = 23.54 \text{ kN/m}^3$  ( $2400 \text{ Kg/m}^3$ ); y el acero de refuerzo tiene un  $f_y = 0.41 \text{ kN/mm}^2$  ( $4200 \text{ Kg/cm}^2$ ), las cargas permanentes y las sobrecargas se asignaron de acuerdo con la Norma E.020.

En el presente estudio, la excentricidad en la superestructura del edificio se colocó en el programa computacional en la opción *Mass Source*. La excentricidad es de 0.125 de la dimensión longitudinal (dirección x-x) en planta para los cinco pisos.

En la tabla 4.1 se observa que la irregularidad por torsión es en la dirección y-y, dirección perpendicular a la dirección de la excentricidad.

Tabla 4.1: Irregularidad torsional de la estructura.

Piso	$\Delta$ máximo / $\Delta$ promedio	
	Dirección x-x	Dirección y-y
5	1.024	1.313
4	1.023	1.313
3	1.023	1.313
2	1.023	1.315
1	1.022	1.317

### 4.3 Alternativas de ubicación del CR en la interfaz de aislamiento

Una de las propiedades más importantes de la interfaz del aislamiento es la rigidez efectiva y la ubicación del Centro de Rigidez (CR) del modelo elástico equivalente controla el comportamiento torsional de la superestructura.

En la presente investigación se estudiaron dos alternativas de ubicación del CR en la interfaz de aislamiento. A continuación, se detalla las alternativas analizadas.

**Alternativa 1:** El CR del sistema de aislamiento se ubica en el Centro de Masa (CM) acumulado de la superestructura (figura 4.4).

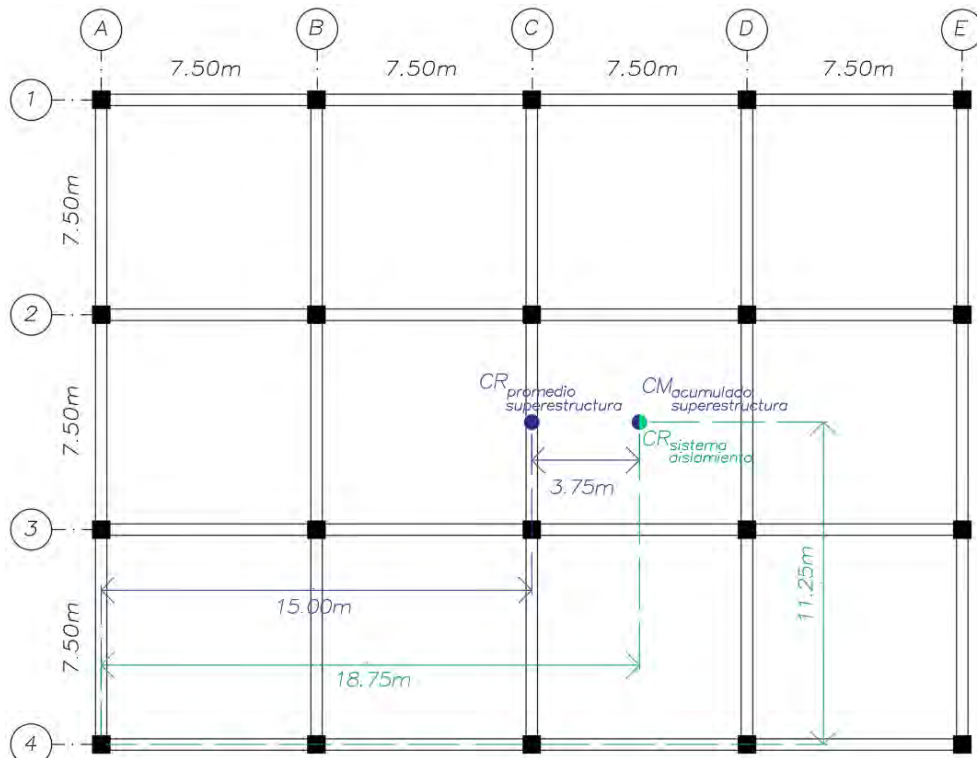


Figura 4.4: Ubicación del CR del sistema de aislamiento en el CM acumulado de la superestructura.

**Alternativa 2:** El CR de la interfaz de aislamiento se ubica en el CR promedio de la superestructura (figura 4.5).

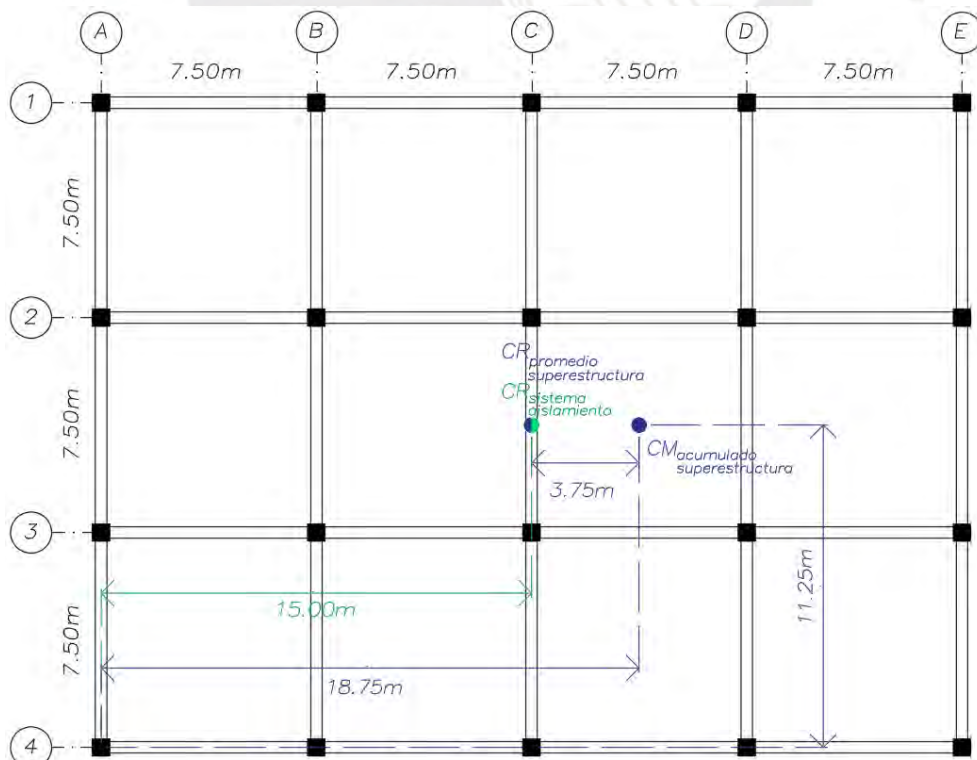


Figura 4.5: Ubicación del CR del sistema de aislamiento en el CR promedio de la superestructura.

## CAPITULO V: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

### 5.1 Diseño preliminar

Se inició con el análisis del edificio con base fija, sin el sistema de aislamiento. El edificio se modeló en *ETABS*, los componentes estructurales se modelaron como elementos *Frame* y las losas como elementos *Membrane* y se definieron como diafragma rígido. Luego se asignaron las cargas permanentes y las sobrecargas.

El periodo fundamental de la estructura de base fija ( $T_f$ ) es 1.095s, los periodos y los porcentajes de participación modal se presenta en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Periodos de vibración y participación modal.

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	1.095	0.00%	84.08%	18.38%
2	1.065	84.19%	0.00%	0.00%
3	0.938	0.00%	0.00%	84.22%

Además, para determinar la rigidez equivalente y el amortiguamiento del sistema de aislamiento, la estructura aislada se analizó como un sistema de 1 GDL.

Teniendo el  $T_f$  se definió el periodo objetivo  $T_b=3.61s$  ( $3.3 * T_f$ ).

La masa de la superestructura más del interfaz de aislamiento ( $m_s + m_b$ ) es 4.99 kN.s<sup>2</sup>/mm (tabla 5.2).

Tabla 5.2: Masas de la estructura.

Nivel	Masa kN.s <sup>2</sup> /mm (Tonf.s <sup>2</sup> /m)
5	0.70 (71.48)
4	0.84 (85.42)
3	0.84 (85.42)
2	0.84 (85.42)
1	0.85 (86.53)
Plataforma	0.92 (94.11)
<b>TOTAL</b>	<b>4.99 (508.39)</b>

Teniendo el  $T_b$  y la masa total, se calculó la  $K_b=15.09$  kN/mm (rigidez equivalente del sistema de aislamiento).

Se consideró  $\xi_b=10\%$  (razón de amortiguamiento del sistema de aislamiento) y teniendo los valores de  $K_b$ ,  $m_s + m_b$ , se calculó el  $C_b=1.73$  kN.s/mm (amortiguamiento del sistema de aislamiento).

También, para calcular el desplazamiento traslacional del sistema de aislamiento ( $D_M$ ), se determinaron los parámetros sísmicos, según la Norma E.030 (tabla 5.3), y se construyó el espectro pseudo aceleraciones correspondiente al SMC, según la Norma E.031.

Tabla 5.3: Parámetros sísmicos.

Parámetro	Símbolo	Valor
Aceleración - Zon 4 (g)	Z	0.45
Suelo - Suelo muy rígido S1	S	1
Periodo de vibración P para el suelo	Tp	0.4
Periodo de vibración L para el suelo	Tl	2.5
Factor de uso - Uso esencial	U	1
Factor de reducción del sistema con aislamiento	R	1

Se calculó  $S_{aM}=1.27 \text{ m/s}^2$  (ordenada del espectro de pseudo aceleraciones del SMC) y teniendo el valor del  $B_M$ , se calculó el  $D_M=0.349\text{m}$ .

En la tabla 5.4 se tienen los valores de la rigidez, el amortiguamiento y el desplazamiento de la interfaz de aislamiento

Tabla 5.4: Rigidez, amortiguamiento y desplazamiento del sistema de aislamiento.

Parámetro	Símbolo	Valor
Rigidez del sistema de aislamiento - kN/mm (tonf/m)	$K_b$	15.09 (1538.41)
Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento	$\zeta_b$	10%
Coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento - kN.s/mm (tonf.s/m)	$C_b$	1.73 (176.87)
Factor de amortiguamiento	$B_M$	1.20
Desplazamiento traslacional del sistema de aislamiento - m	$D_M$	0.349

Ahora bien, para ubicar el CR del sistema de aislamiento para las dos alternativas planteadas se tuvo que distribuir adecuadamente la rigidez del sistema en los aisladores elastoméricos.

Para la alternativa 1, se distribuyó la rigidez en los dispositivos de tal manera que el CR de la interfaz de aislamiento se ubique en el CM acumulado de la superestructura. Se colocaron dos tipos de dispositivos elastoméricos: 14 de menor rigidez en la zona izquierda ( $K_{HDR-1}=0.59\text{kN/mm}$ ) y 6 de mayor rigidez en la zona derecha ( $K_{HDR-2}=1.14\text{kN/mm}$ ), figura 5.1.

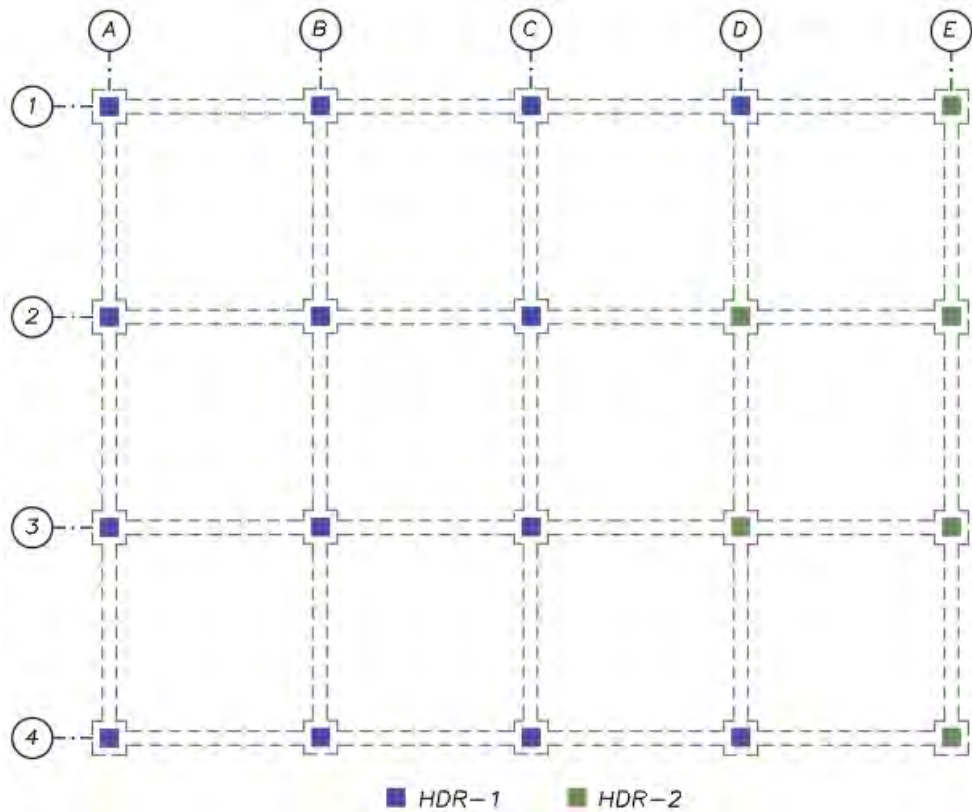


Figura 5.1: Ubicación de dispositivos elastoméricos para la alternativa 1.

Para la alternativa 2, se distribuyó la rigidez en los dispositivos de tal manera que el *CR* de la interfaz de aislamiento se ubique en el *CR* promedio de la superestructura. Se colocaron dos tipos de elastoméricos de forma simétrica: 12 de menor rigidez en la parte central y en la zona de los bordes ( $K_{\text{HDR-1}}=0.59\text{kN/mm}$ ) y 8 de mayor rigidez en las esquinas y zonas intermedias ( $K_{\text{HDR-2}}=1.00\text{kN/mm}$ ), figura 5.2.

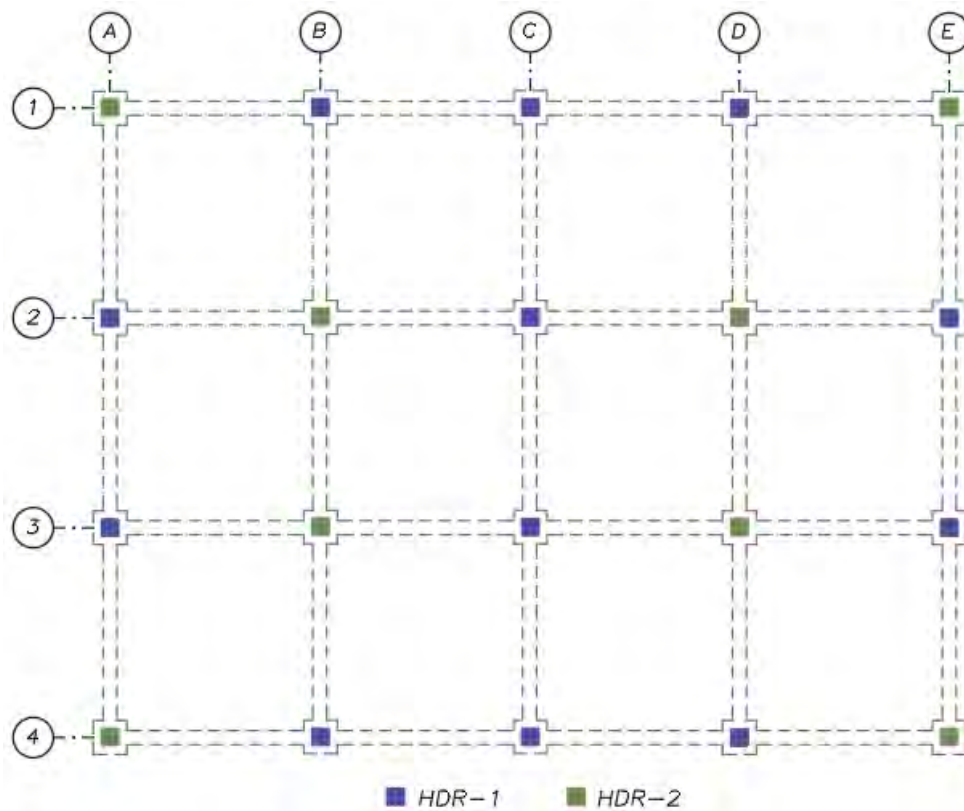


Figura 5.2: Ubicación de elastoméricos para la alternativa 2.

En el análisis espectral de las dos alternativas se tuvo en cuenta que el  $T_b$  sea lo más próximo al  $T_b$  objetivo de la estructura aislada y que las deformaciones de entrepiso sean menores al límite permitido, según las Norma E.031.

En la alternativa 2, se ubicó los 08 dispositivos de mayor rigidez (HDR-2) para que se distribuyan de forma simétrica en toda la interfaz del aislamiento y para que la superestructura cumpla con el límite máximo de las deformaciones de entrepiso.

## 5.2 Diseño final

Teniendo los resultados preliminares se construyó la constitutiva bilineal de la interfaz de aislamiento, empleando las ecuaciones que se muestran en el segundo capítulo, y considerando  $\alpha = 10\%$  (relación entre la  $K_1$  y  $K_2$ ).

En la figura 5.3, se grafica la constitutiva bilineal de la interfaz de aislamiento y en la tabla 5.5 se muestran los valores de dicho modelo.

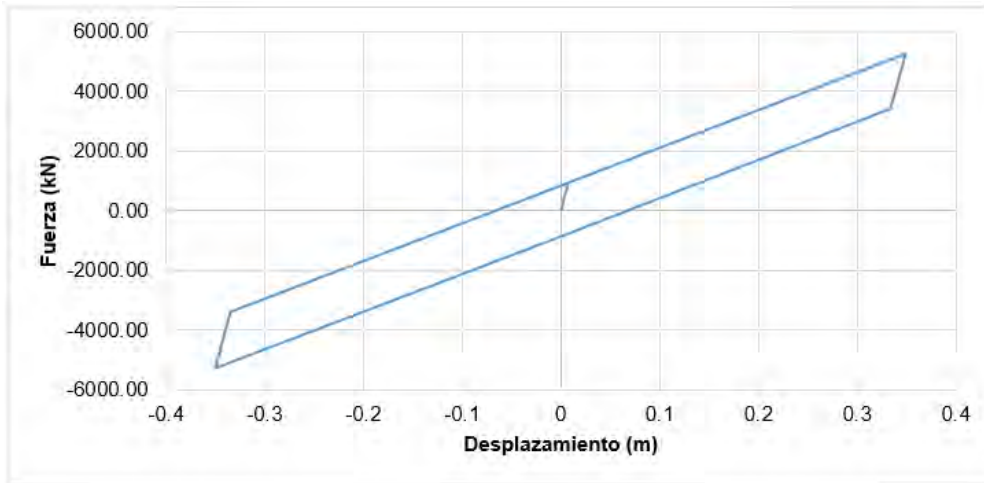


Figura 5.3: Constitutiva bilineal de la interfaz de aislamiento.

Tabla 5.5: Valores de la constitutiva bilineal, figura 5.3.

Propiedades no lineales del sistema de aislamiento	Símbolo	Valor
Desplazamiento de diseño máximo - m	$D_M$	0.349
Desplazamiento de fluencia - m	$D_y$	0.0074
Rigidez efectiva - kN/mm (tonf/m)	$K_{eff}$	15.09 (1538.41)
Fuerza para un desplazamiento cero - kN (tonf)	$Q$	846.07 (86.28)
Rigidez antes del instante de fluencia - kN/mm (tonf/m)	$K_1$	126.65 (12915.13)
Fuerza de fluencia - kN (tonf)	$F_y$	940.08 (95.86)
Relación entre rigideces $K_1$ y $K_2$	$\alpha$	10
Fuerza máxima - kN (tonf)	$F_{m\acute{a}x}$	5271.87 (537.58)
Rigidez después del instante de fluencia - kN/mm (tonf/m)	$K_2$	12.67 (1291.51)

En la tabla 5.6 se presenta los valores de las propiedades nominales de los elastoméricos para la alternativa 1.

Tabla 5.6: Propiedades nominales de los elastoméricos, alternativa 1.

Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos (e) para la alternativa 1	Símbolo	HDR-1	HDR2
Desplazamiento de diseño máximo - m	$D_M (e)$	0.349	0.349
Desplazamiento de fluencia - m	$D_y (e)$	0.0074	0.0074
Rigidez efectiva - kN/mm (tonf/m)	$K_{eff} (e)$	0.59 (60.00)	1.14 (116.41)
Fuerza para un desplazamiento cero - kN (tonf)	$Q (e)$	33.00 (3.36)	64.02 (6.53)
Rigidez antes del instante de fluencia - kN/mm (tonf/m)	$K_1 (e)$	4.94 (503.69)	9.58 (977.25)
Fuerza de fluencia - kN (tonf)	$F_y (e)$	36.66 (3.74)	71.13 (7.25)
Relación entre rigideces $K_1$ y $K_2$	$\alpha$	10	10
Fuerza máxima - kN (tonf)	$F_{m\acute{a}x} (e)$	205.56 (20.96)	398.83 (40.67)
Rigidez después del instante de fluencia - kN/mm (tonf/m)	$K_2 (e)$	0.49 (50.37)	0.96 (97.72)

La constitutiva bilineal de los dispositivos empleados en la alternativa 1 se grafica en la figura 5.4.

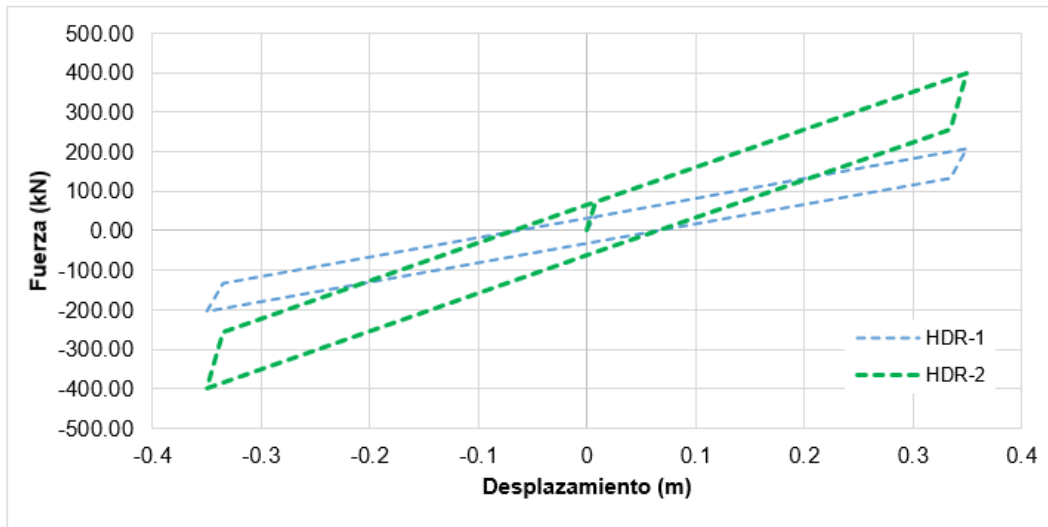


Figura 5.4: Constitutiva bilineal de los dispositivos, alternativa 1.

Las propiedades nominales de los elastoméricos utilizados en la alternativa 2 se detallan en la tabla 5.7.

Tabla 5.7: Propiedades nominales de los elastoméricos, alternativa 2.

Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos (e) para la alternativa 2	Símbolo	HDR-1	HDR2
Desplazamiento de diseño máximo - m	$D_{M(e)}$	0.349	0.349
Desplazamiento de fluencia - m	$D_{y(e)}$	0.0074	0.0074
Rigidez efectiva - kN/mm (tonf/m)	$K_{eff(e)}$	0.59 (60.00)	1.00 (102.31)
Fuerza para un desplazamiento cero - kN (tonf)	$Q(e)$	33.00 (3.36)	56.26 (5.74)
Rigidez antes del instante de fluencia - kN/mm (tonf/m)	$K_1(e)$	4.94 (503.71)	8.42 (858.83)
Fuerza de fluencia - kN (tonf)	$F_y(e)$	36.66 (3.74)	62.51 (6.37)
Relación entre rigideces $K_1$ y $K_2$	$\alpha$	10	10
Fuerza máxima - kN (tonf)	$F_{m\acute{a}x(e)}$	205.56 (20.96)	350.51 (35.74)
Rigidez después del instante de fluencia - kN/mm (tonf/m)	$K_2(e)$	0.49 (50.37)	0.84 (85.88)

La constitutiva bilineal de los dispositivos empleados en la alternativa 2 se grafica en la figura 5.5.

