

# TSP\_PERALTA\_MARTICORENA\_ DESEMPEÑO\_EDIFICIO\_TEORIC O.pdf

*por* Waldo Gonzalo Peralta Marticorena

---

**Fecha de entrega:** 23-oct-2024 11:02a.m. (UTC-0500)

**Identificador de la entrega:** 2494823758

**Nombre del archivo:** TSP\_PERALTA\_MARTICORENA\_DESEMPEÑO\_EDIFICIO\_TEORICO.pdf (2.69M)

**Total de palabras:** 12562

**Total de caracteres:** 60878

<sup>2</sup>**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO TEÓRICO APORTICADO DE 5 PISOS**

**CON AISLAMIENTO EN LA BASE**

<sup>2</sup>**Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR**

Waldo Gonzalo Peralta Marticorena

**ASESOR:**

<sup>2</sup>**Mg. Juan Antonio Alejo Montalbetti Solari**

**Lima, junio, 2024**

## RESUMEN

El uso de aisladores sísmicos viene siendo incluido con mayor exigencia en <sup>1</sup> el diseño y construcción de edificaciones esenciales en el Perú. Por esto, es importante informarse y estudiar sobre <sup>16</sup> el proceso de diseño y análisis estructural de las edificaciones con aislamiento <sup>34</sup> sísmico en la base.

Este trabajo busca evaluar el desempeño que tiene una edificación con aislamiento en la base frente a una edificación aporticada de base fija.

El edificio teórico elegido es <sup>2</sup> aporticado de concreto armado de cinco pisos, diseñado para lograr una deriva permisible dentro del valor máximo <sup>3</sup> que establece la Norma Técnica de Edificación E.030 (2018). Se añadió una base de aislamiento a la edificación, cuyo modelo computacional fue evaluado según el <sup>2</sup> análisis espectral y el de tiempo historia con incursiones no lineales.

Se amplió la capacidad de cada uno de los elementos estructurales obtenidos del análisis espectral con una sobrerresistencia igual a 2 ( $\Omega = 2$ ), lo cual se considera usualmente para este tipo de estructuras. Posteriormente, este valor en específico fue comparado <sup>2</sup> con la demanda obtenida del análisis tiempo historia, teniendo como base de comportamiento lineal el caso en el que la capacidad es igual o superior a la demanda.

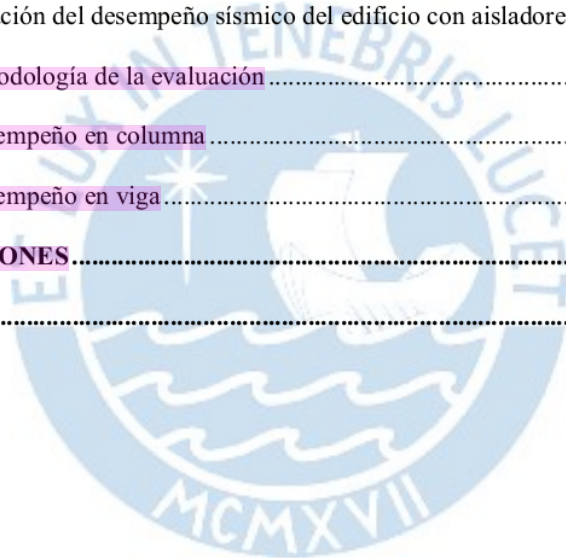
Los resultados de este trabajo muestran que la incorporación del aislamiento en la base del edificio evita que la superestructura incurra en el rango inelástico incluso durante sismos raros, a la vez que reduce de manera importante la deriva de la superestructura así como el daño a la edificación.

<sup>29</sup>  
**Índice general**

<b>Índice general</b> .....	<b>iii</b>
<b>Índice de figuras</b> .....	<b>vi</b>
<b>Índice de tablas</b> .....	<b>vii</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>2. EDIFICIO APORTICADO DE BASE FIJA</b> .....	<b>2</b>
<b>2.1. Descripción del proyecto</b> .....	<b>2</b>
2.1.1. Columnas.....	3
2.1.2. Vigas y losas.....	3
2.2. Características del proyecto.....	4
2.2.1. Normas y documentos de referencia.....	4
2.2.2. Concreto armado.....	4
2.2.3. Acero de refuerzo (ASTM A615 G60).....	4
<sup>2</sup> 2.3. <b>Metrado de cargas</b> .....	<b>4</b>
2.3.1. <b>Metrados de cargas por gravedad</b> .....	<b>4</b>
2.3.1. <b>Metrados de cargas sísmicas</b> .....	<b>6</b>
<sup>11</sup> 2.3.1.1. <b>Carga muerta</b> .....	<b>6</b>
2.3.1.2. <b>Carga viva</b> .....	7
2.3.1.3. <b>Peso sísmico</b> .....	7
2.3.1.4. <b>Cortante sísmica basal</b> .....	7
2.4. <b>Análisis sísmico</b> .....	<b>7</b>
2.4.1. <b>Características del análisis</b> .....	<b>7</b>
2.4.2. <b>Modelado estructural</b> .....	<b>8</b>
2.4.3. <b>Parámetros del sismo según la norma E.030</b> .....	<b>8</b>
2.4.3.1. <b>Peso y masa sísmica</b> .....	<b>8</b>