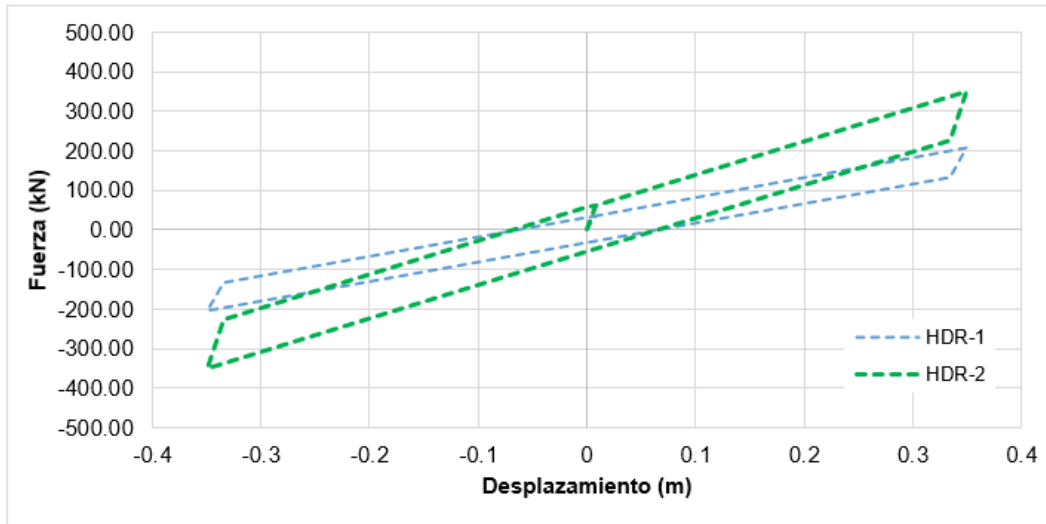


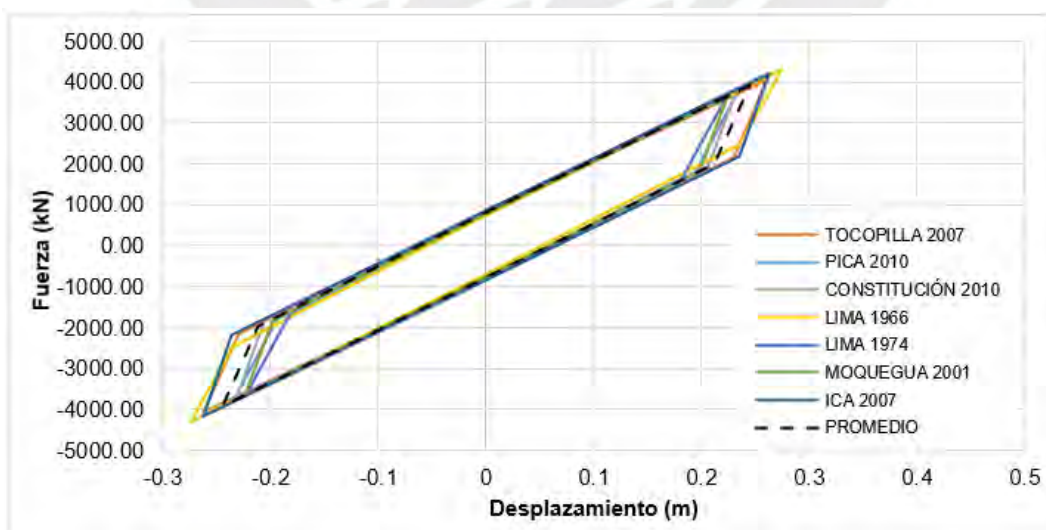
Figura 5.5: Constitutiva bilineal de los dispositivos elastoméricos, alternativa 2.

### 5.3 Análisis Tiempo Historia para propósitos de diseño

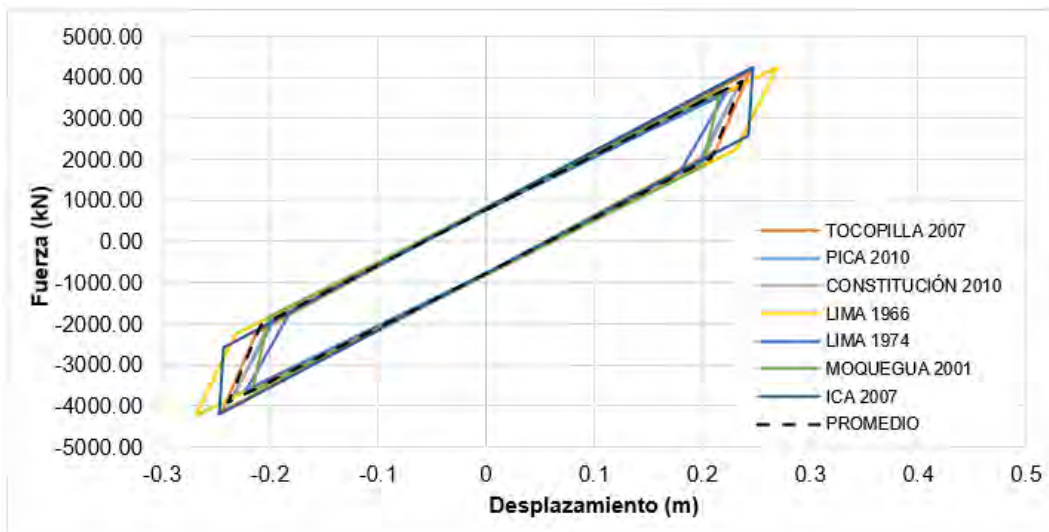
El análisis THNL – FNA se realizó empleando siete pares de registros sísmicos y fueron compatibilizados con el espectro de diseño para el SMC.

Los acelerogramas espectro-compatible y espectro de respuesta para los registros sísmicos escalados al SMC se visualizan en el Anexo 01.

Los diagramas de histéresis para cada registro sísmico y el promedio en la interfaz de aislamiento con propiedades nominales, en la dirección x-x, se visualizan en la figura 5.6.



(a)

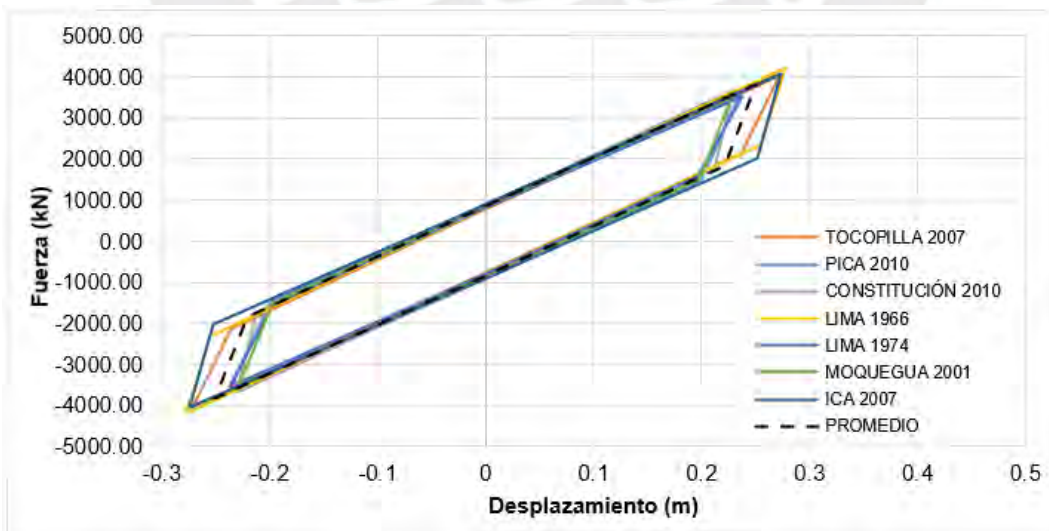


(b)

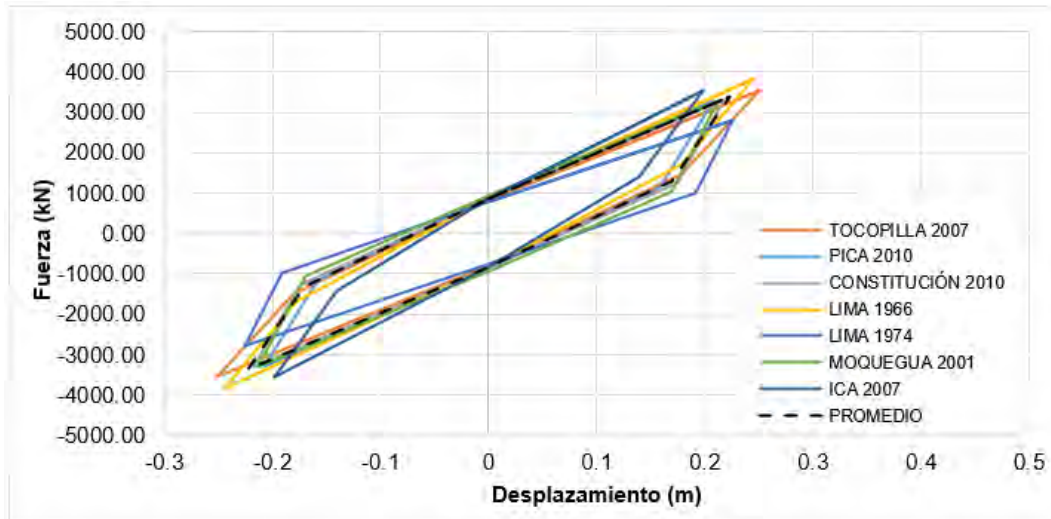
Figura 5.6: Histéresis de la interfaz de aislamiento con propiedades nominales en la dirección x-x para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

En la dirección x-x, de las histéresis promedio para la alternativa 1, la rigidez efectiva es 16.01 kN/mm y el amortiguamiento es 12.2% (figura 5.6.a), y para la alternativa 2, la rigidez efectiva es 16.47 kN/mm y el amortiguamiento es 12.1% (figura 5.6.b).

Los diagramas de histéresis para cada registro sísmico y el promedio en la interfaz de aislamiento con propiedades nominales, en la dirección y-y, se visualizan en la figura 5.7



(a)



(b)

Figura 5.7: Histéresis de la interfaz de aislamiento con propiedades nominales en la dirección y-y para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

En la dirección y-y, de las histéresis promedio para la alternativa 1, la rigidez efectiva es 15.23 kN/mm y el amortiguamiento es 13.4% (figura 5.7.a), y para la alternativa 2, la rigidez efectiva es 15.21 kN/mm y el amortiguamiento es 14.2% (figura 5.7.b).

También se analizaron dos modelos adicionales, teniendo en cuenta los valores extremos modificatorios, máximo y mínimo, de las propiedades nominales de los dispositivos, según la Norma E.031.

Los valores máximo y mínimo se visualizan en las tablas 5.8 y 5.9, respectivamente. Para la presente investigación se optó por dispositivos Clase I y dispositivos de goma con centro de plomo.

Tabla 5.8:  $\lambda$  máximos (E.031 "Aislamiento Sísmico", 2019).

Valores máximos	Símbolo	Kd	Qd
Factor de modificación máximo	$\lambda$ máximo	1.30	1.50

Tabla 5.9:  $\lambda$  mínimos (E.031 "Aislamiento Sísmico", 2019).

Valores mínimos	Símbolo	Kd	Qd
Factor de modificación mínimo	$\lambda$ mínimo	0.80	0.80

En la figura 5.8 se grafica las constitutivas bilineales de la interfaz de aislamiento considerando las propiedades nominales, máximas y mínimas.

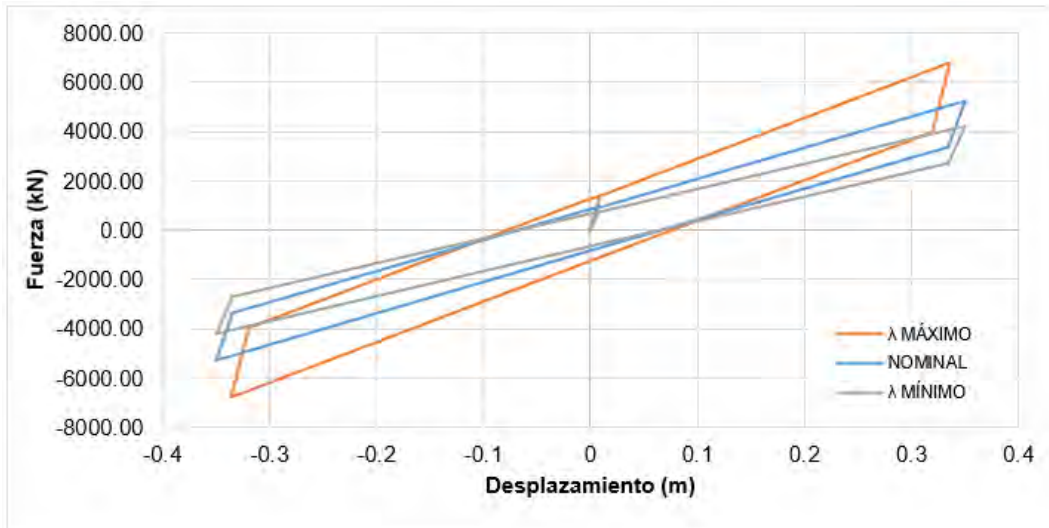
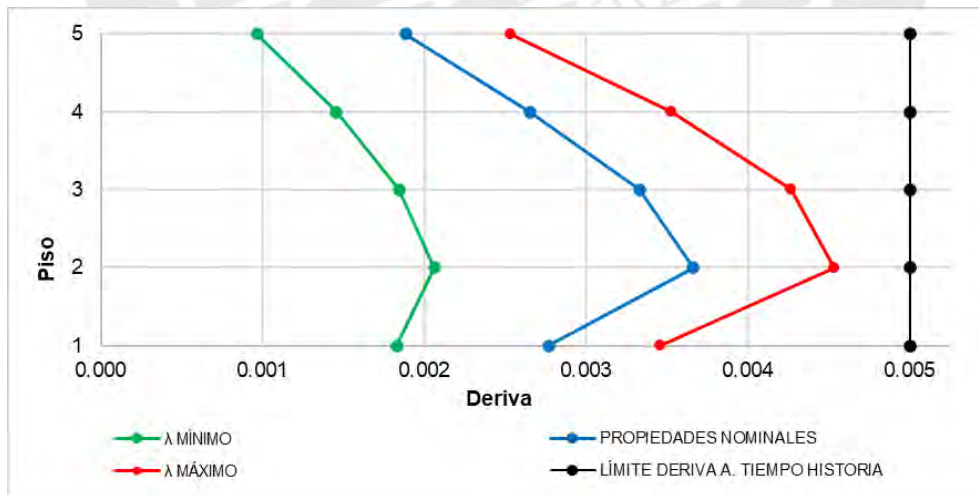


Figura 5.8: Constitutiva bilineal de la interfaz de aislamiento.

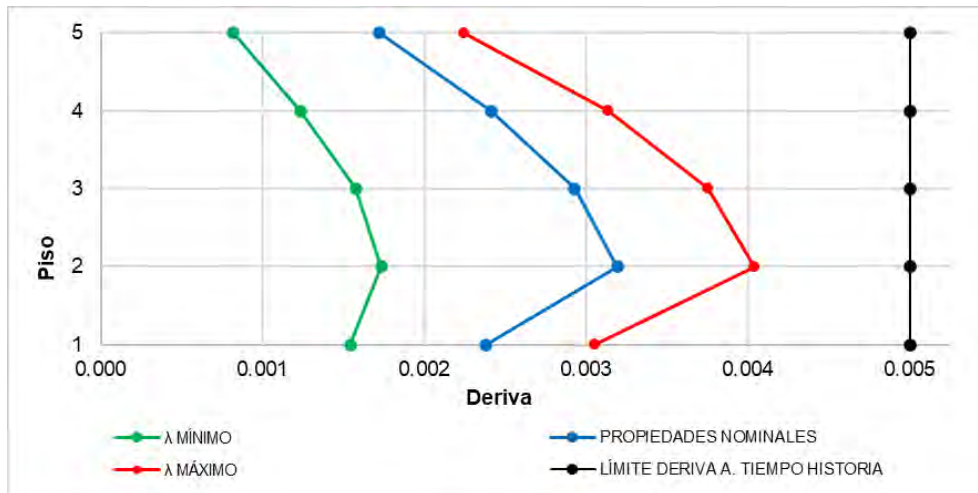
Los resultados del análisis THNL y las verificaciones de derivas de entrepiso, torsión y fuerza restitutiva se presentan a continuación. Estas verificaciones se realizaron a las dos alternativas.

### Deformaciones de entrepiso

Las máximas derivas de entrepiso para las dos alternativas se visualizan en la figura 5.9.



(a)



(b)

Figura 5.9: Máximas deformaciones de entrepiso para (a) Alternativa 1 y (b) Alternativa 2.

En las dos alternativas, las máximas deformaciones de entrepiso de la superestructura son considerando las propiedades afectadas por el  $\lambda$  máximo en los aisladores elastoméricos, en comparación con las derivas considerando las propiedades nominales y las menores derivas son considerando las propiedades afectadas por el  $\lambda$  mínimo.

Para la alternativa 1, la deriva máxima en el segundo piso resulta 4.5/1000, considerando las propiedades afectadas por el  $\lambda$  máximo y 2.1/1000 considerando las propiedades afectadas por el  $\lambda$  mínimo.

Para la alternativa 2, la deriva máxima en el segundo piso resulta 4.0/1000, considerando las propiedades afectadas por el  $\lambda$  máximo y 1.7/1000 considerando las propiedades afectadas por el  $\lambda$  mínimo.

La alternativa 2 controla mejor las derivas en la superestructura.

En ambas alternativas, las derivas máximas son menores en comparación con la deriva límite permitida 5.0/1000 para el ATH.

### Irregularidad torsional

La comparación del cociente del desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio de las dos alternativas se visualizan en la figura 5.10.

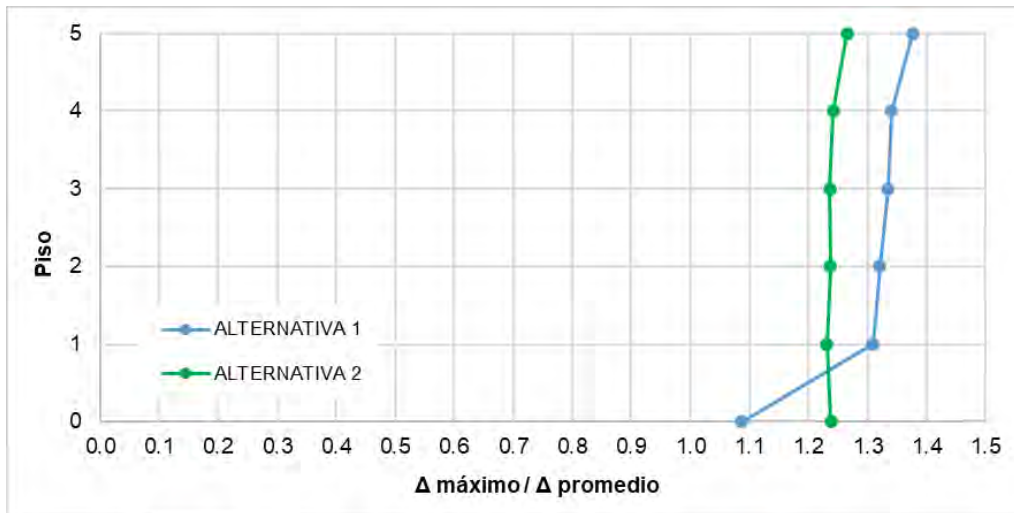


Figura 5.10: Comparación de  $\Delta$  máximo /  $\Delta$  promedio de la alternativa 1 y alternativa 2.

Se observa que, para la alternativa 1, en el nivel del sistema de aislamiento la relación  $\Delta$  máximo /  $\Delta$  promedio es menor, pero en la superestructura (del primer al quinto piso) la relación  $\Delta$  máximo /  $\Delta$  promedio supera el valor de 1.3.

Para la alternativa 2, en el nivel del sistema de aislamiento la relación  $\Delta$  máximo /  $\Delta$  promedio es mayor, pero en la superestructura (del primer al quinto piso) la relación  $\Delta$  máximo /  $\Delta$  promedio son menores a 1.3.

La alternativa 2, en la cual el  $CR$  de la interfaz de aislamiento se ubica en el  $CR$  promedio de la superestructura, controla mejor la torsión en la superestructura.

### Fuerza restitutiva

La fuerza lateral restitutiva de la interfaz de aislamiento se comprobó considerando las propiedades mínimas, el caso donde se presenta el mayor desplazamiento.

La fuerza medida al 50% del desplazamiento máximo es 1770.30 kN, 3.62% del peso total, valor mayor a 2.5%, límite mínimo establecido según normativa, figura 5.11.

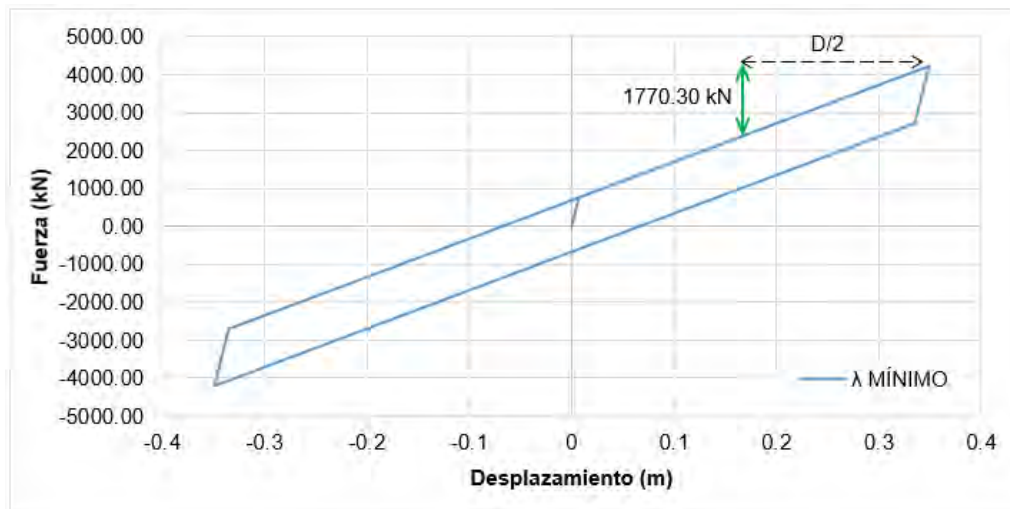


Figura 5.11: Fuerza restitutiva.

#### 5.4 Diseño del sistema estructural de concreto armado

Para el diseño de los componentes estructurales se determinó la fuerza cortante de diseño, considerando el factor de reducción  $R=2$  (superestructura), del método estático se tiene 2856.22 kN, del análisis tiempo historia se tiene 2239.15 kN y según la Norma E.030 es 1972.83 kN tonf.

Como resultado, la mayor fuerza cortante de diseño fue del método estático, 2856.22 kN, que corresponde al 7.17% del peso de la superestructura.

Para obtener el valor de la fuerza constante de diseño (2856.22 kN) se escaló la fuerza cortante resultante del análisis modal espectral.