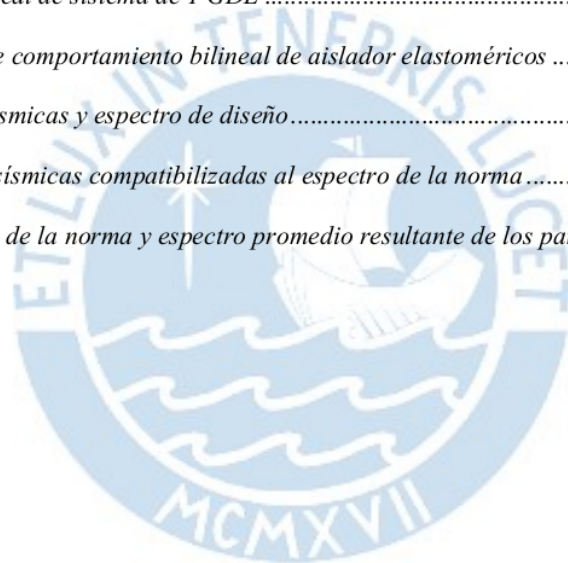
2.4.3.2.	Centro de masa y rigidez.....	9
2.4.3.3.	Zonificación (Z).....	10
2.4.3.4.	Parámetros del suelo (S).....	10
2.4.3.5.	<b>Factor de amplificación sísmica (C)</b> .....	10
2.4.3.6.	<b>Categoría de las edificaciones (U)</b> .....	11
2.4.3.7.	Sistema estructural (R).....	11
2.4.4.	Análisis estático.....	11
2.4.4.1.	Estimación de periodo fundamental.....	12
2.4.4.2.	<b>Fuerza cortante en la base y estimación de la distribución en altura</b> .....	12
2.4.5.	Análisis dinámico.....	13
2.4.5.1.	<b>Modos fundamentales de vibración</b> .....	14
2.4.5.2.	<b>Espectro de la norma E.030</b> .....	15
2.4.5.3.	<b>Verificación de irregularidades en planta y en altura</b> .....	17
2.4.5.4.	Derivas máximas del modelado.....	20
2.4.5.5.	Cortante basal y factor de escala para diseño.....	21
<b>3.</b>	<b>EDIFICIO APORTICADO CON BASE DE AISLAMIENTO SÍSMICO.....</b>	<b>23</b>
3.1.	Modificaciones del sistema estructural del edificio de base fija.....	23
3.1.1.	Columnas.....	23
3.1.2.	Vigas.....	23
3.1.3.	Viga de base de aislamiento.....	23
3.1.4.	Capitel de la base de aislamiento.....	24
3.1.5.	Modelamiento de aisladores.....	24
3.1.6.	<b>Masa sísmica del edificio de base aislada</b> .....	25
3.2.	Modelo de diseño del aislador sísmico.....	25
3.2.1.	Propiedades del modelo de 1 GDL.....	25

3.2.2.	Desplazamiento del modelo de 1 GDL.....	26
3.3.	Cálculo de propiedades lineales del sistema de aisladores.....	27
3.4.	Cálculo de propiedades mecánicas no lineales de aisladores.....	29
3.5.	Análisis no lineal de Tiempo- Historia del modelo estructural.....	31
3.5.1.	Tratamiento de señales sísmicas.....	31
3.5.2.	Deriva máxima de la edificación.....	33
4.	<b>ANÁLISIS COMPARATIVO DEL EFECTO DE LOS AISLADORES.....</b>	<b>36</b>
4.1.	Comparación del análisis espectral.....	36
4.2.	Evaluación del desempeño sísmico del edificio con aisladores.....	36
4.2.1.	Metodología de la evaluación.....	36
4.2.2.	Desempeño en columna.....	38
4.2.3.	Desempeño en viga.....	40
5.	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>43</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>44</b>



**Índice de figuras**

Figura 1 <i>Planta típica de modelo estructural</i> .....	2
Figura 2 <i>Modelo <sup>1</sup> tridimensional del modelo estructural</i> .....	3
Figura 3 <i>Espectro de la <sup>27</sup> Norma E.030 Z4S2</i> .....	17
Figura 4 <i>Derivas inelásticas máximas en la estructura en el eje X (izquierda) e Y (derecha)</i> 21	
Figura 5 <i>Modelo simplificado de aislador en ETABS</i> .....	24
Figura 6 <i>Modelo tridimensional de estructura con base aislada</i> .....	24
Figura 7 <i>Modelo ideal de sistema de 1 GDL</i> .....	26
Figura 8 <i>Modelo de comportamiento bilineal de aislador elastoméricos</i> .....	29
Figura 9 <i>Señales sísmicas y espectro de diseño</i> .....	32
Figura 10 <i>Señales sísmicas compatibilizadas al espectro de la norma</i> .....	33
Figura 11 <i>Espectro de la norma y espectro promedio resultante de los pares de señales</i> .....	33