Finalmente, de acuerdo con la Norma E.060 (2016), se diseñaron los componentes estructurales empleando las combinaciones de carga:

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm CS$$

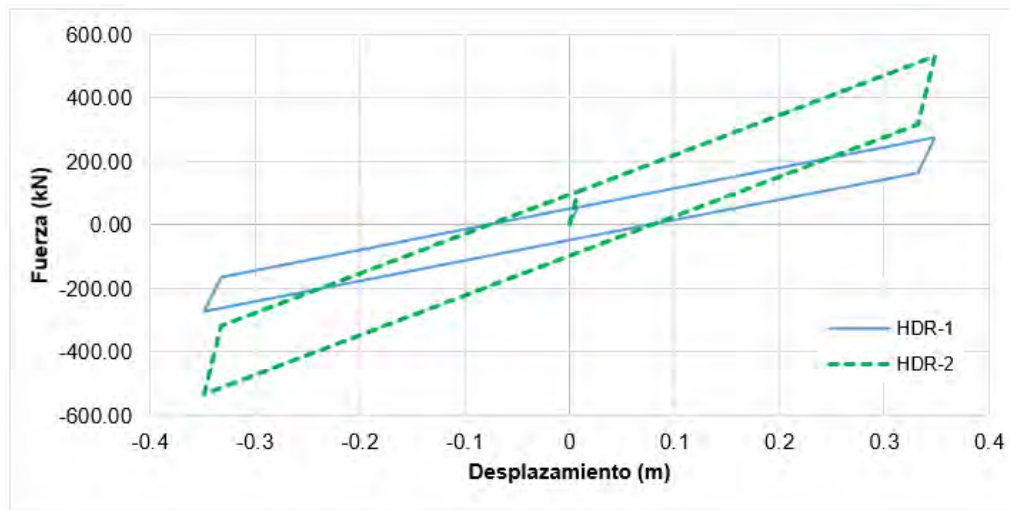
$$0.9CM \pm CS$$

El diseño de los componentes estructurales de la superestructura se muestra en el Anexo 02.

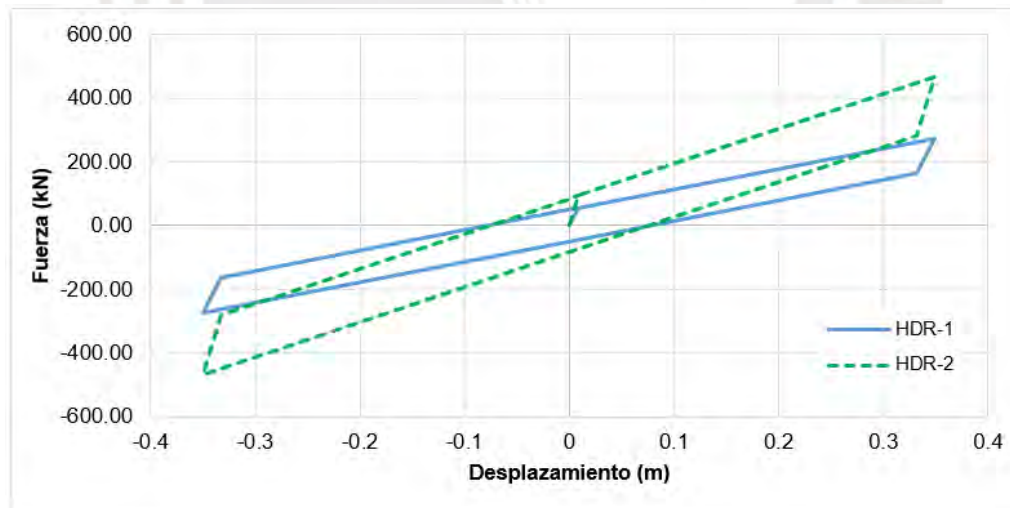
## CAPITULO VI: MODELO NO LINEAL DEL EDIFICIO AISLADO

### 6.1 Modelo no lineal de los aisladores

Para los dispositivos elastoméricos, para las dos alternativas, se utilizaron los modelos bilineales considerando las propiedades afectadas por  $\lambda$  máximo. En la figura 6.1 se muestran los modelos bilineales de los aisladores elastoméricos.



(a)



(b)

Figura 6.1: Modelos bilineales de los aisladores elastoméricos para (a) Alternativa 1 y (b) Alternativa 2.

En el programa *Perform3D* en la opción *Inelastic, Rubber Type* se asignaron las propiedades a los dispositivos elastoméricos. En total, se modelaron 20 dispositivos para cada alternativa.

## 6.2 Modelo no lineal de los elementos estructurales

Para el modelo no lineal se consideró el modelo de plasticidad concentrada, rótulas Momento – Rotación, en los extremos de los elementos de concreto armado.

Primero se obtuvo los diagramas  $M-\varnothing$  (momento – Curvatura) de las secciones de los componentes de concreto armado, luego se convirtió en  $\theta$  (rotación), multiplicando por la longitud plástica del elemento (ecuación 6.1).

$$\theta = \varnothing * l_p \quad (6.1)$$

Donde:  $l_p = 0.5 * d$ .

Se obtuvo el punto de fluencia y se definió teniendo en cuenta el modelo Momento – Rotación ( $M-\theta$ ) presentado por el ASCE/SEI 41-13 (2014), figura 6.2.

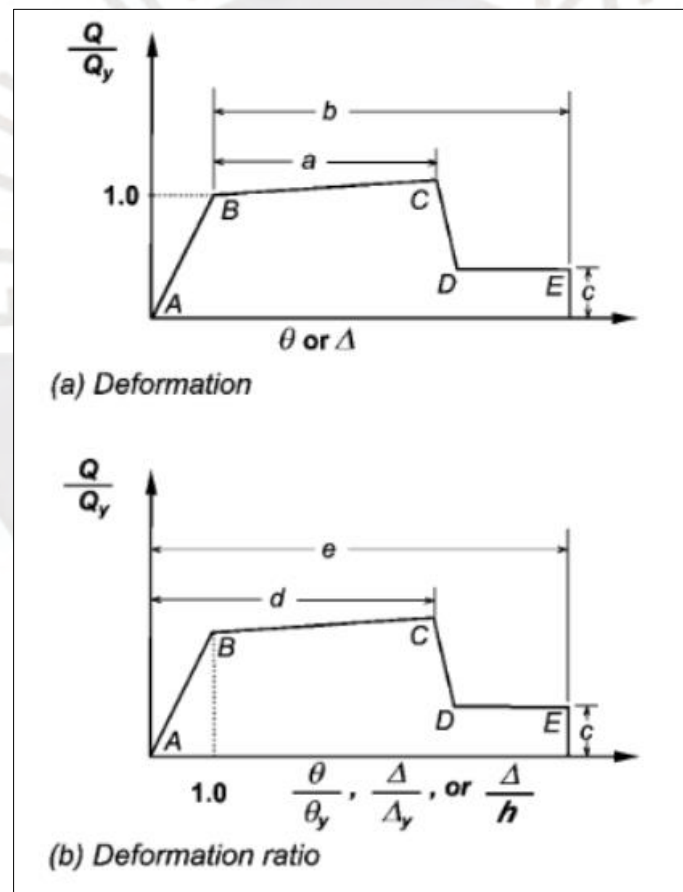


Figura 6.2: Relaciones  $F-\Delta$  (ASCE/SEI-41-13, 2014).

En la figura 6.3 y 6.4 se presenta la sección de la viga a  $0.5*d$  y el diagrama Momento – Rotación ( $M-\theta$ ).

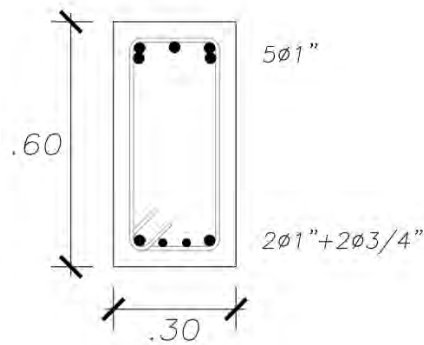


Figura 6.3: Sección de la viga V-101 a  $0.5*d$ .

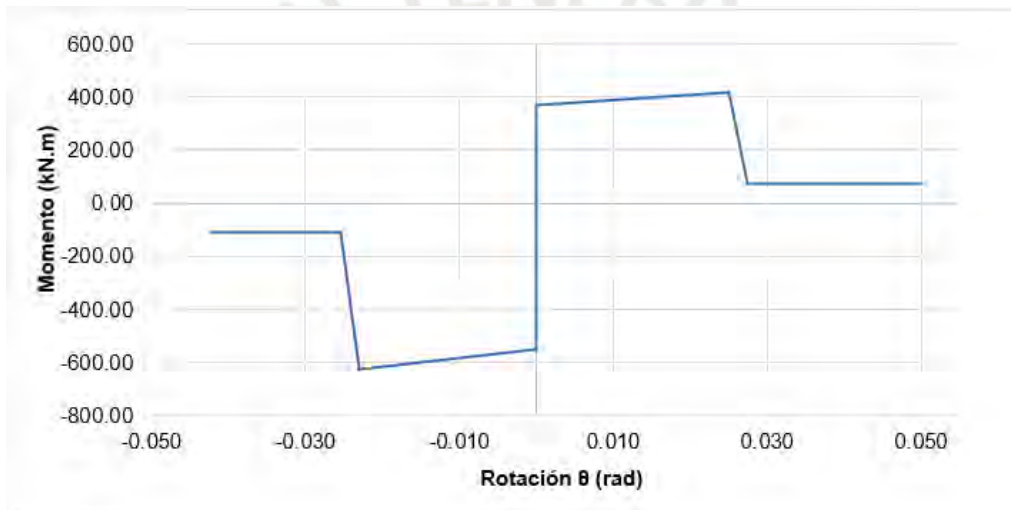


Figura 6.4: Diagrama  $M-\theta$  de la viga V-101.

En el programa *Perform3D*, se asignaron las dimensiones de vigas y columnas en la opción *Cross Sections* en elementos tipo *Beam, Reinforced Concrete Section* y *Column, Reinforced Concrete Section*, respectivamente.

Las propiedades inelásticas se asignaron en la opción *Inelastic*, las rótulas en vigas como elementos *FEMA Beam, Concrete Type* y las rótulas en las columnas como elementos *FEMA Column, Concrete Type*, finalmente se ensambla las componentes de la sección en la opción *Frame Member Compound Component*, zonas rígidas y rótulas plásticas en los extremos.

## CAPITULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO

### 7.1 Niveles de demanda sísmica

Los niveles de demanda sísmica,  $T_r$  (periodo de retorno) y aceleraciones pico considerados se presentan en la tabla 7.1.

Tabla 7.1: Niveles de demanda sísmica.

Nivel de Sismo	$T_r$ (años)	PGA (g)
Frecuente	50	0.20
Ocasional	100	0.25
Raro	475	0.45
Máximo Considerado	2475	0.675

Se emplearon siete registros de sismo de la región, tres registros sísmicos chilenos y cuatro registros sísmicos peruanos. Se eligieron por la cercana ubicación y por ser sismos de subducción, similar a los sismos peruanos. Los acelerogramas de cada registro sísmico se consiguieron de las páginas webs del CISMID, <http://www.cismid-uni.org>, y de la Universidad de Chile, <http://terremotos.ing.uchile.cl/>. En la tabla 7.2 se muestran las estaciones, los PGA y las fechas de los registros empleados.

Tabla 7.2: Registros empleados.

País	Registro sísmico	Estación	PGA (g)		Fecha
			EW	NS	
Chile	Tocopilla 2007	Tocopilla (SMA-1)	0.58	0.49	14/11/2007
	Pica 2005	Pica	0.72	0.57	13/06/2005
	Constitución 2010	Constitución	0.64	0.55	27/02/2010
Perú	Lima 1966	Parque de la Reserva	0.18	0.27	17/10/1966
	Lima 1974	Parque de la Reserva	0.20	0.18	03/10/1974
	Moquegua 2001	César Vizcarra Vargas	0.30	0.22	23/06/2001
	Ica 2007	UNICA	0.28	0.34	15/08/2007

Los acelerogramas espectro-compatible y espectro de respuesta de los registros escalados a PGA 0.675g (SMC) se visualizan en el Anexo 01.

Los siete registros sísmicos fueron escalados a cada nivel de demanda sísmica.

## 7.2 Respuesta dinámica incremental

### 7.2.1 Casos de respuesta en el tiempo

Teniendo el modelo no lineal del edificio aislado para las dos alternativas en el programa *Perform3D* y los registros escalados a los niveles de demanda sísmica, se realizó el Análisis Dinámico Incremental.

Los análisis *THNL* se realizaron a las dos alternativas en ambas direcciones (dirección x-x y dirección y-y), se emplearon los siete pares de registros a los cuatro niveles de demanda sísmica (PGA=0.20g, 0.25g, 0.45g y 0.675g). Por tanto, se realizaron 112 análisis en un tiempo de 32 horas aproximadamente.

En la figura 7.1 se ilustra la respuesta en el tiempo de deformación de entrecapso para el registro sísmico LIMA 1974 a los cuatro niveles de intensidad.

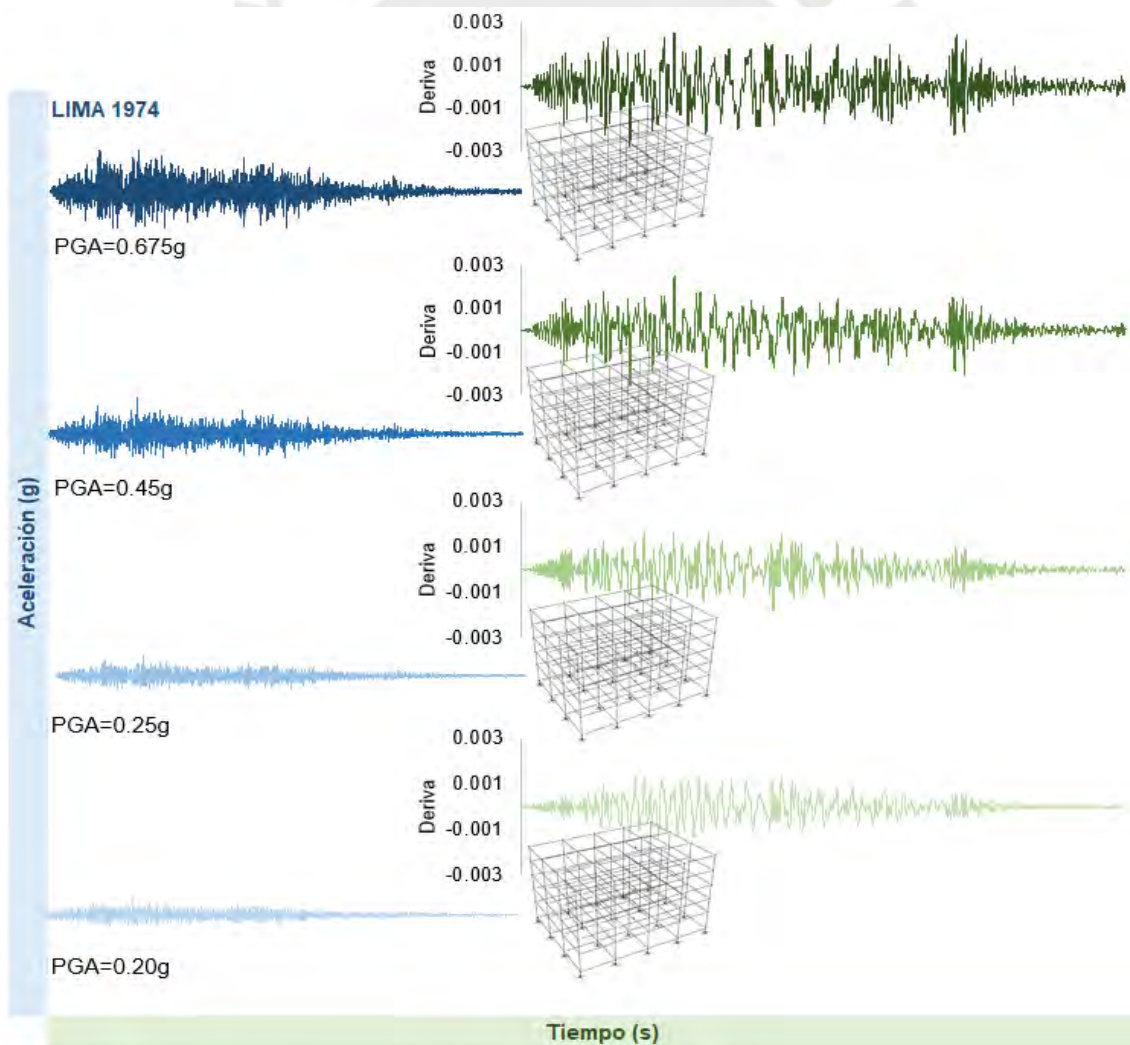
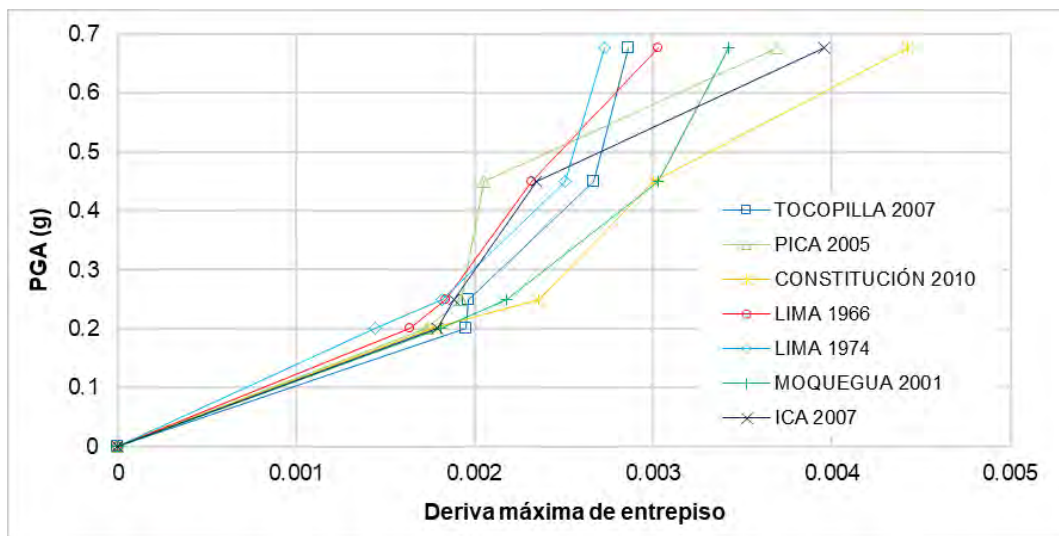


Figura 7.1: Respuesta en el tiempo de deriva para el sismo LIMA 1974.

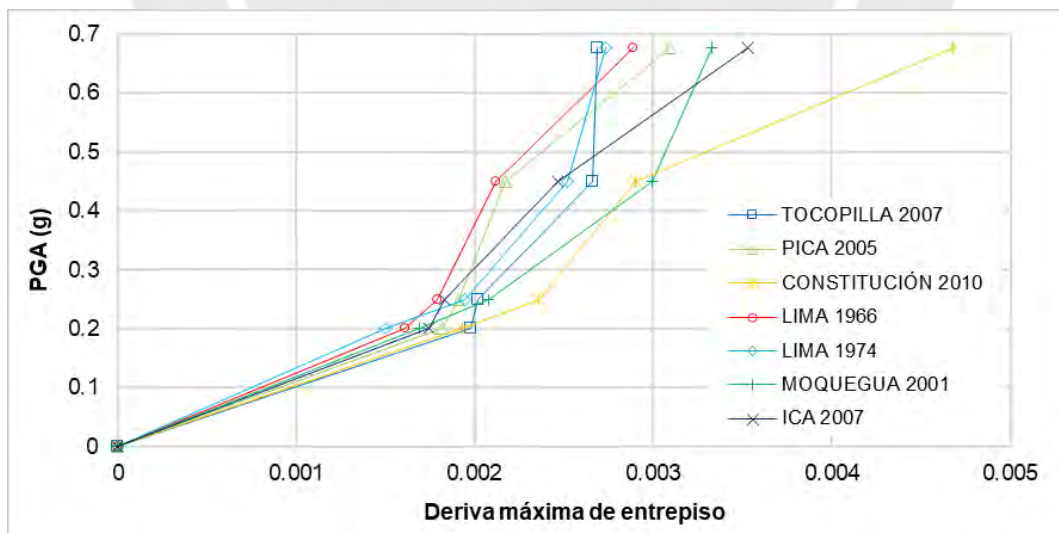
De igual manera, como se muestra en la figura 7.1, para todos los registros sísmicos se obtuvieron las respuestas en el tiempo de las aceleraciones y de las rotaciones inelásticas, para construir las curvas IDA.

### 7.2.2 Curvas IDA para desplazamientos y deformación de entrepiso

Las curvas IDA de las deformaciones máximas de entrepiso de la superestructura de ambas alternativas, para los cuatro niveles de intensidad sísmica se visualizan en la figura 7.2



(a)



(b)

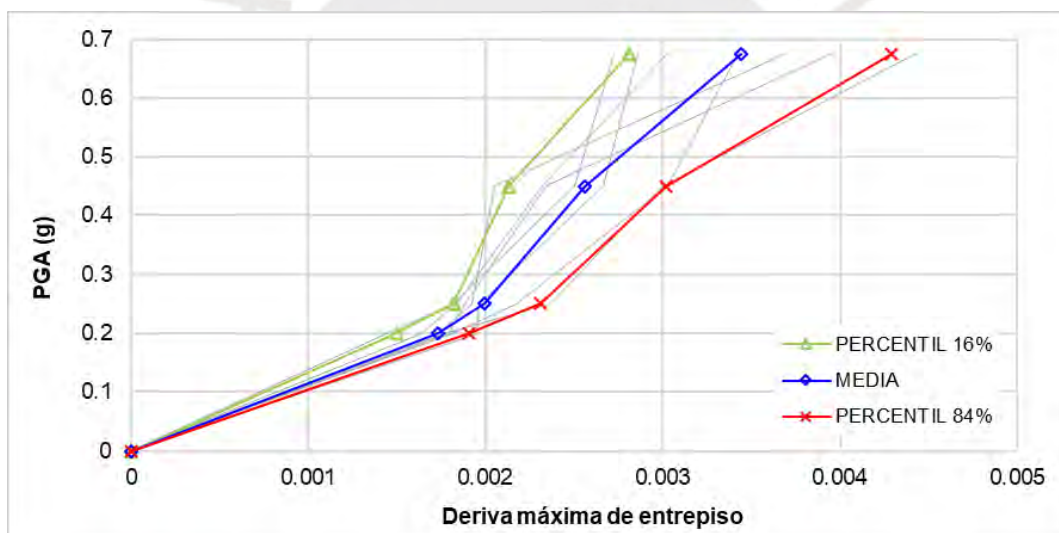
Figura 7.2: Curvas IDA de derivas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

Para ambas alternativas, existe una ligera variabilidad entre las curvas IDA de deformaciones de entrepiso para sismos de intensidad menores a 0.25g, aproximadamente, y una mayor dispersión entre las curvas IDA de derivas para sismos entre intensidades de 0.25 a 0.675g.

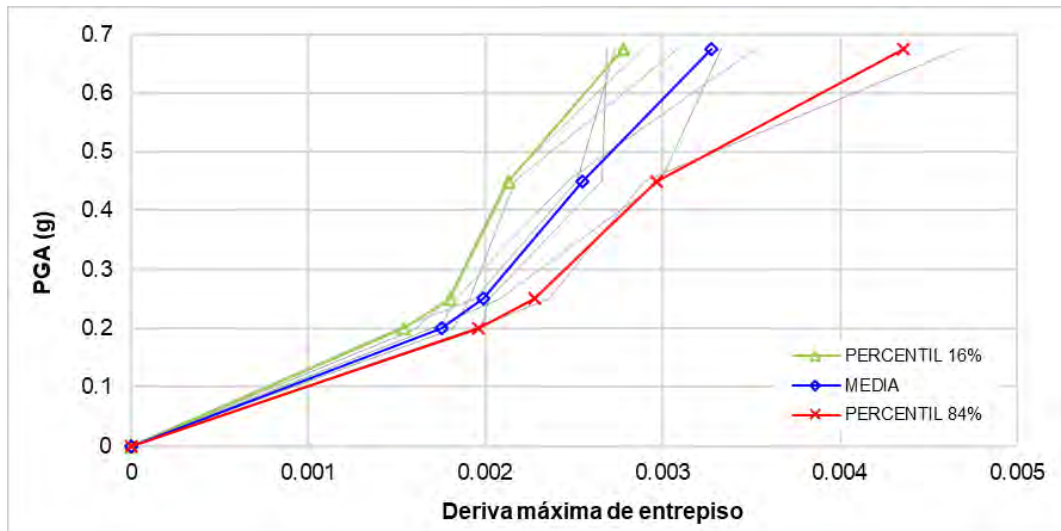
Para el sismo de  $T_r=2475$  años, de la alternativa 1, figura 7.2 (a), se observa que la máxima deriva de entrepiso es 0.0044 para el registro CONSTITUCIÓN 2010 y la menor deriva de entrepiso es 0.0027, para el registro LIMA 1974.