**22**  
**Índice de tablas**

Tabla 1 <i>Resumen de cargas muertas en la estructura</i> .....	5
Tabla 2 <i>Resumen de cargas vivas en la estructura</i> .....	5
Tabla 3 <i>Masa y peso del modelo estructural</i> .....	6
Tabla 4 <i>Peso sísmico por piso del modelo estructural</i> .....	9
Tabla 5 <i>Centros de masas (CM) y centros de rigidez (CR) por piso de la estructura</i> .....	9
Tabla 6 <i>Distribución de fuerzas en altura</i> .....	13
Tabla 7 <i>Modos fundamentales de vibración del modelo estructural</i> .....	14
Tabla 8 <i>Principales modos de vibración en X</i> .....	15
Tabla 9 <i>Principales modos de vibración en Y</i> .....	15
Tabla 10 <i>Espectro de la Norma E.030 y espectro reducido Z4S2</i> .....	16
Tabla 11 <i>Verificación de rigidez en el eje X de la estructura</i> .....	18
Tabla 12 <i>Verificación de rigidez en el eje Y de la estructura</i> .....	18
Tabla 13 <i>Verificación de torsión en el eje X de la estructura</i> .....	19
Tabla 14 <i>Verificación de torsión en el eje Y de la estructura</i> .....	19
Tabla 15 <i>Derivas inelásticas producto de análisis espectral</i> .....	20
Tabla 16 <i>Escala de cortante basal</i> .....	22
Tabla 17 <i>Masa y peso sísmico de la estructura con base de aislamiento</i> .....	25
Tabla 18 <i>Parámetros lineales de la base de aisladores según el modelo de 1 GDL</i> .....	28
Tabla 19 <i>Valores espectrales según el modelo de 1 GDL</i> .....	28
Tabla 20 <i>Parámetros no lineales de la base de aisladores según el modelo bilineal</i> .....	30
Tabla 21 <i>Parámetros no lineales de cada aislador elastomérico</i> .....	31
Tabla 22 <i>Escalado de pares de señales sísmicas</i> .....	32
Tabla 23 <i>Derivas inelásticas producto de análisis espectral</i> .....	34
Tabla 24 <i>Derivas máximas según análisis no lineal THNL en el eje X</i> .....	34

Tabla 25	<i>Derivas máximas según análisis no lineal THNL en el eje Y</i> .....	35
Tabla 26	<i>Comparación de resultados del análisis elástico espectral</i> .....	36
Tabla 27	<i>Escalado de cortante basal</i> .....	37
Tabla 28	<i>Cortantes basales máximas según análisis no lineal THNL</i> .....	37
Tabla 29	<i>Análisis de desempeño estructural</i> .....	38
Tabla 30	<i>Fuerzas de diseño de la columna B-6 según espectro lineal</i> .....	38
Tabla 31	<i>Demandas sísmicas de la columna B-6 según análisis THNL</i> .....	39
Tabla 32	<i>Resistencia instalada en la columna B-6</i> .....	40
Tabla 33	<i>Fuerzas de diseño de la viga mas esforzada del tercer piso</i> .....	41
Tabla 34	<i>Demanda sísmica de THNL en la viga mas esforzada del tercer piso</i> .....	41
Tabla 35	<i>Resistencia instalada de la viga mas esforzada del tercer piso</i> .....	42



## 1. INTRODUCCIÓN

<sup>35</sup> El presente trabajo tiene como objetivo evaluar y comparar el desempeño estructural de una edificación de concreto armado de base fija frente a una similar con base de aislamiento sísmico, bajo la acción de sismos raros. En este sentido, se modelan las edificaciones con el fin de realizar tanto <sup>13</sup> el análisis espectral como el análisis de tiempo historia, asumiendo en este último el uso de aisladores con propiedades no lineales.

El edificio teórico que se escogió es <sup>2</sup> aporticado, de concreto armado, de cinco pisos, y ha sido diseñado para lograr una deriva permisible dentro del valor máximo de siete por mil que establece <sup>1</sup> la Norma Técnica de Edificación E.030 (SENCICO, 2018).

Se añadió una base de aislamiento a la edificación, cuyo modelo computacional fue evaluado según el <sup>2</sup> análisis espectral y el de tiempo historia con incursiones no lineales.

Se amplió la capacidad de cada uno de los elementos estructurales obtenidos del análisis espectral con una sobrerresistencia igual a 2 ( $\Omega = 2$ ), lo cual se considera usualmente para este tipo de estructuras. Posteriormente, este valor en específico fue comparado <sup>2</sup> con la demanda obtenida del análisis tiempo historia no lineal, teniendo como referencia de comportamiento lineal el caso en el que la capacidad es igual o superior a la demanda.

## 2. EDIFICIO APORTICADO DE BASE FIJA

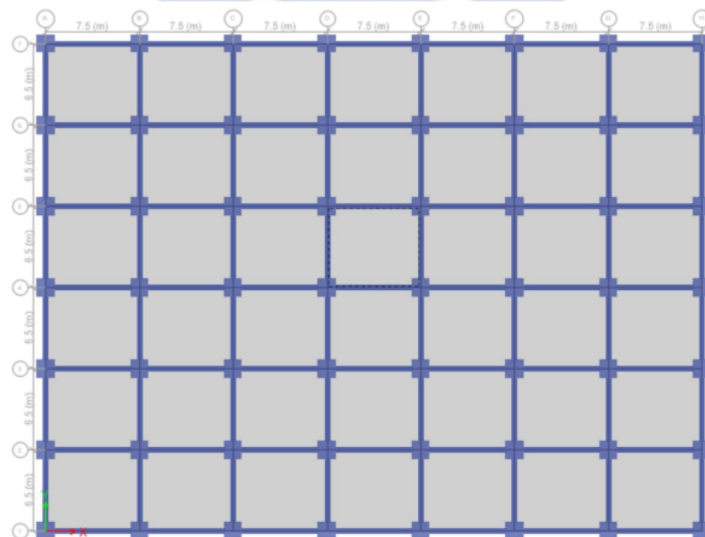
### 2.1. Descripción del proyecto

El edificio aporticado teórico consiste en un edificio de oficinas ubicado en la ciudad de Trujillo (sobre un suelo clasificado como S2). Tiene cinco pisos con una altura de 4.00 metros en el primer entrepiso, y una altura típica de 3.80 metros para los demás, resultando en una altura total de 19.20m. Además, la longitud de la edificación en el eje X es igual a 52.5 m. y, en el eje Y es igual a 39 m., con un área construida total de 2047.5 metros cuadrados por piso. Debido a la naturaleza teórica de esta edificación el área por planta construida representa un valor fuera de lo común.