Para el  $PGA=0.675g$ , de la alternativa 2, figura 7.2 (b), se observa que la máxima deriva de entrepiso es 0.0047 para el registro CONSTITUCIÓN 2010 y la menor deriva de entrepiso es 0.0027, para el registro TOCOPILLA 2007.

También se presenta los percentiles 16% (línea verde), 84% (línea roja) y la media (línea azul) de las derivas máximas en la figura 7.3.



(a)

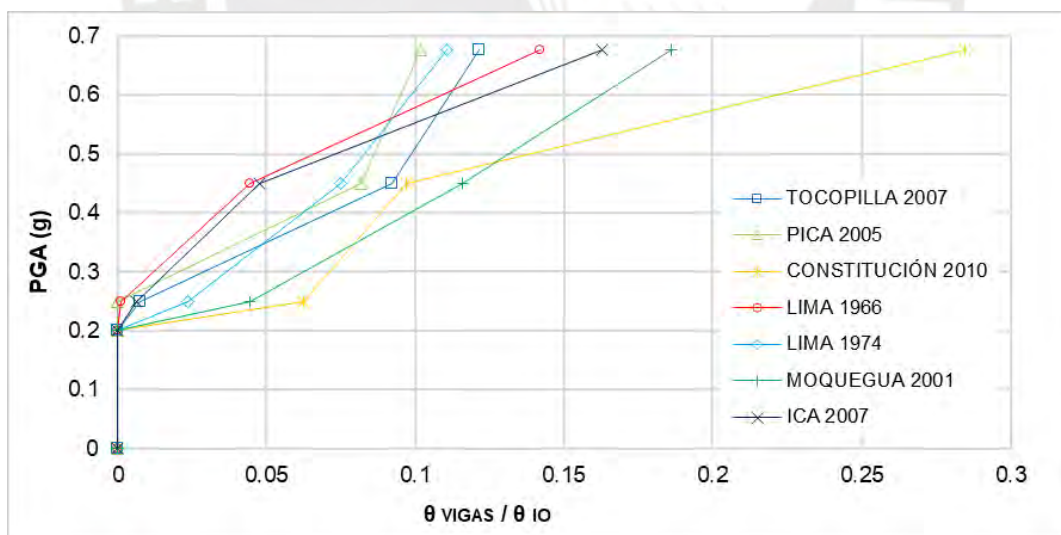


(b)

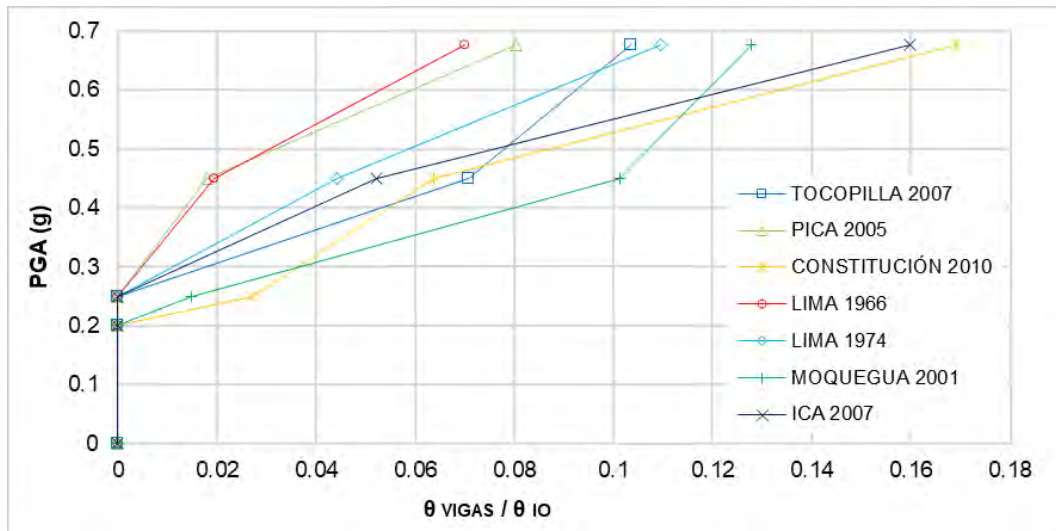
Figura 7.3: Percentiles 16%, 84% y media de derivas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

### 7.2.3 Curvas IDA para rotaciones inelásticas

Las curvas IDA del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ) de las dos alternativas, para los niveles de intensidad sísmica, se visualizan en la figura 7.4.



(a)



(b)

Figura 7.4: Curvas IDA de  $\theta/\theta_{10}$  de vigas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

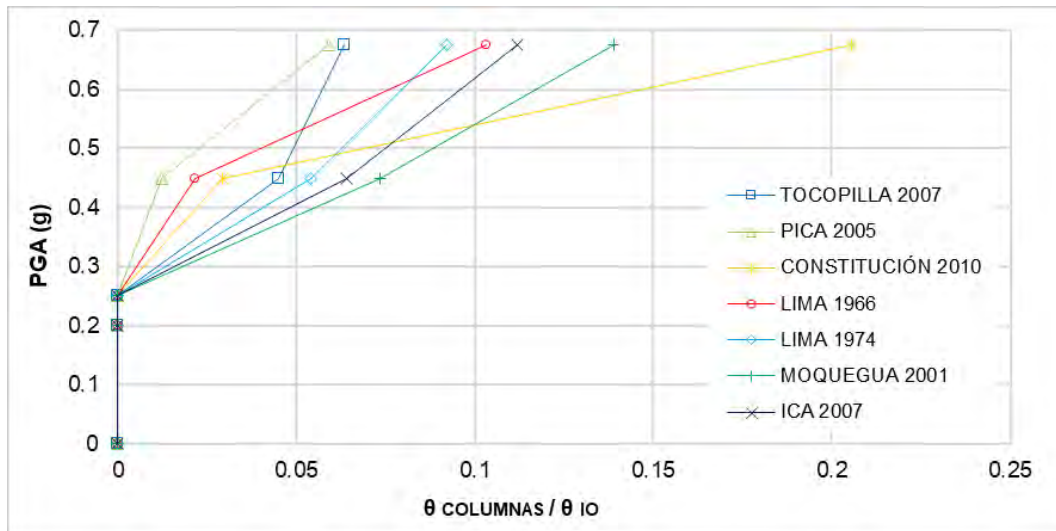
En las curvas IDA del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{10}$ ) para la alternativa 1, figura 7.4 (a), se muestra que a partir del  $PGA=0.25g$  las rótulas de las vigas incursionan en el rango inelástico para los registros PICA 2005 y LIMA 1966 y a partir del  $PGA=0.20g$  para los demás registros sísmicos.

Para el  $PGA=0.675g$ , de la alternativa 1, figura 7.4 (a), se observa que el máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{10}$ ) es de 0.28 para el registro CONSTITUCIÓN 2010 y el menor cociente es de 0.10, para el registro PICA 2005.

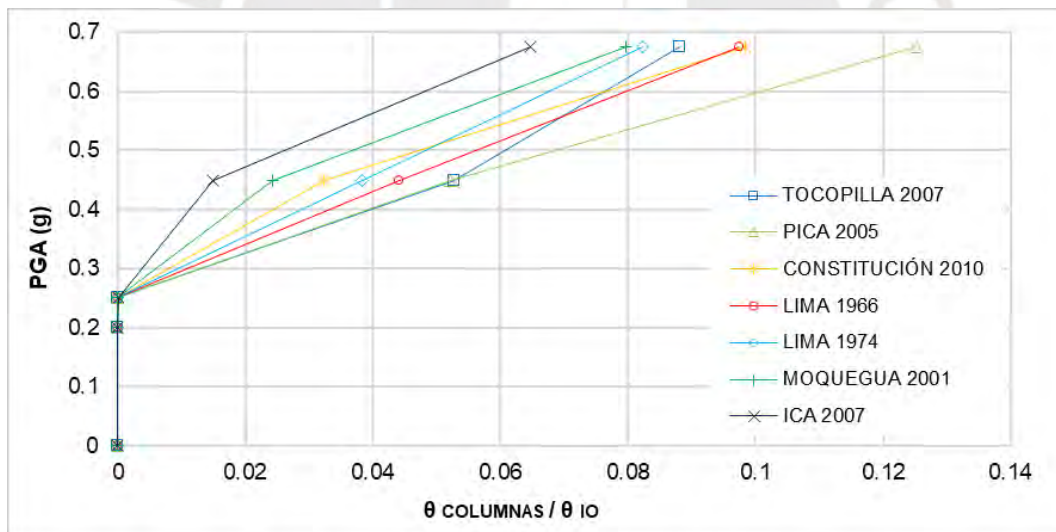
En las curvas IDA del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{10}$ ) para la alternativa 2, figura 7.4 (b), se muestra que a partir del  $PGA=0.20g$  las rótulas de las vigas incursionan en el rango inelástico para los registros CONSTITUCIÓN 2010 y MOQUEGUA 2001 y a partir del  $PGA=0.25g$  para los demás registros sísmicos.

Para el  $PGA = 0.675g$ , de la alternativa 2, figura 7.4 (b), se observa que el máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{10}$ ) es de 0.17 para el registro CONSTITUCIÓN 2010 y el menor cociente es de 0.07, para el registro LIMA 1966.

Las curvas IDA del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las columnas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ) de ambas alternativas, para los niveles de intensidad sísmica, se visualizan en la figura 7.5.



(a)



(b)

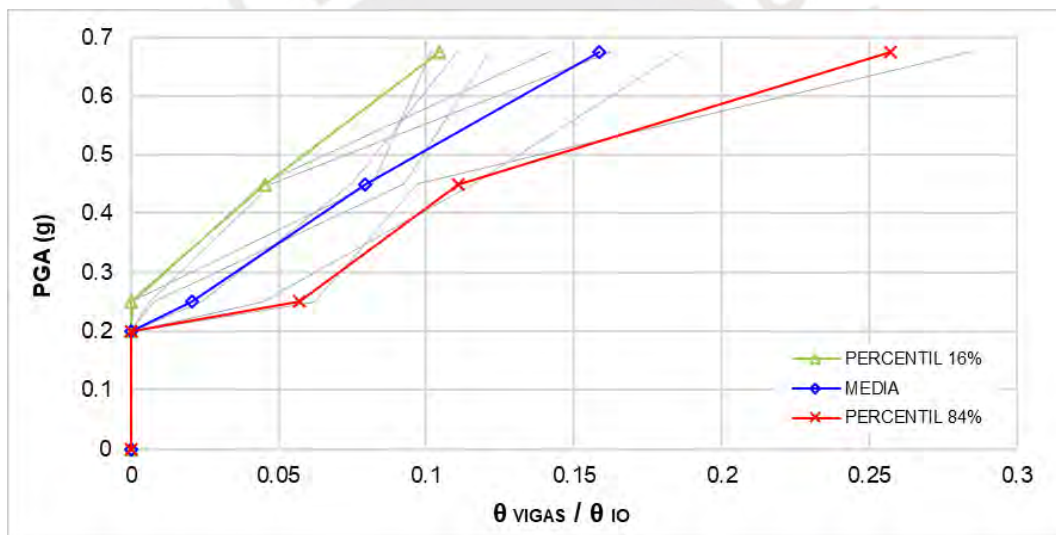
Figura 7.5: Curvas IDA de  $\theta/\theta_{IO}$  de columnas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

En las curvas IDA del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de los elementos verticales correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ) para las dos alternativas, figura 7.5 (a) y figura 7.5 (b), se muestra que a partir del  $PGA=0.25g$  las rótulas de las columnas incursionan en el rango inelástico para todos los registros.

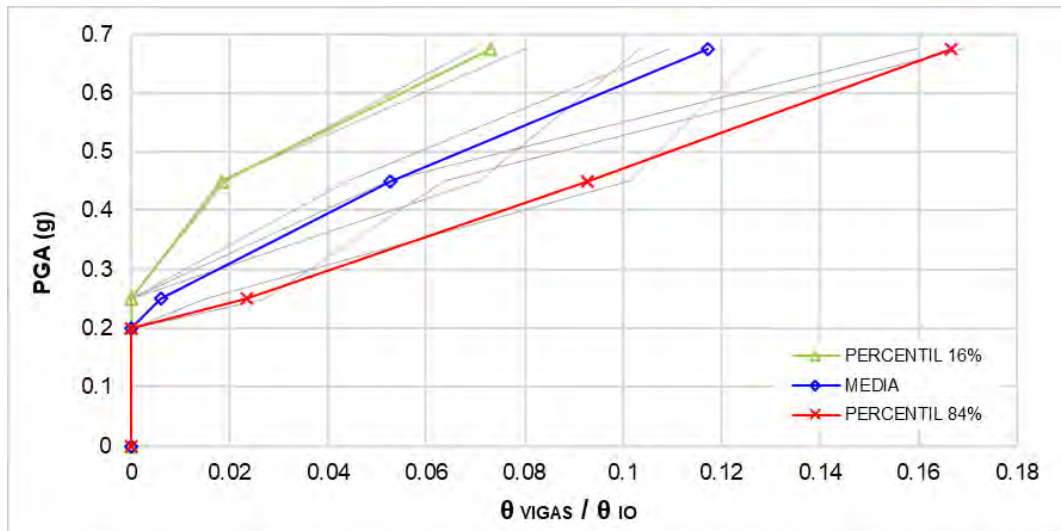
Para el  $PGA = 0.675g$ , de la alternativa 1, figura 7.5 (a), se observa que el máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las columnas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ) es de 0.21 para el registro CONSTITUCIÓN 2010 y el menor cociente es de 0.06, para el registro PICA 2005.

Para el  $PGA = 0.675g$ , de la alternativa 2, figura 7.5 (b), se observa que el máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las columnas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ) es de 0.13 para el registro PICA 2005 y el menor cociente es de 0.06, para el registro ICA 2007.

Los percentiles 16%, 84% y la media (línea azul) del máximo cociente de la Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ) se visualizan en la figura 7.6.



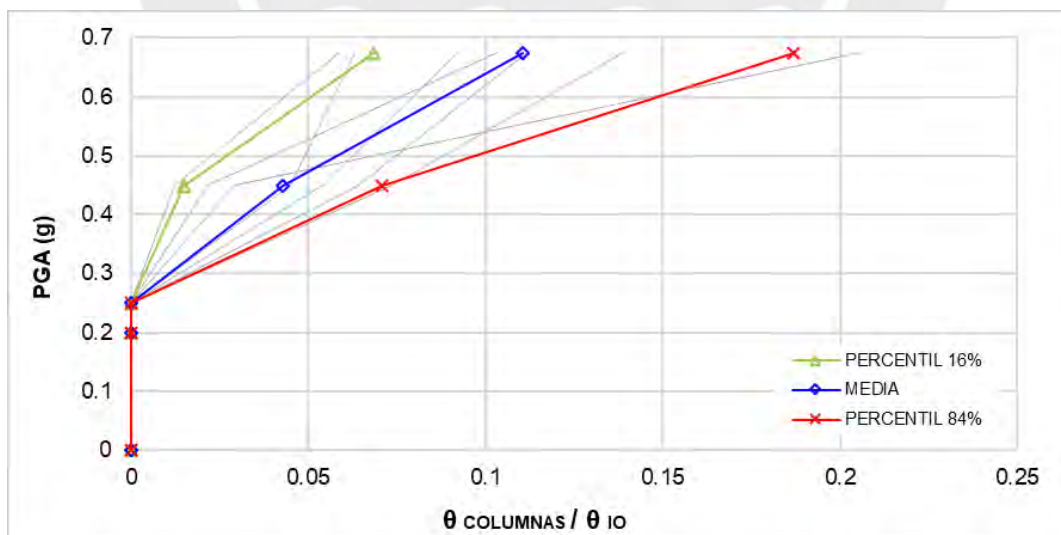
(a)



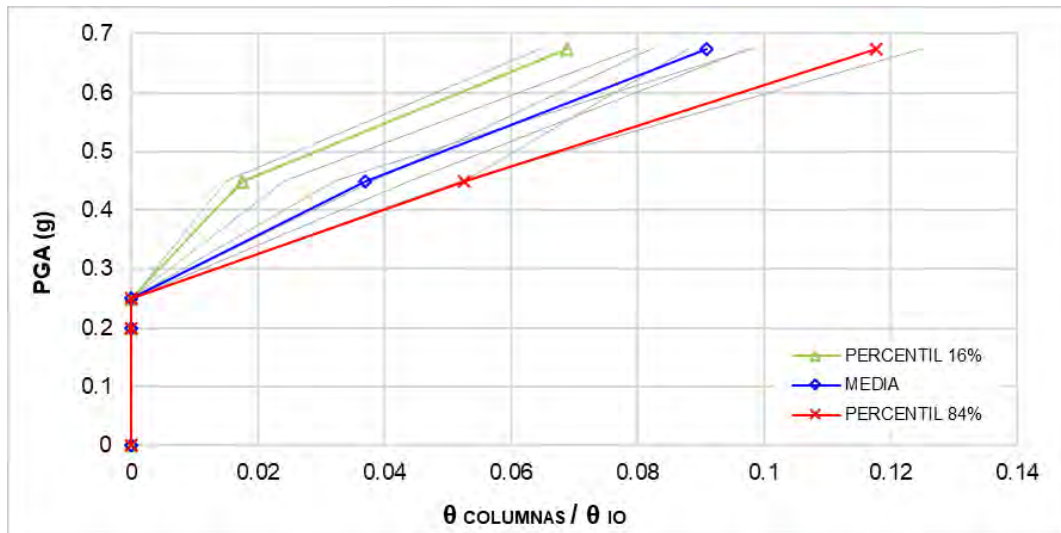
(b)

Figura 7.6: Percentiles 16%, 84% y media de  $\theta/\theta_{IO}$  vigas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

En la figura 7.7 se grafica los percentiles 16%, 84% y la media (línea azul) del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las columnas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ). También, se visualizan las respuestas de todos los registros sísmicos (líneas plomas), para ambas alternativas.



(a)

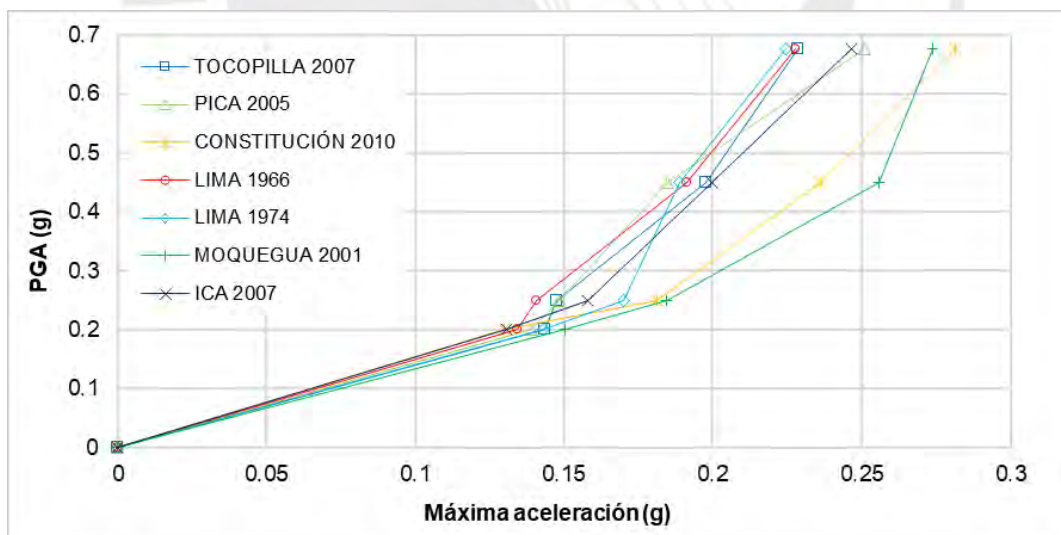


(b)

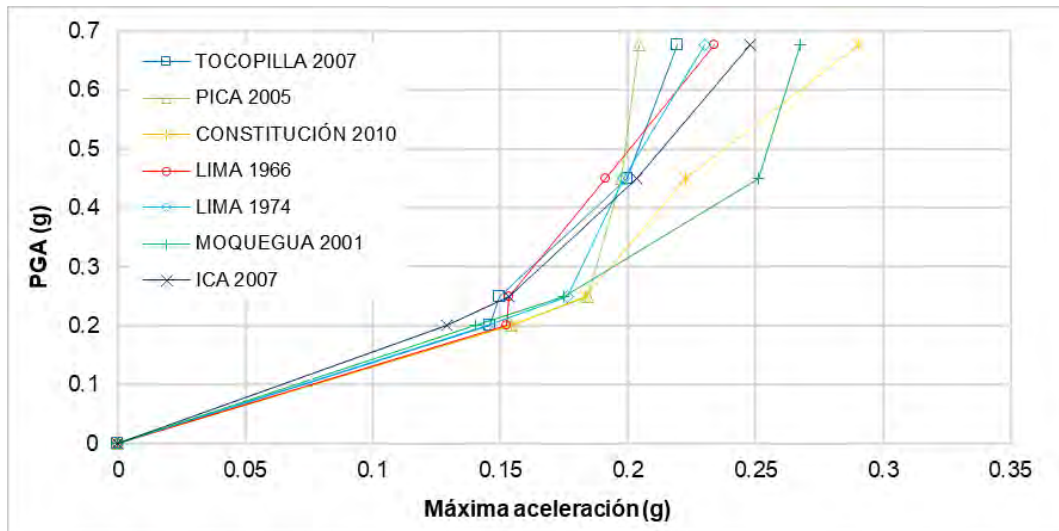
Figura 7.7: Percentiles 16%, 84% y media de  $\theta/\theta_{10}$  columnas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

## 7.2.4 Curvas IDA para aceleraciones

Las curvas IDA de las máximas aceleraciones, correspondientes al quinto piso, de las dos alternativas, para los cuatro niveles de intensidad sísmica, se visualizan en la figura 7.8.



(a)



(b)

Figura 7.8: Curvas IDA de máximas aceleraciones de piso para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

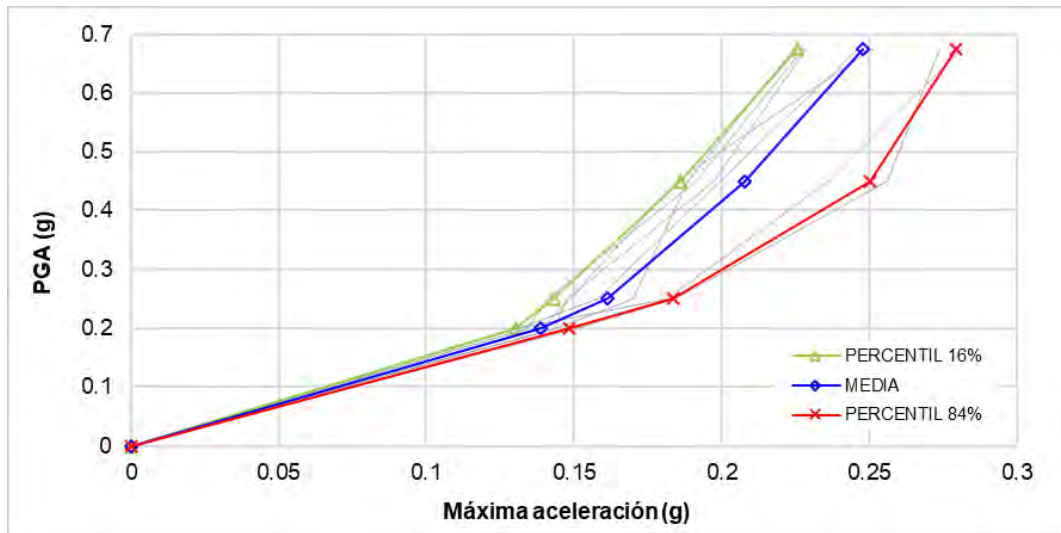
En las curvas IDA de aceleraciones se observa una mayor dispersión entre las curvas IDA de aceleraciones para sismos mayores a 0.25g, aproximadamente, y una mayor variabilidad entre 0.25 y 0.675g.