Se toma en cuenta que el edificio aporticado mantendrá la separación entre los ejes propuestos en los que se ubicaran las columnas de manera que resulte ser simétrico. Respecto a la resistencia del concreto armado se tiene un  $f'c$  igual a 280 kg/cm<sup>2</sup>. La vista de la planta típica es mostrada en la Figura 1.

**Figura 1**

*Planta típica de modelo estructural*



Las consideraciones para el dimensionamiento de los elementos estructurales fueron:

### 2.1.1. Columnas

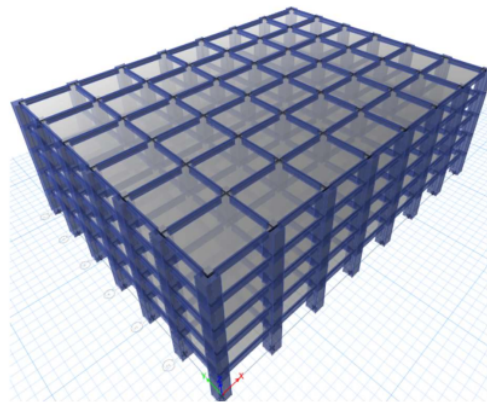
Se asignaron dimensiones simétricas en ambos sentidos con la finalidad de que la edificación no exceda las derivas máximas permisibles de 7 por mil que establece la Norma Técnica de Edificaciones E.030. Tras un proceso iterativo, y considerando que el área en planta y total de la edificación representa un valor realmente alto, el dimensionamiento que cumplió con este requisito fueron las columnas cuadradas de 1.45 metros de lado. Sin embargo, es necesario recalcar el carácter teórico de esta edificación, ya que este valor no es convencional en edificaciones reales, salvo en construcciones de mayor elevación, y con una cantidad mucho mayor de pisos.

### 2.1.2. Vigas y losas

El peralte de las vigas ha sido diseñado dentro del límite de luces <sup>1</sup>entre  $1/10$  y  $1/14$  de la luz libre, y un ancho mínimo igual a la mitad del peralte. Por lo cual se han elegido dimensiones de 30 cm por 60 cm en todos los ejes de la estructura. Por otra parte, se estableció el espesor de las losas macizas, en todos los pisos, de 20 centímetros, resultando en la vista mostrada en la Figura 2.

#### Figura 2

*Modelo tridimensional del modelo estructural*



## 2.2. Características del proyecto

Se tomó en cuenta para el modelado estructural del edificio teórico objeto de estudio de este trabajo la normatividad peruana que regula y establece parámetros, valores de diseño y referencias para los procedimientos de análisis, así como las propiedades de los materiales utilizados.

### 2.2.1. Normas y documentos de referencia

Para el análisis y diseño de los elementos que compondrá la estructura de la edificación, se utilizaron los siguientes documentos:

- i. RNE – Norma Técnica Peruana E.020 “Cargas” (SENCICO, 2006)
- ii. RNE – Norma Técnica Peruana E.030 “Diseño Sismorresistente” (SENCICO, 2018)
- iii. RNE – Norma Técnica Peruana E.031 “Aislamiento Sísmico” (SENCICO, 2019)
- iv. RNE – Norma Técnica Peruana E.060 “Concreto Armado” (SENCICO, 2009)

### 2.2.2. Concreto armado

Resistencia nominal a la compresión:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad:  $E_c = 15\,000\sqrt{f'_c} = 2.51 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$

### 2.2.3. Acero de refuerzo (ASTM A615 G60)

Resistencia nominal a la fluencia:  $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad:  $E_c = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

## 2.3. Metrado de cargas

Se estimará el metrado de las cargas involucradas en la edificación en dos partes, estos son: metrados de cargas de gravedad y estimación de cargas sísmicas de la edificación.

### 2.3.1. Metrados de cargas por gravedad

Cargas de peso muerto asignadas:

- El peso propio de las losas de 480 kg/m<sup>2</sup>
- <sup>2</sup> **Peso de tabiquería en las losas** de 150 kg/m<sup>2</sup>
- **Peso** del piso terminado de 100 kg/cm<sup>2</sup>

Respecto a las sobrecargas (carga viva) se considera en pisos típicos el valor de 250 kg/cm<sup>2</sup>, en tanto que la carga correspondiente a la azotea es de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

El resumen de estas cargas es mostrado <sup>40</sup> en las Tablas 1 y 2.

**Tabla 1**

*Resumen de cargas muertas en la estructura*

<b>Peso propio de losa (tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Piso terminado (tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso de tabiquería (tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Total de carga muerta en piso típico (tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Total de carga muerta en azotea (tonf/m<sup>2</sup>)</b>
0.48	0.10	0.15	0.73	0.58

**Tabla 2**

*Resumen de cargas vivas en la estructura*

<b>Carga viva en piso típico (tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga viva en azotea (tonf/m<sup>2</sup>)</b>
0.25	0.10

El cálculo de los pesos en cada uno de los entrepisos se ha extraído posteriormente del <sup>47</sup> **modelado de la estructura en el programa ETABS**. Y, se obtuvieron ratios de peso sobre área mayores en el primer piso, seguido por los pisos desde el segundo hasta el cuarto, y por último la azotea con una carga menor debido a las condiciones planteadas anteriormente, lo <sup>1</sup> **cual se muestra en la Tabla 3**.