Para el sismo de  $T_r=2475$  años:

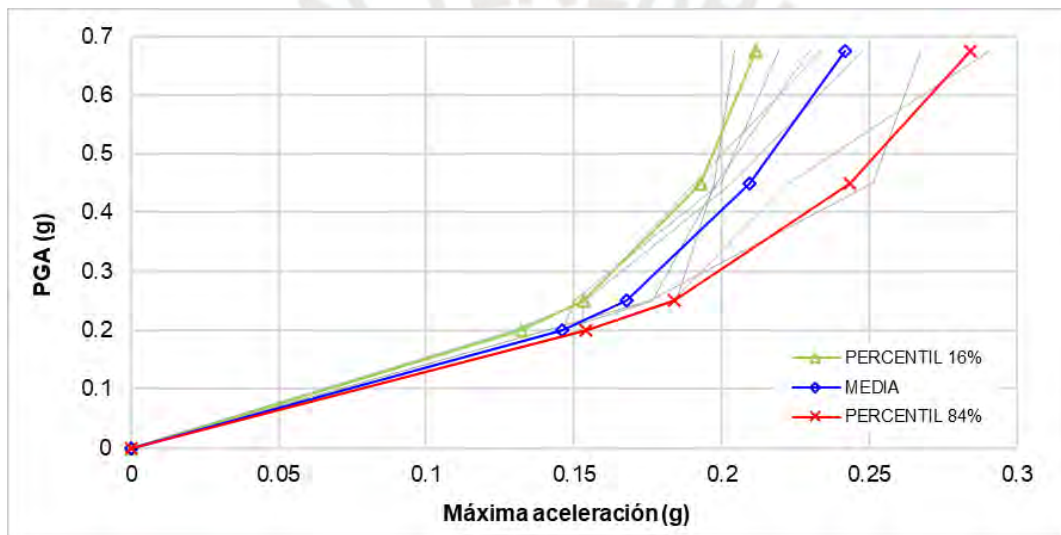
Para la alternativa 1, figura 7.8 (a), se observa que la máxima aceleración es 0.28g correspondiente al registro CONSTITUCIÓN 2010 y la menor aceleración es 0.22g para el registro LIMA 1974.

Para la alternativa 2, figura 7.8 (b), se observar que la máxima aceleración es 0.29g correspondiente al registro CONSTITUCIÓN 2010 y la menor aceleración es 0.20g para el registro PICA 2005.

Los percentiles 16%, 84% y la media (línea azul) de las máximas aceleraciones correspondiente al quinto piso, para las dos alternativas, se visualizan en la figura 7.9.



(a)



(b)

Figura 7.9: Percentiles 16%, 84% y media de aceleraciones para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

## CAPITULO VIII: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO ESTUDIADO

### 8.1 Evaluación del desempeño estructural

#### 8.1.1 Estimación del daño mediante derivas

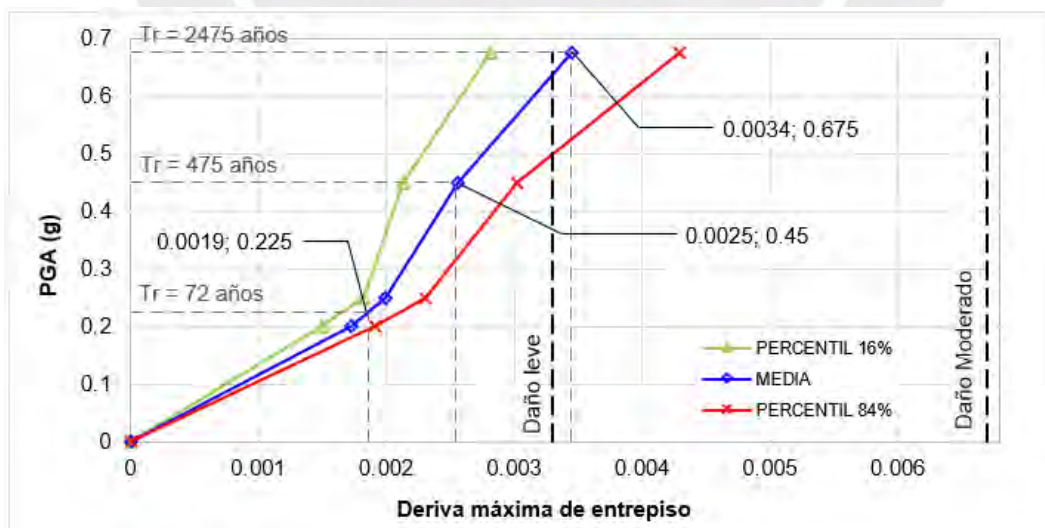
Los límites de derivas según HAZUS-MH MR4 (2003), para las características de la estructura estudiada, se visualizan en la tabla 8.1.

Tabla 8.1: Límites de deriva según HAZUS-MH MR4 (2003).

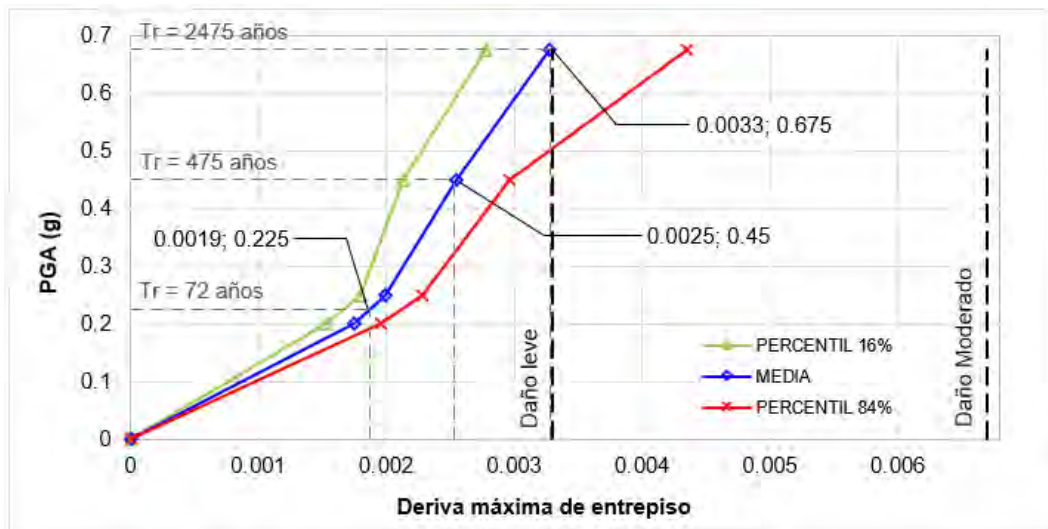
Estado de daño	Deriva límite
Leve	0.0033
Moderado	0.0067
Extenso	0.0200
Completo	0.0533

A continuación, se muestra la estimación del daño en función de las curvas IDA representados por los percentiles 16%, 84% y la media (percentil 50%) de deformaciones de entrepiso.

Los estados de daño (líneas discontinuas verticales) y el nivel de peligro sísmico de  $T_r=2475$  años ( $PGA=0.675g$ ), según la matriz de desempeño FEMA, para las dos alternativas, se visualizan en la figura 8.1.



(a)



(b)

Figura 8.1: Estimación del daño en función de las derivas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

Para las dos alternativas, para el sismo de  $Tr=2475$  años, el percentil 84% habría incurrido en el rango de daño moderado, con derivas de 4.29/1000 y 4.36/1000 para la alternativa 1 y 2, respectivamente.

Para la alternativa 1:

Para el sismo con  $Tr=2475$  años, la media habría superado el rango de daño leve con deriva de 3.45/1000 y el percentil 16% estaría en el estado de daño leve con deriva de 2.81/1000.

Evaluando el desempeño en función de las derivas, con la media, la estructura presentaría daño moderado, la totalidad de las vigas y columnas presentarían grietas superficiales, algunos componentes alcanzarían su capacidad de fluencia presentando grietas por flexión y corte, y desprendimiento del concreto.

Para la alternativa 2:

Para el sismo con  $Tr=2475$  años, la media y el percentil 16% estaría en el estado de daño leve con deriva de 3.28/1000 y 2.78/1000, respectivamente.

Evaluando el desempeño en función de las derivas, con la media, la estructura presentaría daño leve con grietas superficiales en algunos componentes cerca o en las intersecciones (nudos). Sin embargo, evaluando el desempeño con el percentil 84%, la estructura presentaría daño moderado.

### 8.1.2 Estimación del daño mediante los valores de rotaciones inelásticas

Los criterios de aceptación en el diagrama momento – rotación plástica se visualizan en la figura 8.2, según el ASCE/SEI 41-13 (2014).

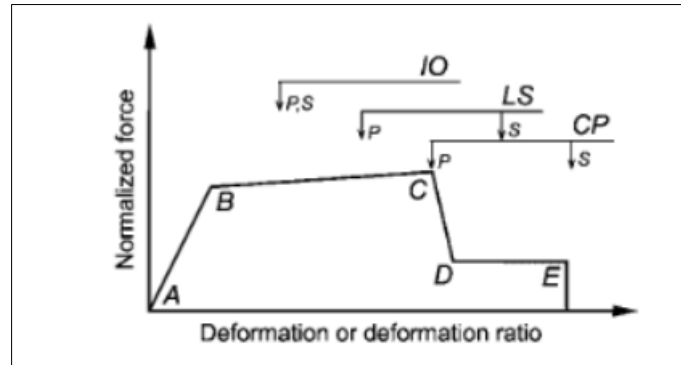
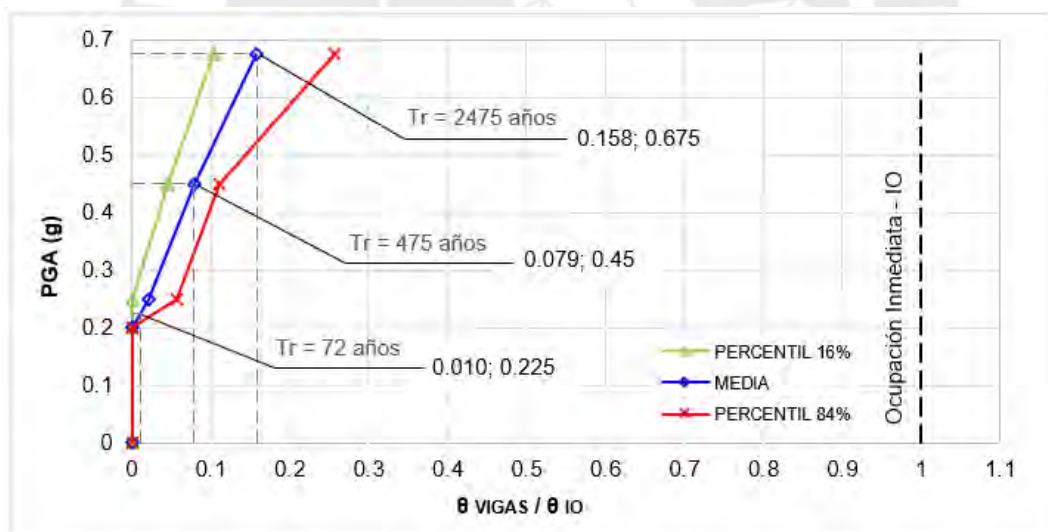
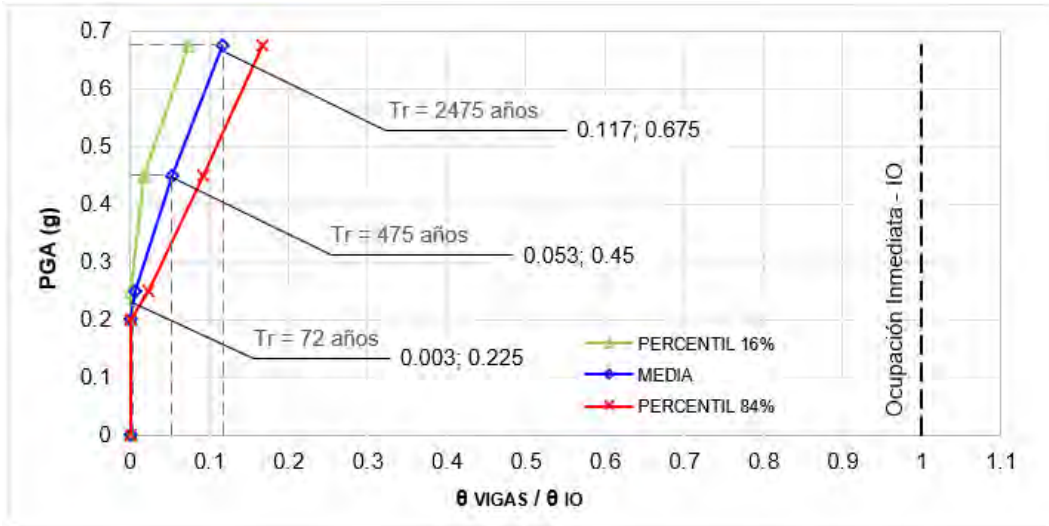


Figura 8.2: Criterios de aceptación en rotaciones inelásticas (ASCE/SEI-41-13, 2014).

Los percentiles de 16%, 84% y la media (percentil 50%) del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las vigas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ), y el límite de IO se visualizan en la figura 8.3.



(a)

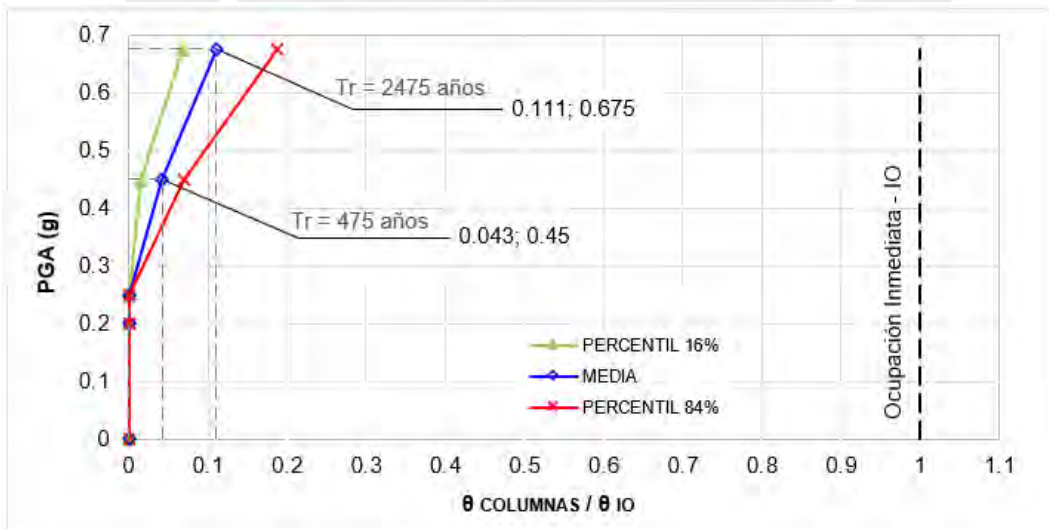


(b)

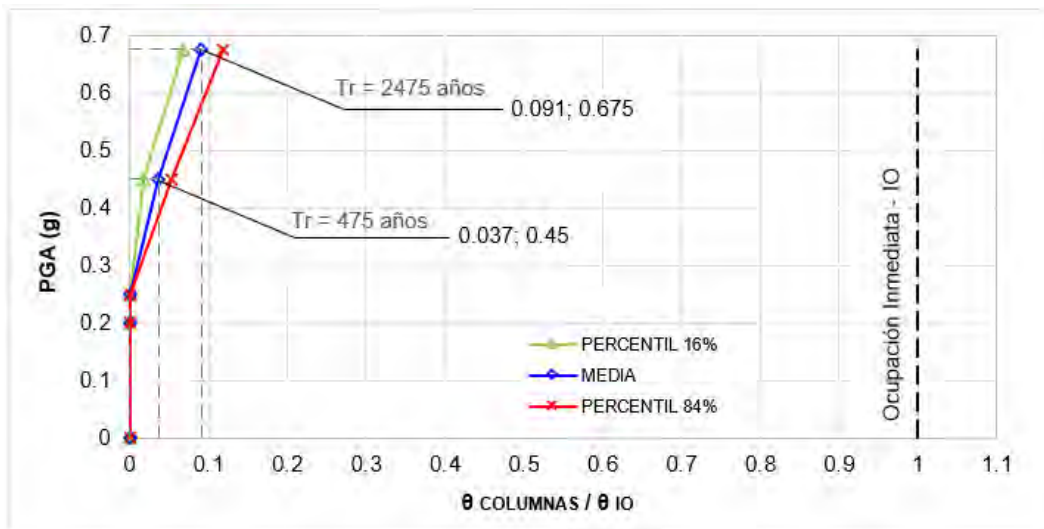
Figura 8.3:  $\theta/\theta_{IO}$  en vigas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

Para las dos alternativas, para el sismo con  $T_r=2475$  años, los valores de  $\theta/\theta_{IO}$  vigas para el percentil 84%, la media y el percentil 16% son menores a la unidad, la estructura estaría en condición de Ocupación Inmediata.

Las curvas IDA representados con los percentiles de 16%, 84% y la media (percentil 50%) del máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de las columnas correspondiente al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta_{IO}$ ), y el límite correspondiente a IO, se visualizan en la figura 8.4.



(a)



(b)

Figura 8.4:  $\theta/\theta_{IO}$  en columnas para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

Para el sismo con  $Tr=2475$  años, los mayores valores de  $\theta/\theta_{IO}$  columnas se dieron para la alternativa 1. El valor más alto fue de  $\theta/\theta_{IO} = 0.19$  correspondiente al percentil 84% de la alternativa 1.

Para las dos alternativas, para el sismo con  $Tr=2475$  años, los valores de  $\theta/\theta_{IO}$  columnas para el percentil 84%, la media y el percentil 16% son menores a la unidad, la estructura estaría en condición de Ocupación Inmediata.

Evaluando el desempeño en función de las rotaciones inelásticas la estructura, con ambas alternativas de ubicación del CR en la interfaz de aislamiento, presentaría daño mínimo, la rigidez lateral permanecería casi intacta y podría continuar operando.

### 8.1.3 Descripción del daño estructural esperado

El daño estructural esperado mediante deformaciones de entrepiso, evaluado con la media para el sismo con  $Tr=2475$  años, la alternativa 1 estaría en el rango de daño moderado, la mayoría de los componentes estructurales presentarían grietas superficiales, algunos componentes alcanzarían su capacidad de fluencia presentando grietas, y desprendimiento del concreto, mientras que la estructura de la alternativa 2 estaría en el rango de daño leve con grietas superficiales en algunos elementos cerca a los nudos o dentro de estas.

El daño estructural esperado mediante rotaciones inelásticas, para el sismo con  $Tr=2475$  años, para ambas alternativas, la estructura satisface la condición de

Ocupación Inmediata y presentaría daño imperceptible, la rigidez lateral permanecerían casi intacta y podría continuar operando.

Comparando el daño esperado en la estructura, estimado mediante las rotaciones inelásticas y las derivas, difieren porque los límites de derivas que sugiere HAZUS-MH MR4 (2003) son para estructuras convencionales de base fija y con  $R$  (factor de disminución de fuerza sísmica) mayores, por ejemplo,  $R=8$ , y el diseño de la superestructura de edificaciones aisladas  $R=2$ .

## 8.2 Evaluación del desempeño en elementos no estructurales

### 8.2.1 Daño en componentes sensibles a las aceleraciones

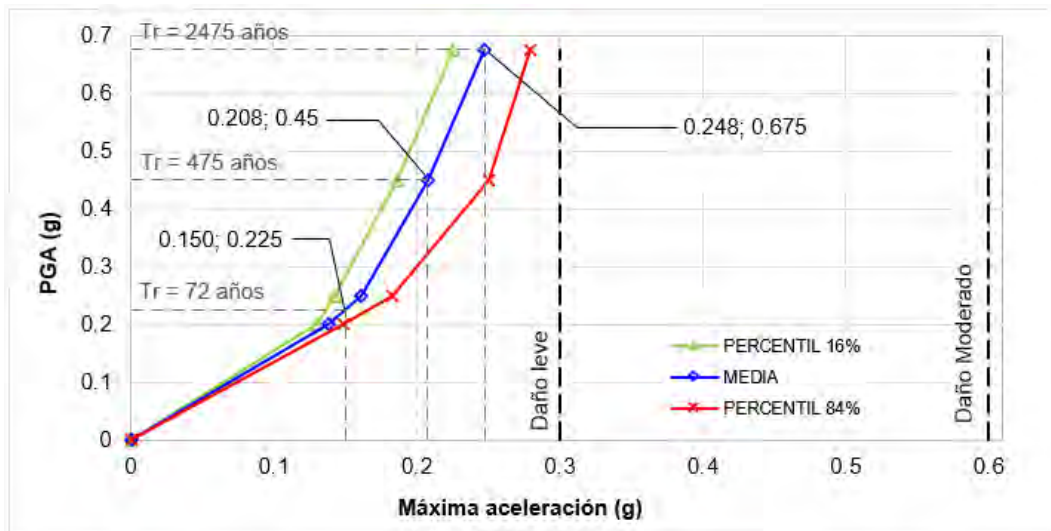
Los máximos valores de aceleraciones para componentes no estructurales según HAZUS-MH MR4 (2003) para cada estado de daño se visualizan en la tabla 8.2.

Tabla 8.2: Máximo valores de aceleraciones para componentes no estructurales según HAZUS-MH MR4 (2003).

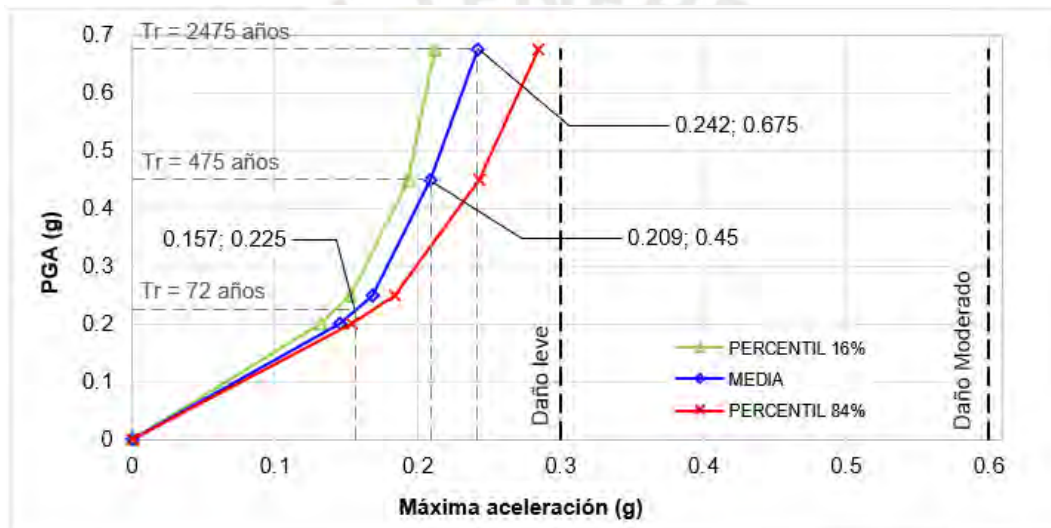
Estado de daño	Aceleración límite
Leve	0.30
Moderado	0.60
Extenso	1.20
Completo	2.40

Las curvas IDA representado con los percentiles de 16%, 84% y la media de las aceleraciones de la superestructura, las aceleraciones límite y la estimación de daño en componentes no estructurales se visualizan a continuación.

Los estados de daño (líneas discontinuas verticales) y el nivel de peligro sísmico con  $T_r=2475$  años se visualizan en la figura 8.5.



(a)



(b)

Figura 8.5: Estimación de daño en componentes sensibles a las aceleraciones para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

Para las dos alternativas, para el sismo con  $Tr=2475$  años, el percentil 84%, la media y el percentil 16% estarían en el estado de daño leve, con aceleraciones menores a 0.3g, por tanto, el daño esperado en los componentes sensibles a aceleraciones o equipos mecánicos serían mínimos.