**Tabla 3**

Masa y peso del modelo estructural

Piso	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Peso (tonf)	Área (m <sup>2</sup> )	Ratio
5	219.70	2155.23	2047.50	1.05
4	284.71	2793.00	2047.50	1.36
3	284.71	2793.00	2047.50	1.36
2	284.71	2793.00	2047.50	1.36
1	287.54	2820.75	2047.50	1.38
<b>Peso total</b>		13,354.98		

### 2.3.1. Metrados de cargas sísmicas

Según el artículo 28 de la Norma E.030 (2018) el peso en edificaciones comunes (tipo C) se estima como un 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva. En este sentido, el peso sísmico obtenido en el programa de ETABS es igual a 13,354.98 toneladas. Sin embargo, se verificará este valor de manera manual para posteriormente estimar el cortante basal producto de un análisis lineal de la estructura.

#### 2.3.1.1. Carga muerta

- Longitud total de viga en cada piso:  $52.5 \times 6 + 39 \times 7 = 588m$
- Peso total de las vigas:  $588m \times 0,3m \times 0,6m \times 5 \text{ pisos} \times 2,4 \frac{ton}{m^3} = 1270.08 \text{ ton}$
- Longitud de columna total:  $42 \times ((3,8 - 0,8) \times 4 + (4 - 0,8)) = 638.04 \text{ m}$
- Peso total de columnas:  $638.04 \times 1,45^2 \times 2,40 \frac{ton}{m^3} = 3221.36 \text{ ton}$
- Peso de loza maciza:  $4 \text{ pisos} \times 0,73 \frac{ton}{m^2} \times 2047.50m^2$

$$+1 \text{ piso} \times 0,58 \frac{ton}{m^2} \times 2047.50m^2 = 7166.25 \text{ ton}$$

### 2.3.1.2. Carga viva

- Sobrecargas en piso típico:  $4 \text{ pisos} \times 0,25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2047,50 \text{m}^2 = 2047,50 \text{ ton}$
- Sobrecargas en azotea:  $1 \text{ piso} \times 0,10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2047,50 \text{m}^2 = 511,88 \text{ ton}$

### 2.3.1.3. Peso sísmico

- Peso sísmico total:  $100\%(1270,08 + 3221,36 + 7166,25) + 25\%(2047,5 + 511,88) =$   
 $= 13,535.00 \text{ ton}$

### 2.3.1.4. Cortante sísmica basal

- Coeficiente de cortante basal (ZUCS/R, calculado en la sección 2.4.4.2.): 0.1476
- Cortante sísmica:  $\text{Peso} \times \text{coeficiente} = 1998.53 \text{ ton}$

Este valor de cortante sísmica es la reacción sísmico espectral en la base de la edificación.

## 2.4. Análisis sísmico

### 2.4.1. Características del análisis

El análisis sísmico de una edificación se usa para ver el comportamiento de la estructura y calcular la demanda de solicitaciones en la estructura tales como momentos flectores, fuerzas axiales, y fuerzas cortantes en cada uno de los elementos que forma parte de la estructura sismorresistente. Esta demanda está sujeta a condiciones presentadas por la zonificación y sitio geográfico, y por otro lado por las características propias de la edificación (Benavente Viacava & Traverso Tacuri, 2013).

En este sentido, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) propone factores que condicionan las solicitaciones sísmicas de la estructura. Según se explica en el artículo 27, se realizarán dos tipos de análisis, uno estático y otro dinámico espectral para verificar si la edificación cumple con las condiciones de derivas máximas permisibles. Y, adicionalmente, se utilizará, a manera de verificación, el análisis de tiempo historia para evaluar el desempeño de la estructura frente a un sismo frecuente.

#### 2.4.2. Modelado estructural

<sup>10</sup> El modelado de la estructura se realizó en el software de diseño estructural ETABS. El modelo se caracterizó por ser un modelo tridimensional, <sup>5</sup> en el cual se crearon las propiedades de los materiales, los elementos estructurales, la asignación de cargas de gravedad y cargas sísmicas.

<sup>1</sup> Cada uno de los tres elementos que conforman la estructura sismorresistente (losas macizas, columnas, y vigas) han sido modelados en el programa. Las losas macizas fueron diseñadas como *Shell Thin* de un espesor de 20 centímetros con la finalidad de tener un comportamiento más acorde a la realidad.

<sup>21</sup> Los elementos de columnas y vigas fueron diseñados como elementos tipo *Frame*. Y, respecto a las vigas las consideraciones pertinentes a los nudos de unión viga-columna se consideraron como brazos rígidos, ya que estas son zonas que exigen una mayor resistencia (Lucen Gómez & Samokic Quiquia, 2018).

#### 2.4.3. Parámetros del sismo según la norma E.030

<sup>3</sup> A continuación, se muestran los parámetros exigidos por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, así como los valores que se requieren para determinar parte de estos parámetros los cuales fueron obtenidos del modelo estructural de ETABS.

##### 2.4.3.1. Peso y masa sísmica

Para obtener el valor de la cortante basal es necesario obtener la masa sísmica por piso y total que resulta del modelo estructural en ETABS, <sup>33</sup> lo cual se muestra en la Tabla 4. Donde, se puede observar que el valor obtenido es un tiene una variación del 1.33% respecto del peso obtenido en la sección 2.3.1.3. **Peso sísmico**, lo que se traduce como un adecuado modelamiento estructural.

**Tabla 4**

*Peso sísmico por piso del modelo estructural*

Piso	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Peso (tonf)
5	219.70	2155.23
4	284.71	2793.00
3	284.71	2793.00
2	284.71	2793.00
1	287.54	2820.75
<b>Peso total</b>		13,354.98

#### 2.4.3.2. <sup>1</sup> Centro de masa y rigidez

La norma explica que <sup>54</sup> es necesario realizar el análisis sísmico de la estructura considerando la excentricidad accidental, la cual se puede explicar desde las variaciones de: las propiedades reales de la estructura, cargas que pueden existir en un entrepiso, y similares que no se pueden predecir en el modelado. Por esto, se contempla una variación del centro de rigidez hasta un +/- 5% respecto al centro de masas. En este caso, ya que se cuenta con una estructura totalmente simétrica, se presenta únicamente la variación de los centros de rigidez a un +5%, ya que el resultado con signo negativo es simétrico a este valor. Estos valores de <sup>1</sup> centro de masa, centro de rigidez, y la excentricidad accidental se muestran en la Tabla 5.

**Tabla 5**

<sup>51</sup> *Centros de masas (CM) y centros de rigidez (CR) por piso de la estructura*

	<sup>19</sup> CM X-X (m)	CM Y-Y (m)	CR X-X (m)	CR Y-Y (m)	CR X-X (EX+) (m)	CR Y-Y (EY+) (m)
Piso 5	26.25	19.5	26.25	19.5	28.88	21.45
Piso 4	26.25	19.5	26.25	19.5	28.88	21.45
Piso 3	26.25	19.5	26.25	19.5	28.88	21.45
Piso 2	26.25	19.5	26.25	19.5	28.88	21.45
Piso 1	26.25	19.5	26.25	19.5	28.88	21.45

#### 2.4.3.3. Zonificación (Z)

Según se especifica en la Norma E.030 (2018), el factor “Z” caracteriza a cada una de las 4 zonas de peligrosidad sísmica en el Perú. Este factor representa la máxima aceleración esperada en un espacio geográfico predeterminado según la norma con una probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de tiempo igual a 50 años. La zona en la que se ubica el proyecto es la zona 4, con un factor Z igual a 0.45.

#### 2.4.3.4. Parámetros del suelo (S)

En el Artículo 2.4 en la Norma E.030 (2018), referente a las características y condiciones geotécnicas, el suelo es clasificado acorde a las propiedades geomecánicas respecto al suelo en que se cimenta la edificación objetivo, el conjunto de propiedades analizadas según la norma son también: perfil estratigráfico, espesor de estrato, periodo fundamental vibratorio del estrato, y velocidad de propagación de ondas de corte en el suelo. Según las condiciones planteadas en el presente estudio, se predeterminó, que el perfil de suelo en esta zona es de tipo S2, el parámetro TP y TL asociado con este tipo de suelo es de 0.6s y 2.0s respectivamente y el factor de amplificación del suelo se considera S2=1.05.

#### 2.4.3.5. Factor de amplificación sísmica (C)

Del Artículo 2.5 de la Norma E.030 (2018), de acuerdo con las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica(C) por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 C &= 2.5 && ; T \leq TP \\
 C &= 2.5 (TP/T) && ; TP < T \leq TL \\
 C &= 2.5 (TP \cdot TL/T^2) && ; T > TL
 \end{aligned}$$

Como se explica en los siguientes capítulos, el valor estimado del periodo es: T igual a 0.549s

En tanto que los periodos obtenidos del análisis de los modos de vibración del modelo computacional son: Tx-x igual a 0.582s, y Ty-y igual a 0.586s.

Por lo tanto, en todos estos casos el valor de Cx-x y Cy-y será igual a 2.5

#### 2.4.3.6. Categoría de las edificaciones (U)

<sup>1</sup> En el Artículo 3.1 de la Norma E.030 (2018), <sup>3</sup> cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con la categoría de uso de la edificación, como esta edificación es común, la norma establece un factor de importancia U igual a 1.0, el cual se usara en los análisis.

#### 2.4.3.7. Sistema estructural (R)

Los sistemas estructurales son categorizados con base en <sup>28</sup> los materiales empleados y en el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. Esta clasificación determina el factor de reducción de la fuerza sísmica, denotado como Ro.

Para el análisis sismorresistente de edificaciones, la evaluación de la regularidad tanto en altura como en planta es importante, conforme a los parámetros establecidos en las normas técnicas <sup>38</sup> E.030 Diseño Sismorresistente (2018) y E.060 Concreto Armado (2009). Si la estructura presenta irregularidades, <sup>17</sup> los coeficientes básicos de reducción de fuerzas sísmicas (Ia e Ip) deben ajustarse en consecuencia. En casos donde la edificación sea regular en las direcciones principales de análisis, los factores de irregularidad adoptarán un valor unitario, es decir, Ia=1; e Ip=1.