## 8.2.2 Daño en componentes sensibles a deformaciones

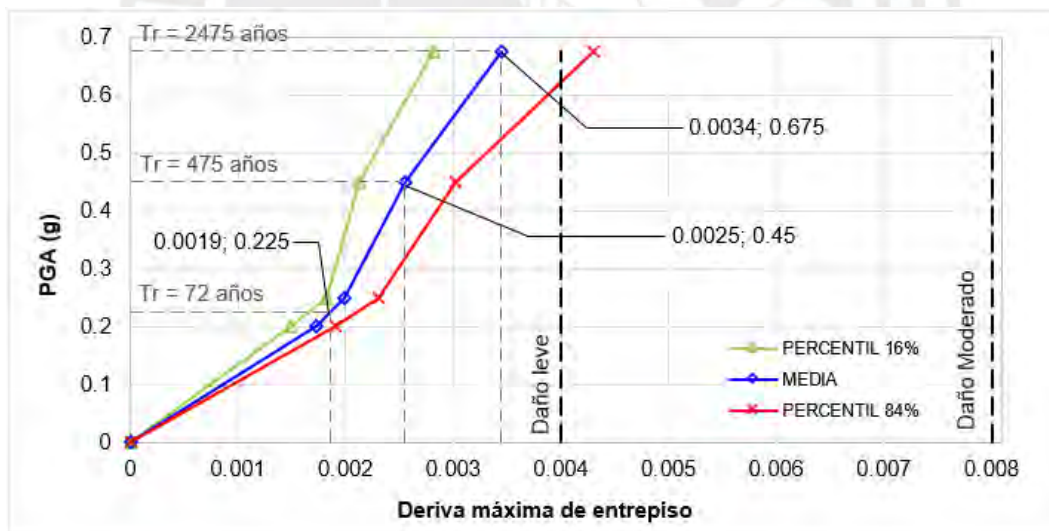
Los valores de derivas máximas para componentes no estructurales, según HAZUS-MH MR4 (2003) se visualizan en la tabla 8.3.

Tabla 8.3: Derivas máximas para componentes no estructurales según HAZUS-MH MR4 (2003).

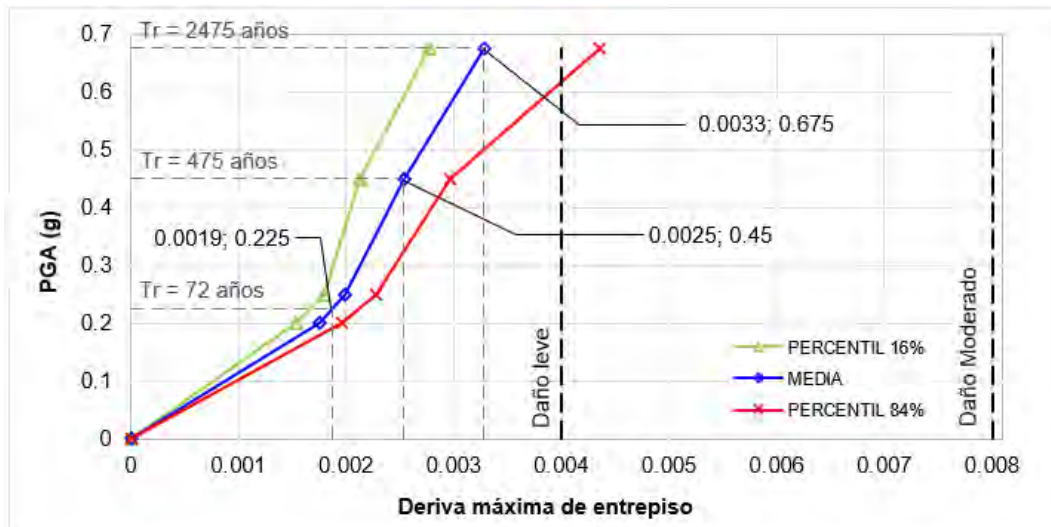
Estado de daño	Deriva límite
Leve	0.004
Moderado	0.008
Extenso	0.025
Completo	0.050

Las curvas IDA representado con los percentiles de 16%, 84% y la media de las deformaciones máximas de entrepiso de la superestructura, las derivas límites y la estimación de daño se visualizan a continuación.

Los estados de daño (líneas discontinuas verticales) y el de peligro sísmico con  $Tr=2475$  años se visualizan en la figura 8.6.



(a)



(b)

Figura 8.6: Estimación de daño en componentes no estructurales sensibles a deformaciones para (a) alternativa 1 y (b) alternativa 2.

Para la alternativa 1, para el sismo con  $Tr=2475$  años, la media estaría en el rango de daño leve con deriva de 3.45/1000 y el percentil 84% estaría en el rango de daño moderado con deriva de 4.30/1000.

Para la alternativa 2, para el sismo con  $Tr=2475$  años, la media estaría en el rango de daño leve con deriva de 3.28/1000 y el percentil 84% estaría en el rango de daño moderado con deriva de 4.36/1000.

### 8.2.3 Descripción del daño en componentes no estructurales

El daño en componentes no estructurales sensibles a las aceleraciones, evaluado con la media para el sismo con  $Tr=2475$  años, para las dos alternativas, presentaría daño leve y dependería del anclaje o arriostramiento que cuenten estos elementos.

El daño en componentes no estructurales sensibles a deformaciones, evaluado con la media para el sismo con  $Tr=2475$  años, para las dos alternativas, estarían en el rango de daño leve, las paredes divisorias presentarían algunas grietas en las juntas con los techos y puertas. El cielo raso suspendido se han movido o se han caído y los paneles de las paredes del exterior se habrían desalineado.

## CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

Se analizaron dos alternativas de ubicación del Centro de Rigidez ( $CR$ ) de la interfaz de aislamiento, la primera alternativa es aquella en la cual el  $CR$  de la interfaz de aislamiento coincide con el Centro de Masa ( $CM$ ) acumulado de la superestructura, y la segunda, el  $CR$  de la interfaz de aislamiento se ubica en el  $CR$  promedio de la superestructura; con la finalidad de comparar el comportamiento y evaluar cual controla mejor la torsión en la superestructura.

Del análisis tiempo historia, en el diseño de la interfaz de aislamiento, se observó que existe una ligera diferencia de las derivas de las dos alternativas, resultando que la alternativa que controla mejor las deformaciones de entrepiso es aquella en la cual el  $CR$  de la interfaz de aislamiento se ubica en el  $CR$  promedio de la superestructura.

También, de la verificación de torsión, la alternativa que controla mejor esta irregularidad en la superestructura es aquella en la cual el  $CR$  de la interfaz de aislamiento se ubica en el  $CR$  promedio de la superestructura, sin embargo, esta alternativa en el nivel de la interfaz de aislamiento presenta mayor torsión, debido a que el sistema de aislamiento es menos flexible torsionalmente.

De los resultados de las curvas IDA de las rotaciones inelásticas, representado por el máximo cociente de la máxima Rotación Inelástica ( $\theta$ ) y la Rotación Límite Inelástica de los componentes estructurales correspondientes al estado de daño de Ocupación Inmediata ( $\theta IO$ ), para las dos alternativas, las rótulas habrían incurrido en el rango inelástico a partir del PGA 0.20 y 0.25g.

La evaluación del desempeño en elementos estructurales se realizó utilizando la estimación de daño mediante las deformaciones de entrepiso y rotaciones inelásticas, se emplearon los estados de daño: leve, moderado, extenso y completo, según el manual técnico HAZUS-MH MR4 (2003) y los criterios de aceptación: Ocupación inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención del colapso (CP), según el ASCE/SEI 41-13 (2014), respectivamente.

Para las dos alternativas, para sollicitaciones sísmicas con  $T_r=2475$  años, de la estimación del daño mediante derivas la estructura presentaría daño moderado. Sin embargo, de la estimación de daño mediante rotaciones inelásticas la estructura satisface la condición de Ocupación Inmediata, la estructura presentaría daño

imperceptible y podría continuar operando, esta diferencia se da porque los límites de derivas que sugieren el manual técnico HAZUS-MH MR4 (2003) son para estructuras convencionales de base fija con factores de disminución de fuerza sísmica mayores a lo utilizado en el diseño de la superestructura aislada.

Para la evaluación del desempeño en elementos no estructurales se realizó utilizando la estimación de daño en componentes sensibles a las aceleraciones y deformaciones; y se emplearon los estados de daño: leve, moderado, extenso y completo, según HAZUS-MH MR4 (2003).

Para ambas alternativas, para sollicitaciones sísmicas con  $T_r=2475$  años, el daño en componentes no estructurales sensibles a las aceleraciones a deformaciones sería leve.

### **Recomendaciones**

Se recomienda evaluar, en el diseño de la interfaz de aislamiento en edificios con irregularidad torsional en la superestructura, las dos alternativas de ubicación del CR de la interfaz de aislamiento para realizar la verificación y cumplir con las restricciones de irregularidad torsional de la normativa.

Para la evaluación del desempeño en edificaciones aisladas se recomienda que se estime el daño mediante rotaciones inelásticas, porque los límites de los estados de daño asociado a deformaciones de entrepiso que establece HAZUS-MH MR4 (2003) son para estructuras convencionales de base fija con factores de disminución de fuerza sísmica mayores a lo utilizado en el diseño de la superestructura aislada.

Para investigaciones posteriores se recomienda considerar más variaciones de excentricidades en la superestructura y otras configuraciones estructurales en planta, evaluar el desempeño estructural y el comportamiento de los aisladores.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconi, R., Almazán, J. L., Dechent, P., & Suárez, V. (2016). *Aisladores de Base Elastoméricos y FPS*. Ecuador: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar, R., & Mieles, Y. (Setiembre de 2016). Analysis of Buildings that Collapsed of Portoviejo During the Earthquake of 16 April 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3), 257-282.
- Almazán, J. L. (2010). Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 7(2/3), 4-28.
- ASCE/SEI-41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers , Reston, Virginia.
- Baltzopoulos, G., Baraschino, R., Iervolino, I., & Vamvatsikos, D. (2018). Dynamic analysis of single-degree-of-freedom systems (DYANAS): A graphical user interface for OpenSees. *Engineering Structures*(177), 395-408.
- Bridgestone Corporation. (2013). Seismic isolation product line-up.
- Celebi, M. (1996). Successful performance of a base-isolated hospital building during the 17 January 1994 Northridge Earthquake. *The Structural Design of Tall Buildings*, 5, 95-105.
- Cheng, Y. F., Jiang, H., & Lou, K. (2008). *Smart Structures Innovate Systems for Seismic Response Control*. United States of America: Taylor & Francis Group.
- CISMID. (09 de Setiembre de 2020). *Red de Acelerógrafos del Perú*. Obtenido de <http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>
- Di Sarno, L., & Cosenza, E. (2007). Application of base isolation to a large hospital in Naples, Italy. *10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*. Istanbul, Turkey.
- FEMA 356 . (2000). *Federal Emergency Management Agency, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

- Gálvez Chunas, V. A. (2011). *Evaluación del desempeño Sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo*.
- Gómez Rueda, O. J., & Maldonado Rondón, E. (Junio de 2005). Estudio analítico de los efectos de la torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante sollicitaciones sísmicas. *Ingeniería y Desarrollo*(17), 160-183.
- HAZUS MR4. (2003). *HAZUS MR4 Multi-hazard Loss Estimation Methodology*. FEMA, Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate .
- Montiel, M. A., Rangel, G., Torres, M. A., & Ruiz, S. E. (2004). *Comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural - XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco.
- Nagarajaiah, S., & Xiaohong, S. (October de 2000). Response of Base-Isolated USC Hospital Building in Northridge Earthquake. *Journal of Structural Engineering*(126), 1177-1186.
- RENADIC. (09 de Setiembre de 2020). *Red Nacional de Acelerógrafos de Chile*. Obtenido de <http://terremotos.ing.uchile.cl/>
- SEAOC, V. (1995). *Performance-based seismic engineering*. California.
- Skinner, R. I., Robinson, W. H., & McVerry, G. H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. Wellington, New Zealand: Jhon Wiley & Sons.
- Talavera, A. (3 de Noviembre de 2017). *Experiencia Nacional con sistema de Protección Sísmica en el Perú*. Recuperado el 30 de Abril de 2018, de [http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia%20Nacional%20en%20Sist.%20de%20protec.%20s%C3%ADsmica%20\(Alvaro%20Talavera\).pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia%20Nacional%20en%20Sist.%20de%20protec.%20s%C3%ADsmica%20(Alvaro%20Talavera).pdf)
- Tena Colunga, A. (2010). *Irregularidad Estructural y su efecto en la Respuesta Sísmica de edificios DE EDIFICIOS*. Universidad Nacional Autónoma de México. México: UNAM.

Trevor, E. K. (2001). *Base Isolation of Structures Design Guidelines*. Wellington, New Zealand: Holmes Consulting Group Ltd.

Vamvatsikos, D., & Cornell, A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*(31), 491-514.

Villagómez Molero, D. (2015). Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

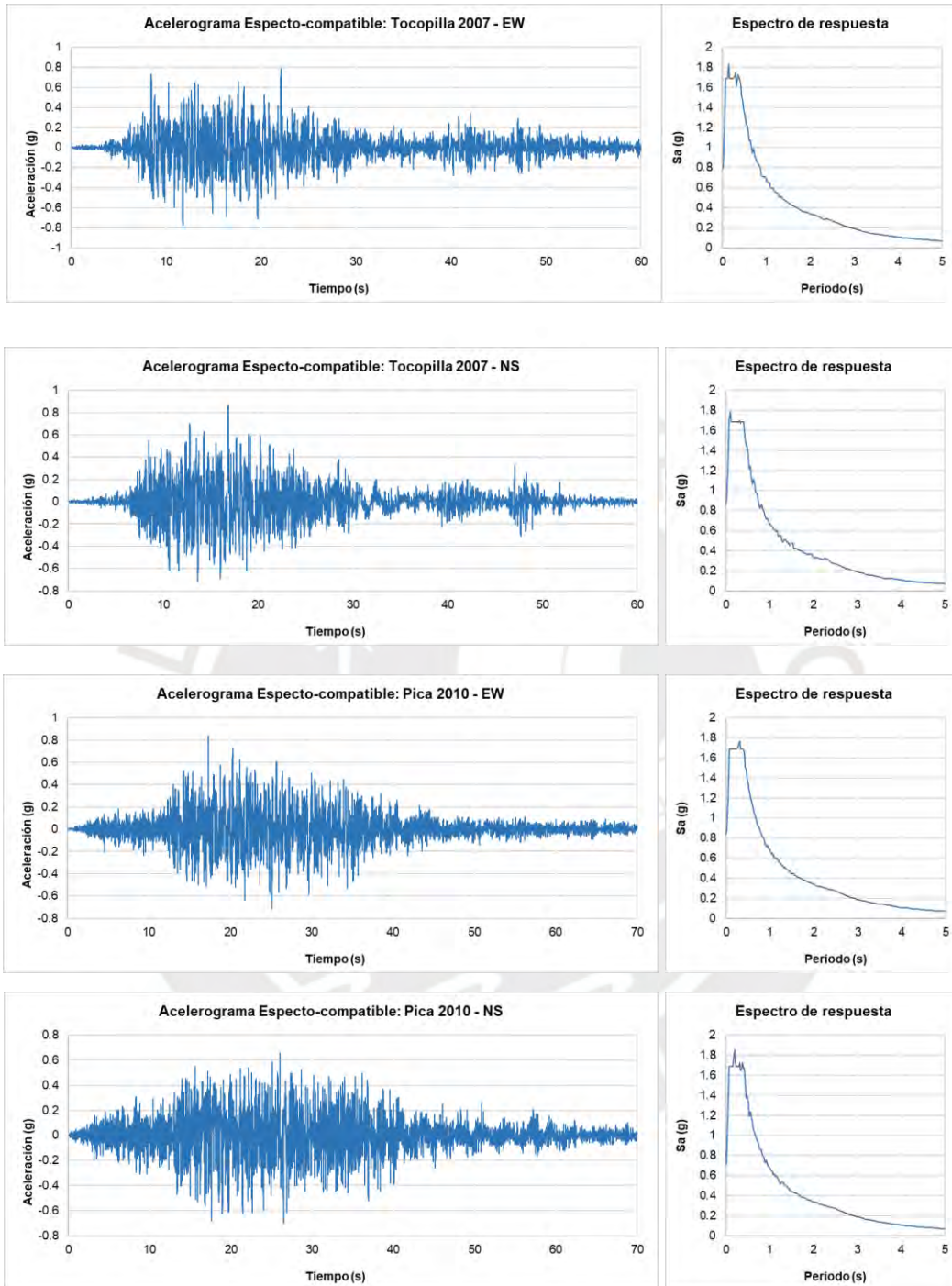
Wilson, E. L. (2000). *Three - Dimensional Static and Dinamic Analysis of Structures* (Third ed.). Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc.

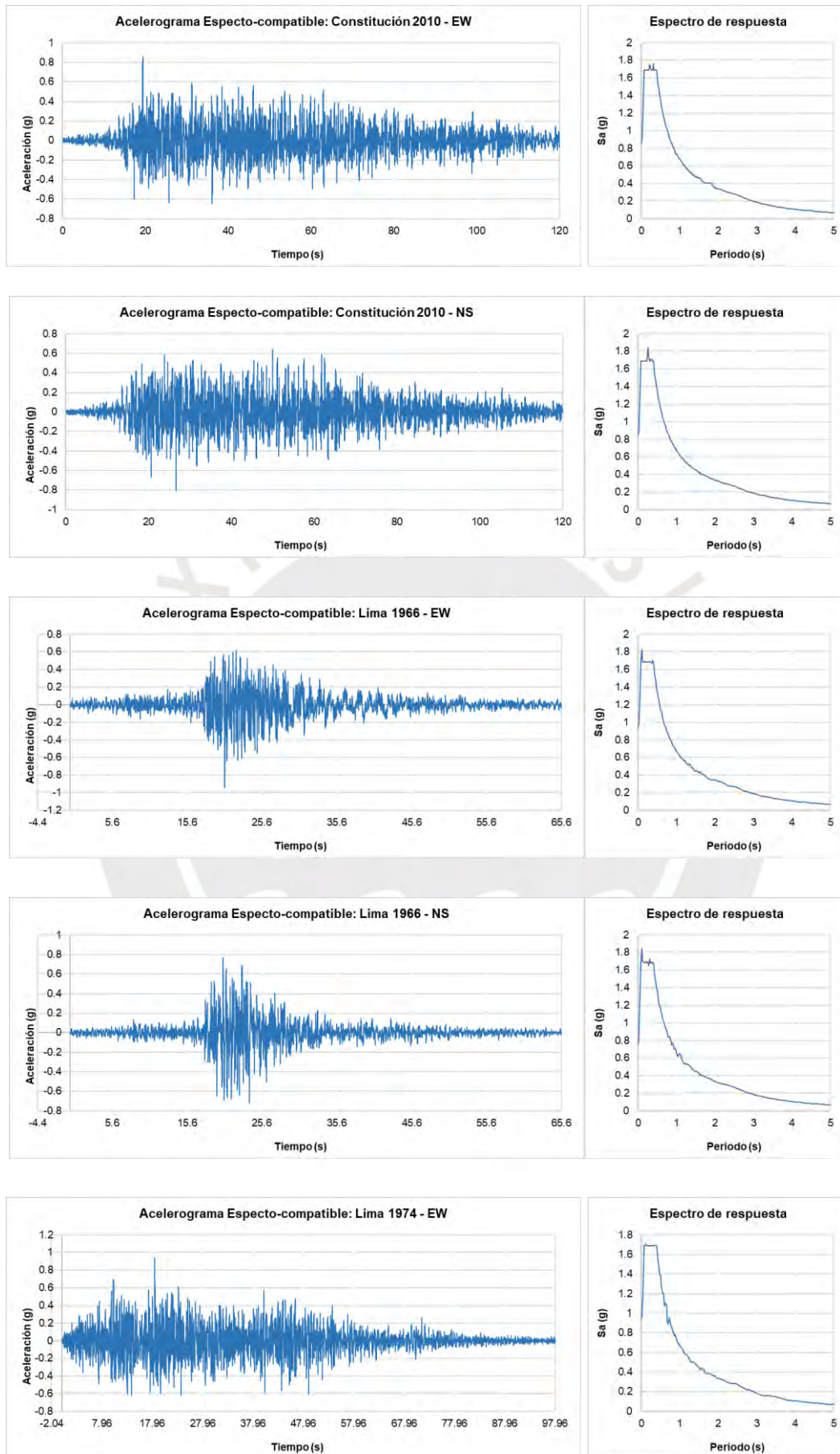
Zamorano, A. (17 de Setiembre de 2015). *BBC Mundo*. Recuperado el 17 de Mayo de 2018, de [http://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/04/140402\\_chile\\_terremoto\\_edificios\\_az](http://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/04/140402_chile_terremoto_edificios_az)



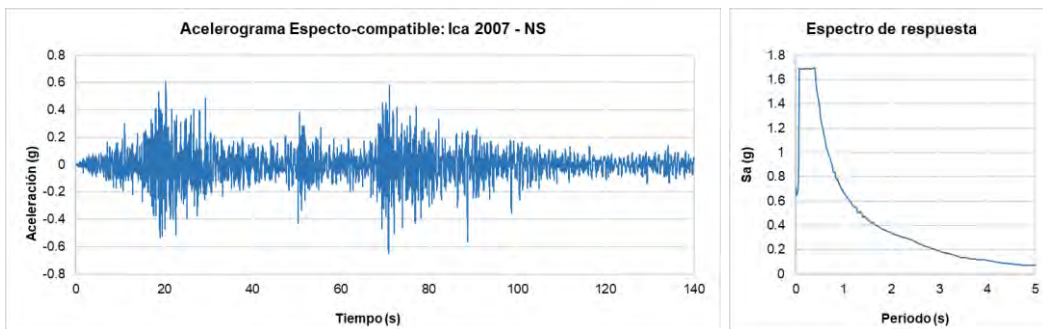
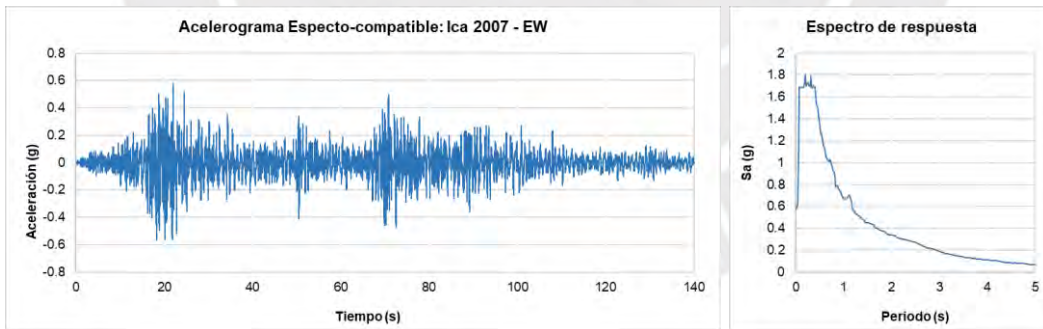
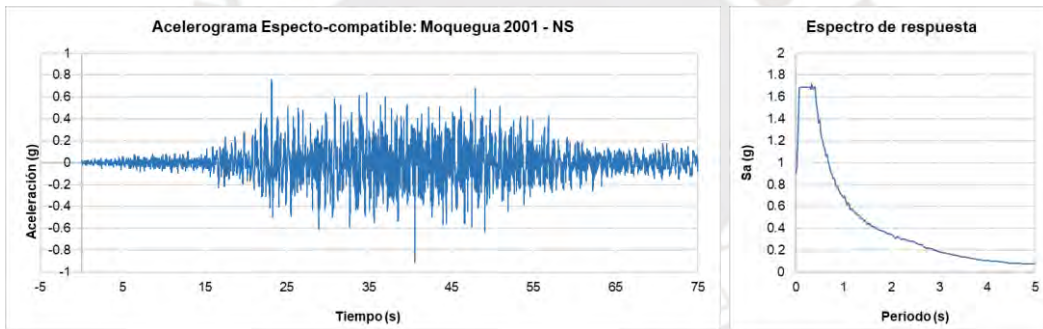
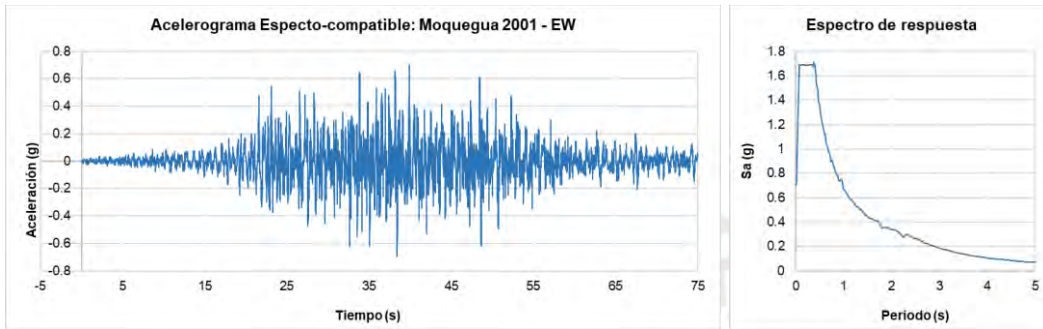
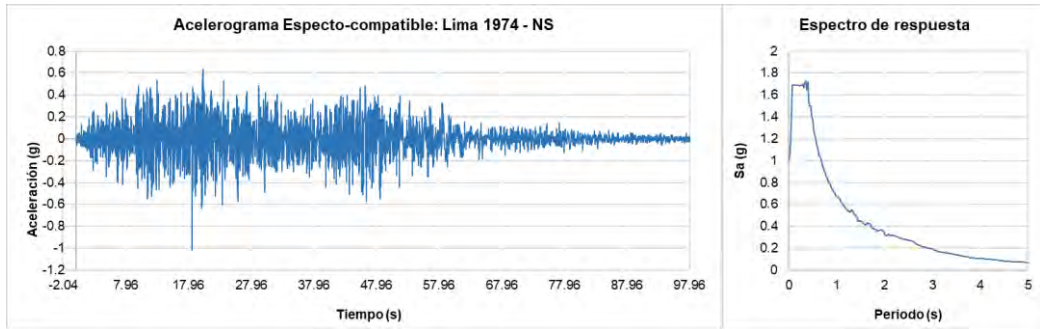