En el análisis de la estructura a lo largo de <sup>30</sup> las direcciones X-X e Y-Y, se observa que <sup>1</sup> la totalidad de la resistencia y rigidez es proporcionada por pórticos estructurales de concreto armado. Este sistema estructural específico se traduce en un factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R_{ox}=R_{oy}= 8.00$ . La regularidad observada en la estructura tanto en su elevación como en su altura confirma la homogeneidad y consistencia de su diseño estructural. Por lo tanto, se asumirá:

$$R= R_{x-x}= R_{y-y}= 8 \times 1 \times 1 = 8$$

#### <sup>1</sup> 2.4.4. Análisis estático

El análisis estático es un método de la norma que asume una distribución de las fuerzas sísmicas en cada uno de los centros de masa <sup>2</sup> de cada nivel en una edificación.

#### 2.4.4.1. Estimación de periodo fundamental

Según hace mención <sup>3</sup> la norma E.030 en el artículo 28.4, se puede estimar el periodo según la expresión:

$$T = \frac{h_n}{Ct} \quad (2.1)$$

Donde:

<sup>3</sup> Hn: Es la altura total de la edificación, en este caso es igual 19.20 metros.

<sup>2</sup> Ct= 35 para edificios compuestos por pórticos de concreto armado

Reemplazando estos valores en la expresión, se obtiene:

$$T = \frac{19.20}{35} = 0.549s$$

#### 2.4.4.2. <sup>17</sup> Fuerza cortante en la base y estimación de la distribución en altura

Se obtuvo del modelo estructural como parte del <sup>1</sup> análisis de los modos de vibración los periodos en los ejes X e Y, siendo el periodo Tx-x igual a 0.582 s; y, el periodo Ty-e igual a 0.586 s. Además, se toma en cuenta los parámetros de la norma determinados para el edificio estudiado que son: Z=0.45; U=1; S=1.05; C=2.5; y, R= 8. Asumiendo el peso obtenido del modelo computacional, igual a 13354.98 ton, se obtienen las cortantes en X e Y, la norma E.030 permite estimar el cortante según la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (2.2)$$

Siendo los cortantes en cada eje:

$$V_{x-x} = V_{y-y} = \frac{0,45 \cdot 1,00 \cdot 2,5 \cdot 1,05}{8} xP$$

$$V_{x-x} = V_{y-y} = 0.1476xP \text{ ton}$$

$$V_{x-x} = V_{y-y} = 0.1476x13,354.98 \text{ ton}$$

$$V_{x-x} = V_{y-y} = 1,998.53 \text{ ton}$$

En ambos casos se verifica que  $C/R$  es mayor o igual a 0.11 como lo menciona el artículo 28.2.2. de la norma E.030. Siendo este valor igual a:  $2.5/8=0.3125 > 0.11$ . Según se menciona en el artículo 28.3. de la norma E.030, es posible estimar la distribución en altura de esta cortante, para lo cual se utilizan las siguientes expresiones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (2.3)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k} \quad (2.4)$$

Donde:  $n$ , representa el número de pisos de la estructura, y  $k$  se estima según indica la norma en el mismo artículo para periodo mayores a 0.5

$$K = 0,75 + 0,5T \leq 2,0 \quad (2.5)$$

Donde  $T$  representa el modo de vibración en el eje de análisis.

De esta manera, <sup>1</sup> se muestra en la Tabla 6 la distribución de fuerzas.

**Tabla 6**

*Distribución de fuerzas en altura*

<b>T<sub>x-x</sub> (s)</b>	0.582	<b>k<sub>x</sub></b>	1.041						
<b>T<sub>y-y</sub>(s)</b>	0.586	<b>k<sub>y</sub></b>	1.043						
<b>Piso</b>	<b>Peso (tonf)</b>	<b>H<sub>i</sub> (m)</b>	<b>P<sub>x</sub>H<sub>i</sub><sup>k<sub>x</sub></sup></b>	<b>P<sub>x</sub>H<sub>i</sub><sup>k<sub>y</sub></sup></b>	<b>α<sub>x</sub></b>	<b>α<sub>y</sub></b>	<b>F<sub>xi</sub> (tonf)</b>	<b>F<sub>yi</sub> (tonf)</b>	
Piso 5	2155.2	19.2	46710.0	46986.9	0.3	0.3	561.4	561.8	
Piso 4	2793.0	15.4	48115.0	48378.8	0.3	0.3	578.3	578.5	
Piso 3	2793.0	11.6	35823.8	35999.9	0.2	0.2	430.5	430.5	
Piso 2	2793.0	7.8	23699.6	23797.2	0.1	0.1	284.8	284.5	
Piso 1	2820.8	4.0	11942.9	11976.1	0.1	0.1	143.5	143.2	
		<b>Suma</b>	166291.3	167138.8		<b>Suma</b>	1998.5	1998.5	

#### 2.4.5. Análisis dinámico

La norma menciona dos formas <sup>5</sup> para realizar el análisis dinámico de una estructura, estos son: el análisis dinámico espectral, y el análisis de Tiempo-Historia. Sin embargo, el primero de

estos se realiza de manera necesaria en este tipo <sup>1</sup> de edificaciones de concreto armado de base fija, ya que se busca una estructura que pueda cumplir con las demandas de resistencia y capacidad para no exceder la deriva permisible. Para ello, se somete la estructura <sup>2</sup> a un espectro de aceleraciones correspondiente a un sismo raro (periodo de retorno igual a 475 años) el cual varía según el periodo de la estructura.