**Anexo 01.** Acelerogramas espectro-compatible y espectros de respuesta de los siete pares de registros sísmicos.



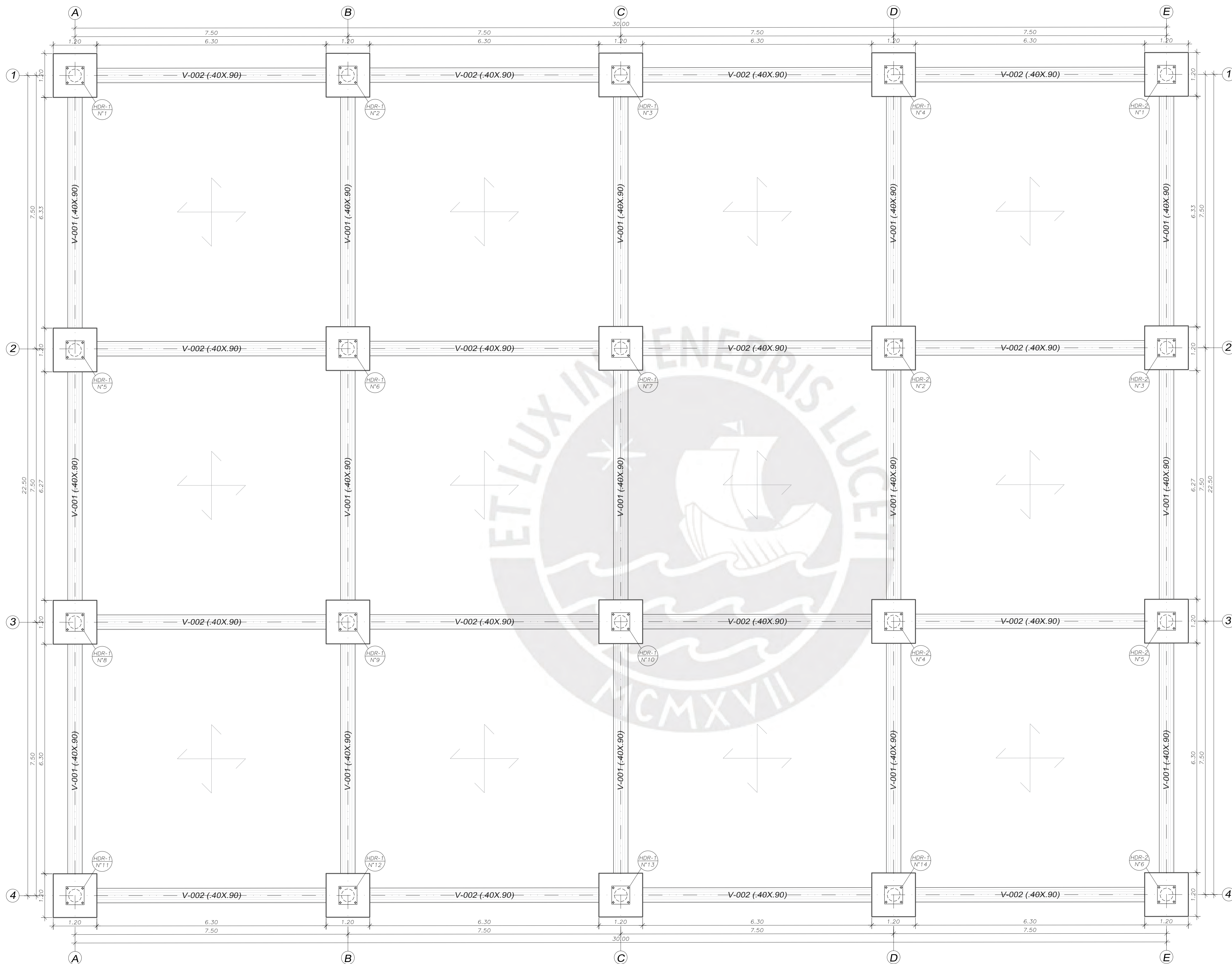


(a)



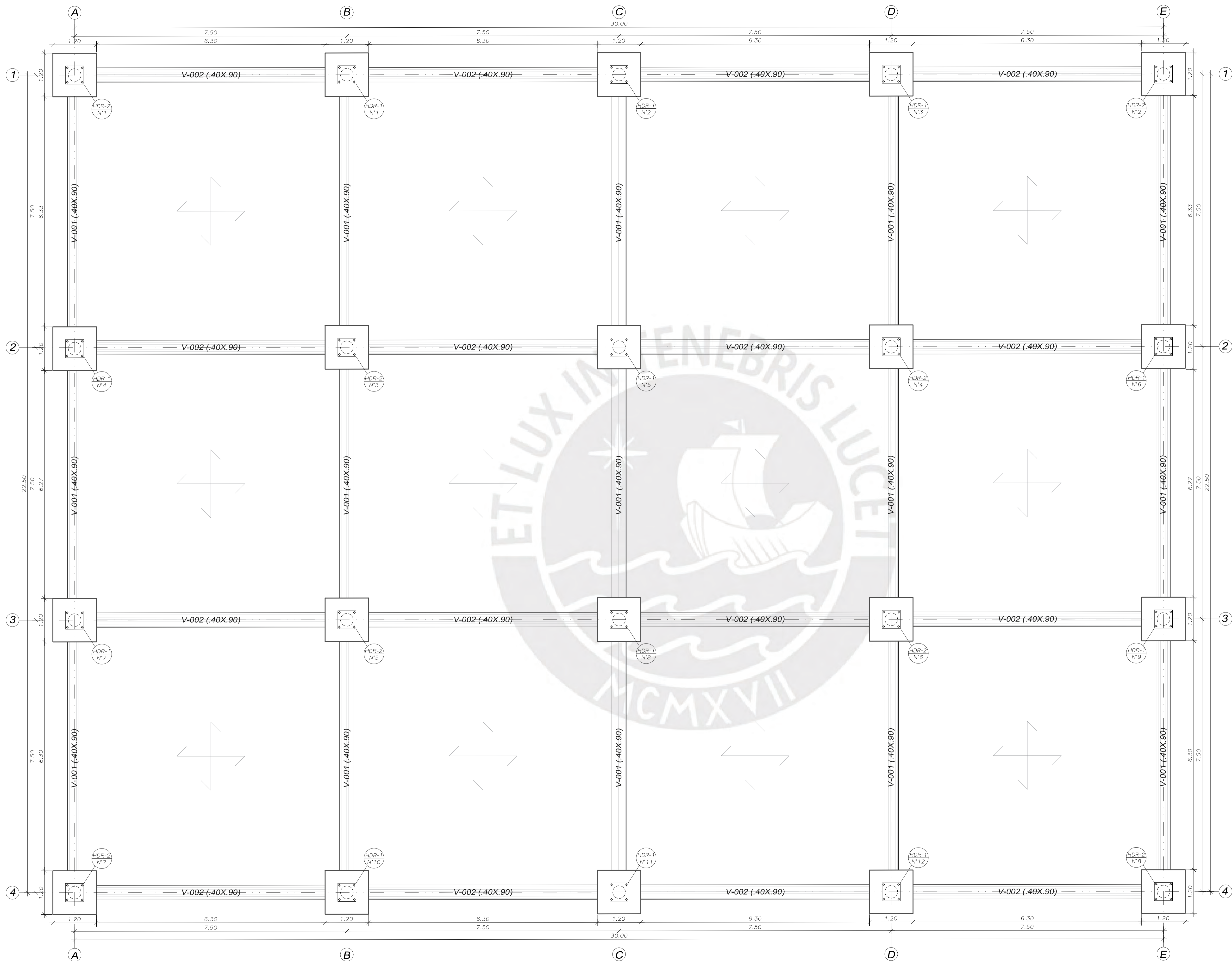
**Anexo 02.** Planos de los elementos estructurales de la superestructura del edificio estudiado.





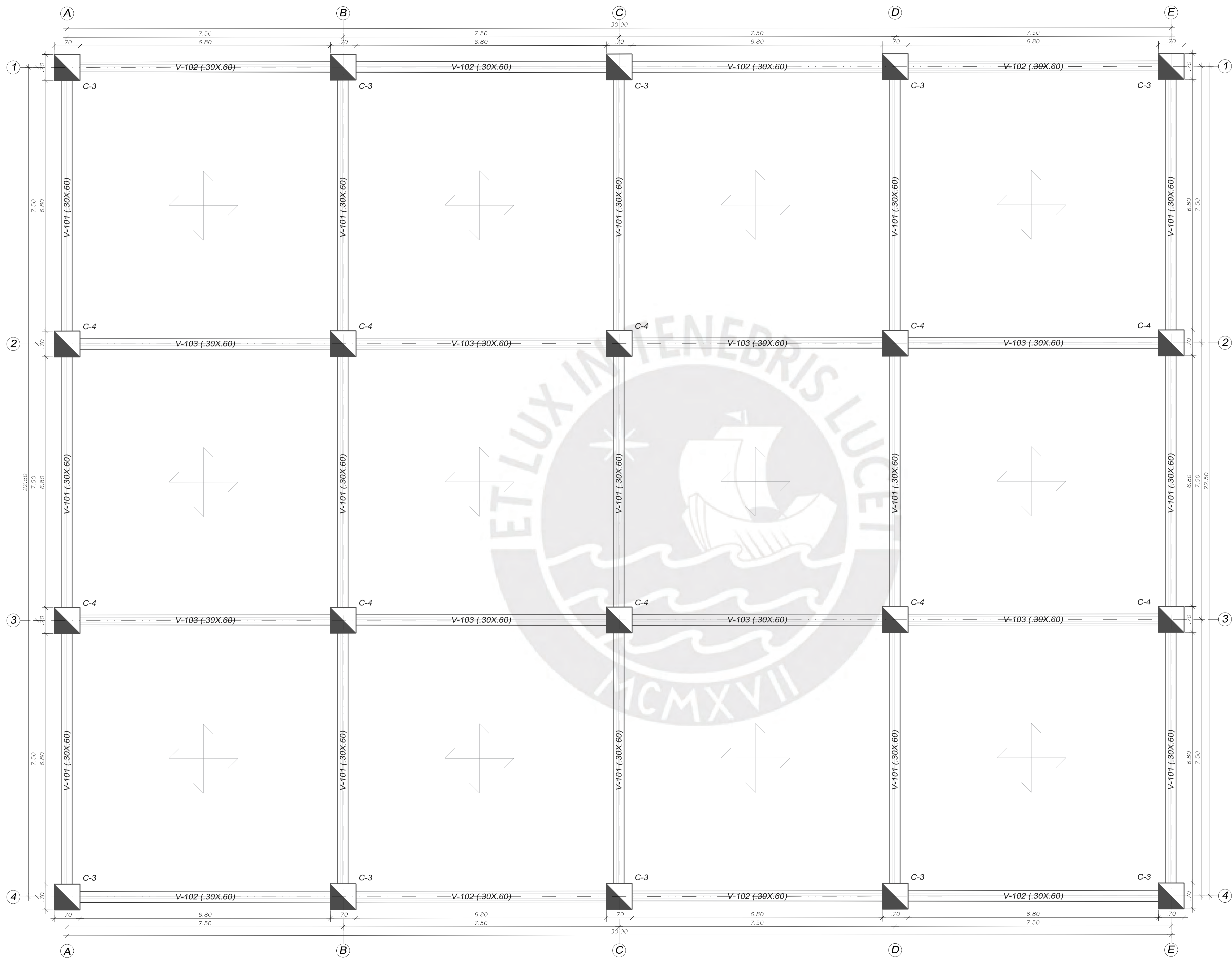
**VIGAS, DATOS Y LOSA MACIZA H=.25M EN PLATAFORMA SUPERIOR DE AISLAMIENTO - ALTERNATIVA 1**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=200\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50





**VIGAS, DADOS Y LOSA MACIZA H=.25M EN PLATAFORMA SUPERIOR DE AISLAMIENTO - ALTERNATIVA 2**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=200\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50





**VIGAS, COLUMNAS Y LOSA MACIZA H=.25M - 1° PISO**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=200\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
 CIVIL CON MENCIÓN EN  
 ESTRUCTURAS  
 SISMORRESISTENTES

TEMA DE TESIS:  
 "COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES  
 SÍSMICAMENTE AISLADAS CON  
 IRREGULARIDAD TORSIONAL EN  
 LA SUPERESTRUCTURA"

TESISTA:  
 WILLIAM ELEODORO  
 GUEVARA ARTEAGA  
 CÓDIGO PUCP: 20183674

PLANO:  
 VIGAS, COLUMNAS Y  
 LOSA MACIZA E=25CM  
 DEL 1ER PISO

DIBUJO:  
 W.E.G.A.

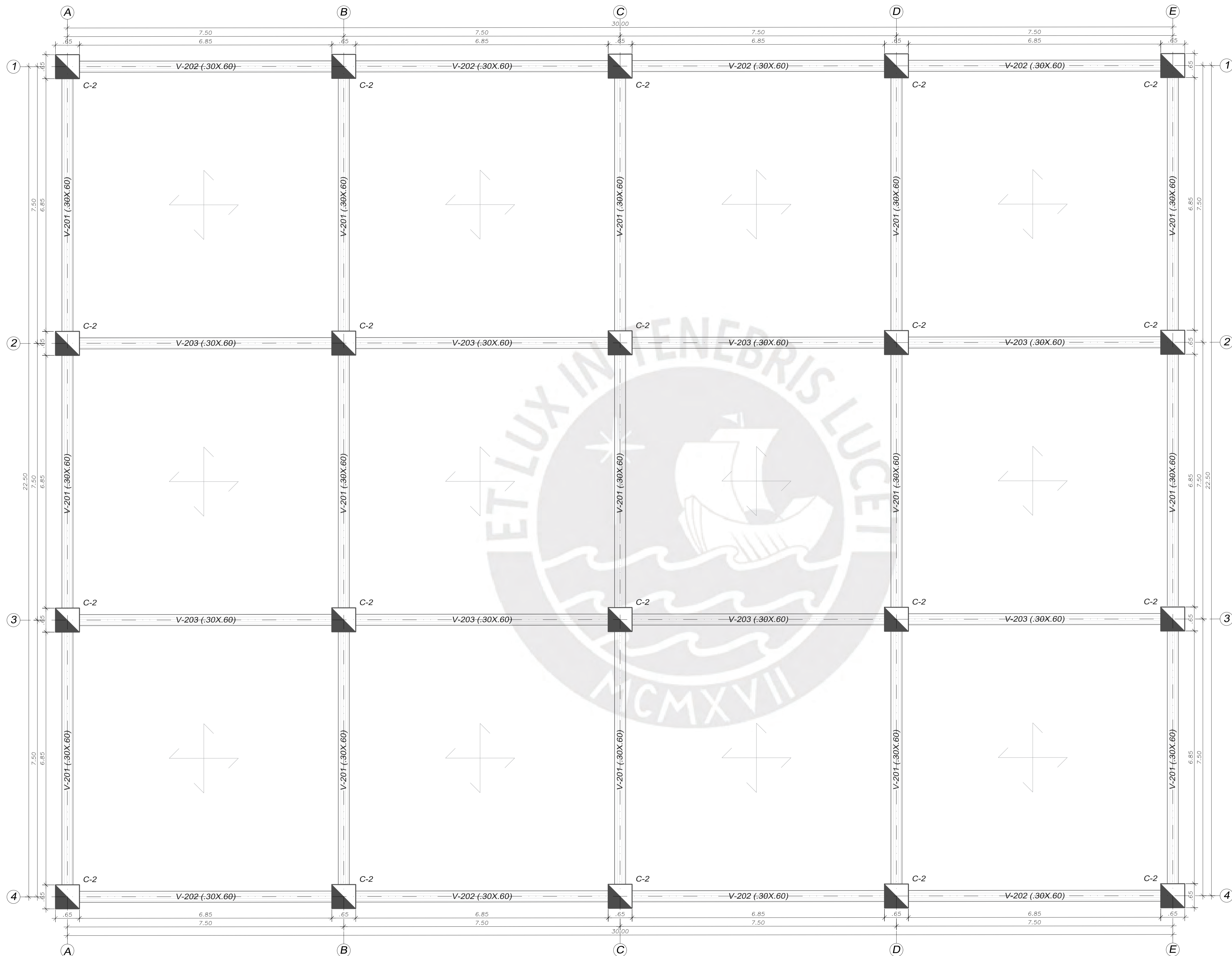
ASESOR:  
 J.A.M.P.

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA:  
 1/50

FECHA:  
 ABRIL  
 2025

LÁMINA:  
 E - 03



**VIGAS, COLUMNAS Y LOSA MACIZA H=.25M - 2° PISO**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=200\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
 CIVIL CON MENCIÓN EN  
 ESTRUCTURAS  
 SISMORRESISTENTES

TEMA DE TESIS:  
 "COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES  
 SÍSMICAMENTE AISLADAS CON  
 IRREGULARIDAD TORSIONAL EN  
 LA SUPERESTRUCTURA"

TESISTA:  
 WILLIAM ELEODORO  
 GUEVARA ARTEAGA  
 CÓDIGO PUCP: 20183674

PLANO:  
 VIGAS, COLUMNAS Y  
 LOSA MACIZA E=25CM  
 DEL 2DO PISO

DIBUJO:  
 W.E.G.A.

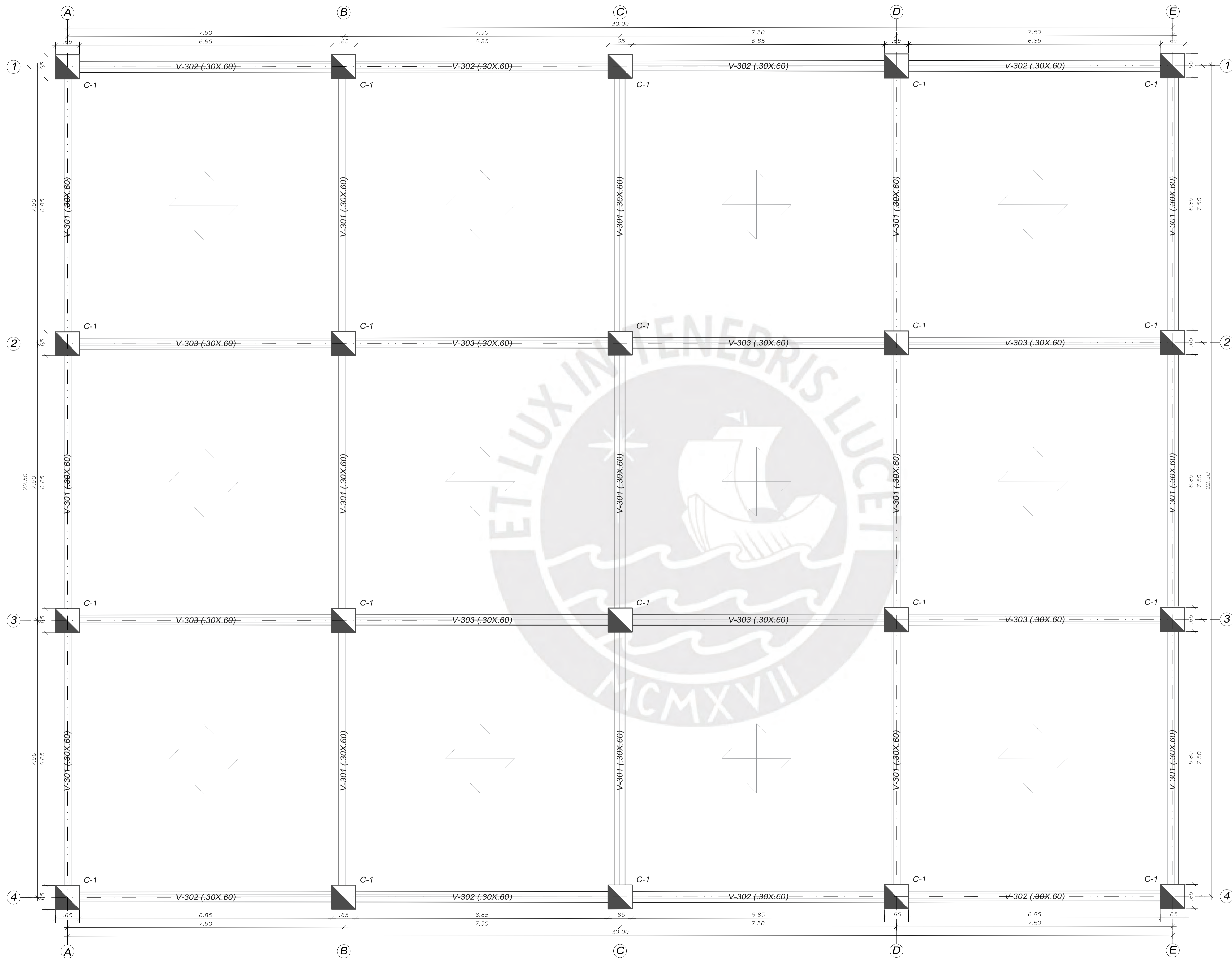
ASESOR:  
 J.A.M.P.

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA:  
 1/50

FECHA:  
 ABRIL  
 2025

LÁMINA:  
 E - 04



**VIGAS, COLUMNAS Y LOSA MACIZA H=.25M - 3° PISO**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=200\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
 CIVIL CON MENCIÓN EN  
 ESTRUCTURAS  
 SISMORRESISTENTES

TEMA DE TESIS:  
 "COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES  
 SÍSMICAMENTE AISLADAS CON  
 IRREGULARIDAD TORSIONAL EN  
 LA SUPERESTRUCTURA"

TESISTA:  
 WILLIAM ELEODORO  
 GUEVARA ARTEAGA  
 CÓDIGO PUCP: 20183674

PLANO:  
 VIGAS, COLUMNAS Y  
 LOSA MACIZA E=25CM  
 DEL 3ER PISO

DIBUJO:  
 W.E.G.A.

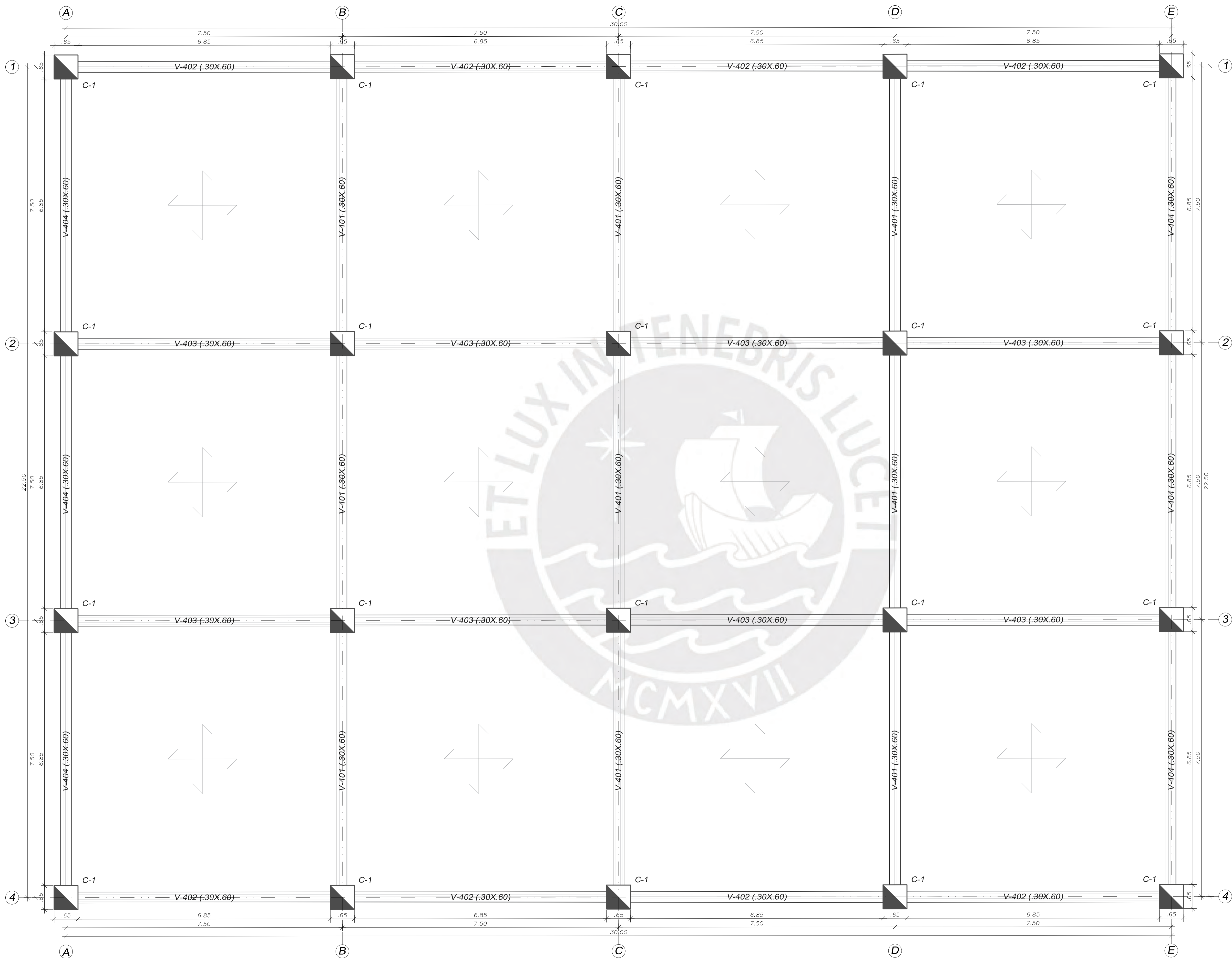
ASESOR:  
 J.A.M.P.

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA:  
 1/50

FECHA:  
 ABRIL  
 2025

LÁMINA:  
 E - 05



**VIGAS, COLUMNAS Y LOSA MACIZA H=.25M - 4° PISO**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=200\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
 CIVIL CON MENCIÓN EN  
 ESTRUCTURAS  
 SISMORRESISTENTES

TEMA DE TESIS:  
 "COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES  
 SÍSMICAMENTE AISLADAS CON  
 IRREGULARIDAD TORSIONAL EN  
 LA SUPERESTRUCTURA"

TESISTA:  
 WILLIAM ELEODORO  
 GUEVARA ARTEAGA  
 CÓDIGO PUCP: 20183674

PLANO:  
 VIGAS, COLUMNAS Y  
 LOSA MACIZA E=25CM  
 DEL 4TO PISO

DIBUJO:  
 W.E.G.A.

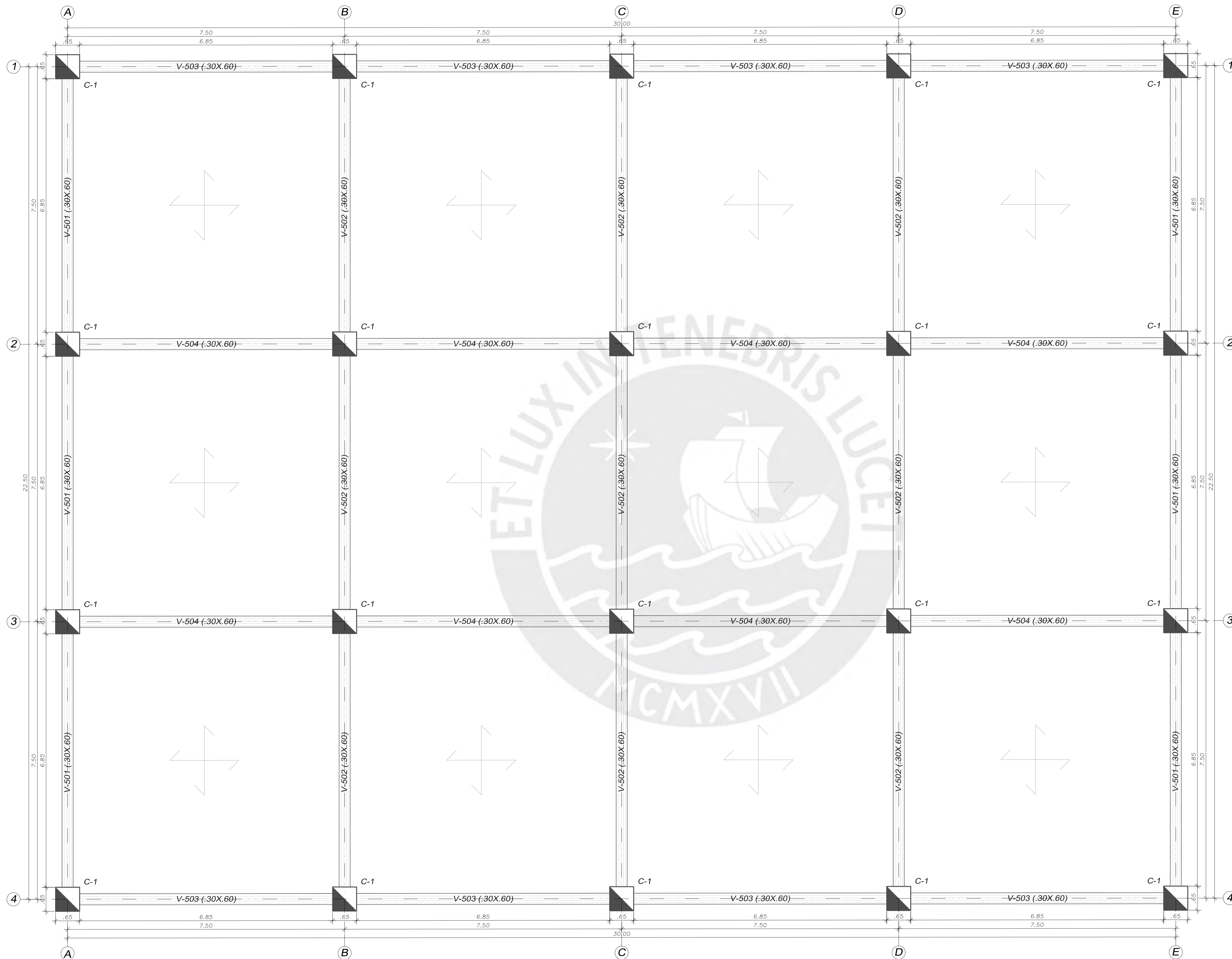
ASESOR:  
 J.A.M.P.

ESPECIALIDAD:  
 ESTRUCTURAS

ESCALA:  
 1/50

FECHA:  
 ABRIL  
 2025

LÁMINA:  
 E - 06



**VIGAS, COLUMNAS Y LOSA MACIZA H=.25M - 5° PISO**  
 $f_c=210\text{KG}/\text{CM}^2$   
 $S/C=100\text{KG}/\text{M}^2$   
 ESCALA: 1/50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
 CIVIL CON MENCIÓN EN  
 ESTRUCTURAS  
 SISMORRESISTENTES

TEMA DE TESIS:

"COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES  
 SÍSMICAMENTE AISLADAS CON  
 IRREGULARIDAD TORSIONAL EN  
 LA SUPERESTRUCTURA"

TESISTA:

WILLIAM ELEODORO  
 GUEVARA ARTEAGA  
 CÓDIGO PUCP: 20183674

PLANO:

VIGAS, COLUMNAS Y  
 LOSA MACIZA E=25CM  
 DEL 5TO PISO

DIBUJO:

W.E.G.A.

ASESOR:

J.A.M.P.

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

ESCALA:

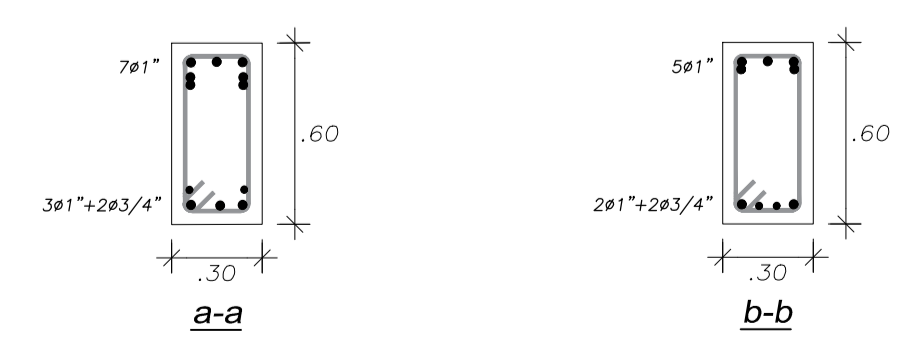
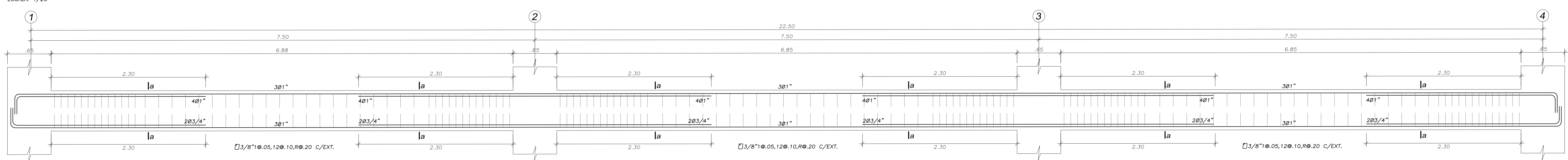
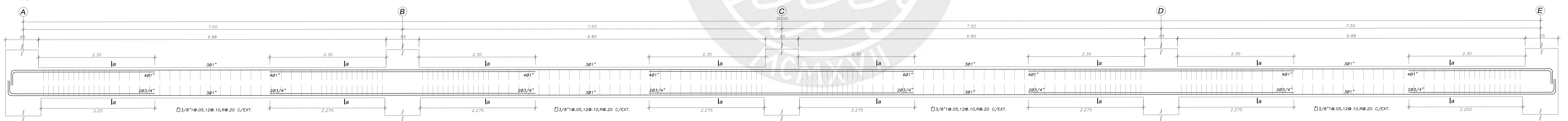
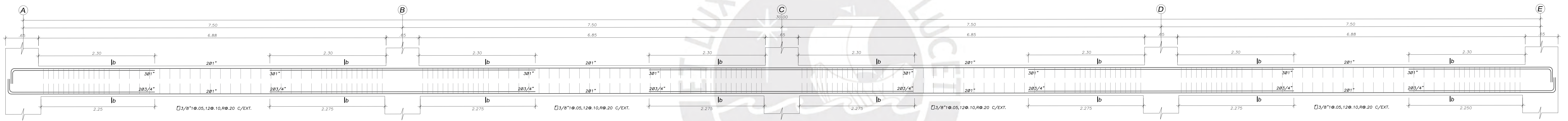
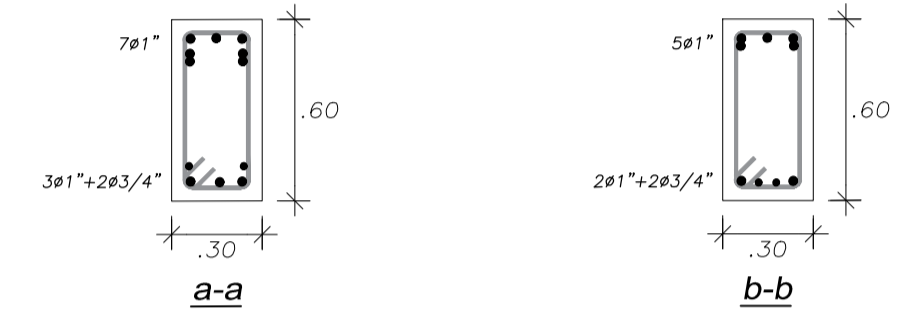
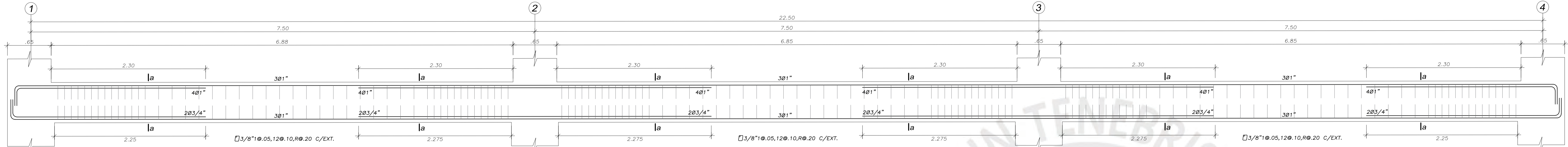
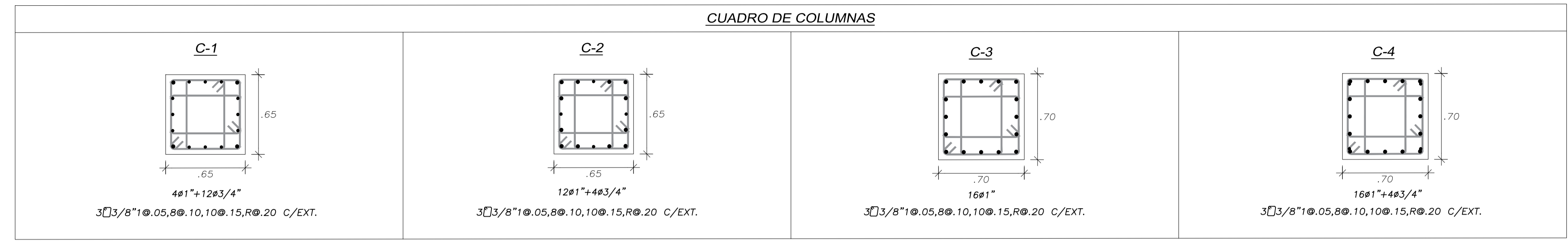
1/50

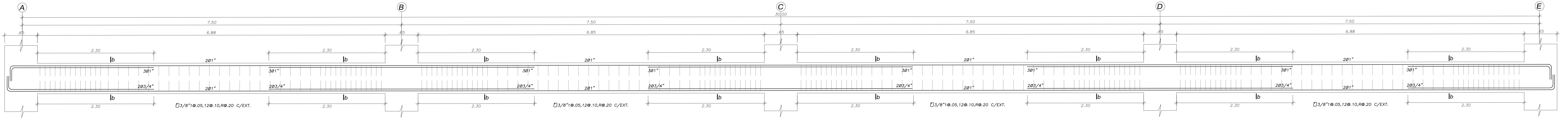
FECHA:

ABRIL  
 2025

LÁMINA:

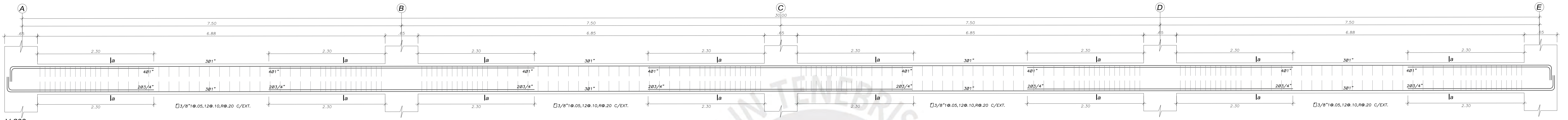
E - 07





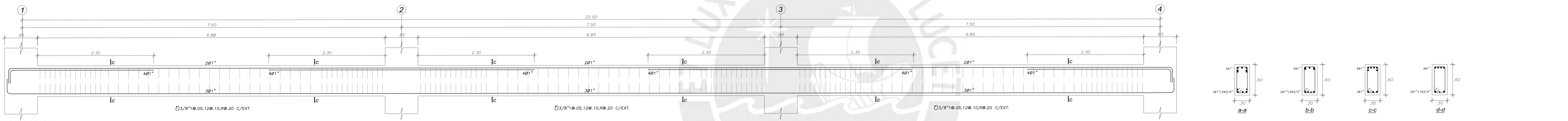
V-202

ESCALA: 1/25



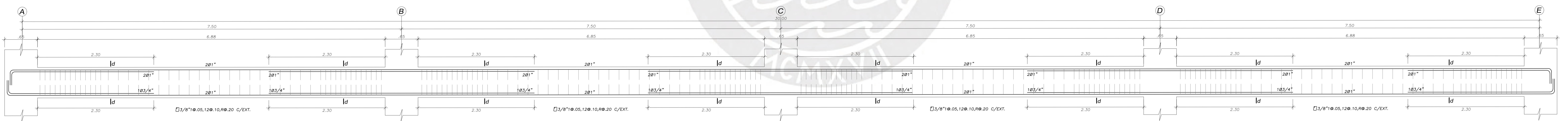
V-203

ESCALA: 1/25



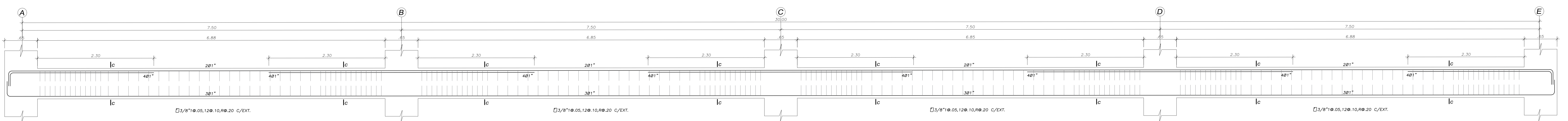
V-301, V-401

ESCALA: 1/25



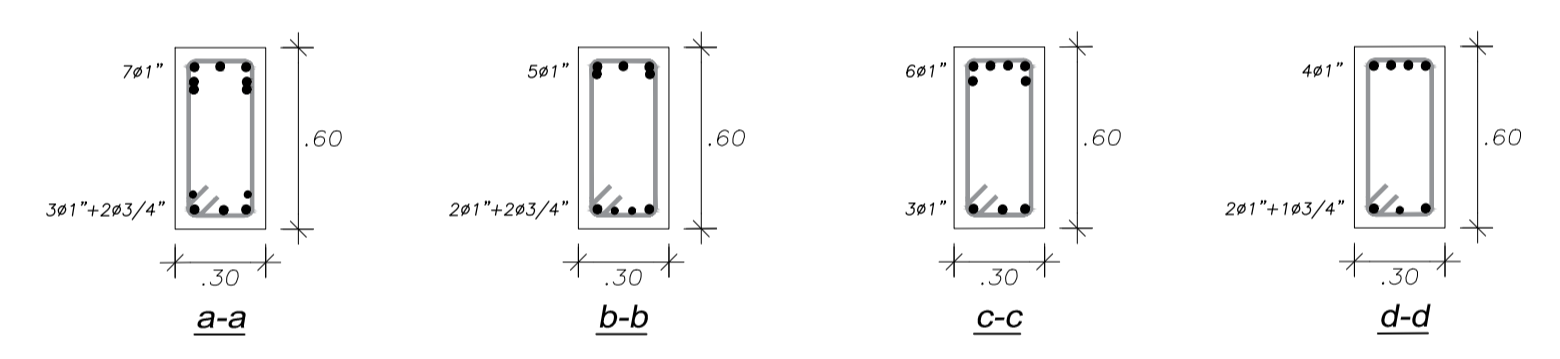
V-302, V-402

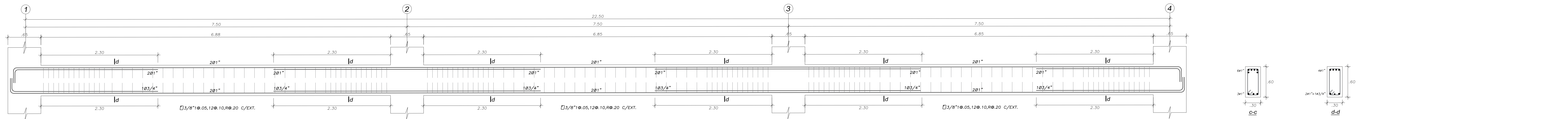
ESCALA: 1/25



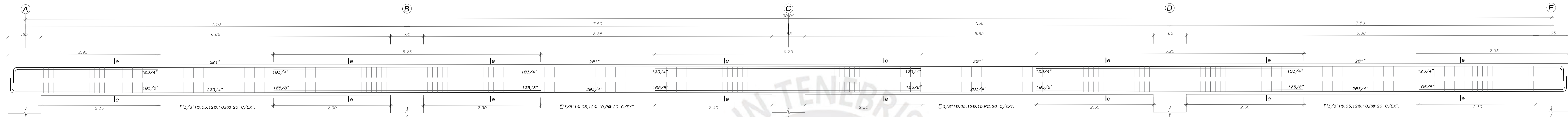
V-303, V-403

ESCALA: 1/25

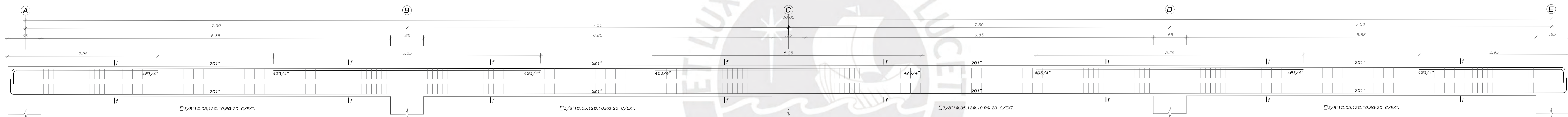




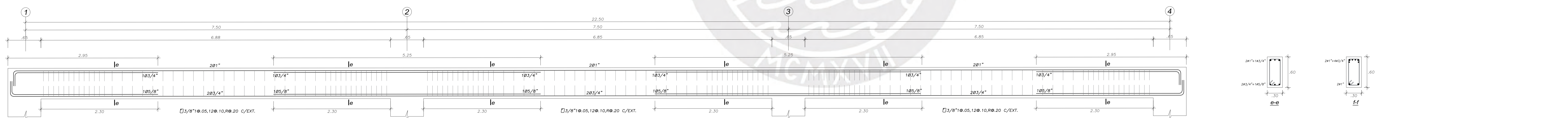
V-404  
ESCALA: 1/25



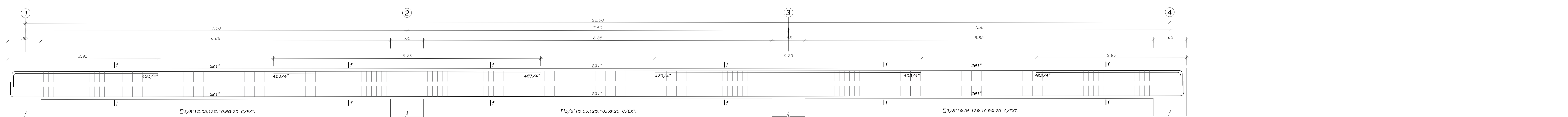
V-501  
ESCALA: 1/25



V-502  
ESCALA: 1/25



V-503  
ESCALA: 1/25



V-504  
ESCALA: 1/25