#### 2.4.5.1. Modos fundamentales de vibración <sup>14</sup>

Los modos de vibración de una estructura están relacionados a la cantidad de diafragmas, correspondientes a uno por piso, y los grados de libertad de cada uno de estos, siendo que para la estructura analizada se analizan tres grados de libertad por diafragma. Por esto, se tiene que la estructura modelada presenta 15 modos, todos estos son mostrados en la Tabla 7.

**Tabla 7**

*Modos fundamentales de vibración del modelo estructural*

<sup>2</sup> Modo	Periodo segundos	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0.586	0.000	0.655	0.000	0.655
2	0.582	0.720	0.000	0.720	0.655
3	0.501	0.000	0.127	0.720	0.782
4	0.134	0.000	0.139	0.720	<b>0.921</b>
5	0.131	0.178	0.000	0.898	0.921
6	0.116	0.000	0.036	0.898	0.957
7	0.055	0.000	0.021	0.898	0.979
8	0.053	0.066	0.000	<b>0.964</b>	0.979
9	0.047	0.000	0.006	0.964	0.985
10	0.031	0.000	0.009	0.964	0.994
11	0.03	0.028	0.000	0.992	0.994
12	0.027	0.000	0.003	0.992	0.997
13	0.022	0.000	0.003	0.992	0.999
14	0.021	0.008	0.000	1.000	0.999
15	0.019	0.000	0.001	1.000	1.000

Según se menciona en el artículo 29.1.2 de la Norma E.030 (2018), tal como se muestra en las Tablas 8 y 9, es necesario comprobar que para cada una de las direcciones los 3 modos principales deben de sumar al menos el 90% de participación de sus masas efectivas respecto a la masa total.

**Tabla 8**

Principales modos de vibración en X

Modo	Periodo (s)	Masa participativa (%)
2	0.582	0.7198
5	0.131	0.1779
8	0.053	0.0663
<b>Total</b>		<b>0.964</b>

**Tabla 9**

Principales modos de vibración en Y

Modo	Periodo (s)	Masa participativa (%)
1	0.586	0.655
3	0.501	0.127
4	0.134	0.139
<b>Total</b>		<b>0.921</b>

#### 2.4.5.2. Espectro de la norma E.030

La simulación de la respuesta espectral de la edificación se realizó en el programa de ETABS creando un espectro, tal como lo exige la norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), al cual se someterá el modelo para poder estimar las derivas máximas de la estructura. Si bien es cierto el software cuenta con opciones para poder cargar el espectro de manera directa con

las funciones que el programa ofrece, para el presente trabajo se ha cargado el espectro construido de manera manual, según lo recomienda la norma.

Este espectro cargado corresponde al producto de los factores  $Z=0.45$ ,  $U=1.00$ ,  $S=1.05$ , y las variaciones según el periodo de C dentro de los rangos  $T_p=0.6s$ , y  $T_l=2,00s$ . En ese sentido, se construyó el espectro de la Tabla 10, y, además, se muestra el escalado en ambos ejes con un valor de R igual a 8. Posteriormente, el espectro de T(s) vs ZUCS y T(s) vs ZUCS/R es mostrado en la Figura 3.

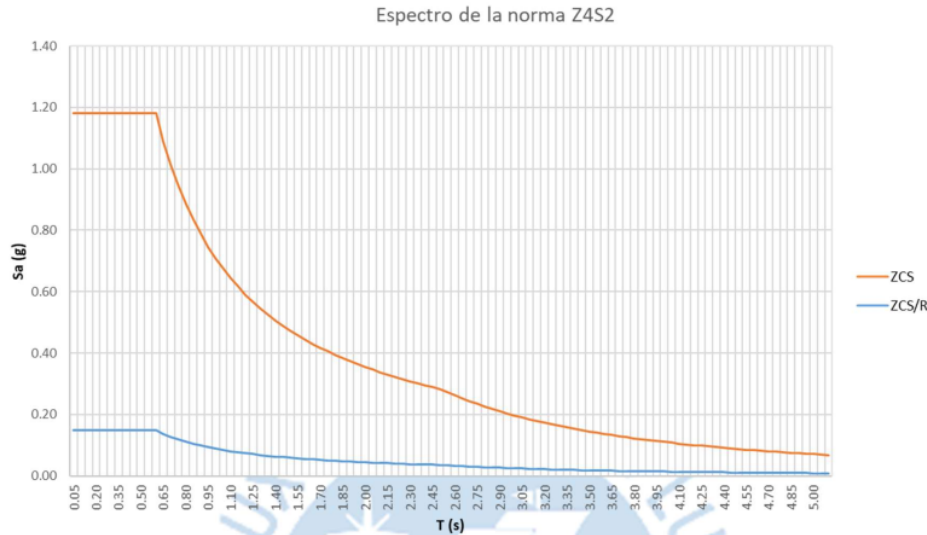
**Tabla 10**

*Espectro de la Norma E.030 y espectro reducido Z4S2*

T (s)	ZUCS (g)	ZUCS/R (g)	T (s)	ZUCS (g)	ZUCS/R (g)
0.05	1.18	0.148	<b>1.05</b>	0.68	0.084
0.10	1.18	0.148	<b>1.10</b>	0.64	0.081
0.15	1.18	0.148	<b>1.15</b>	0.62	0.077
0.20	1.18	0.148	<b>1.20</b>	0.59	0.074
0.25	1.18	0.148	<b>1.25</b>	0.57	0.071
0.30	1.18	0.148	<b>1.30</b>	0.55	0.068
0.35	1.18	0.148	<b>1.35</b>	0.53	0.066
0.40	1.18	0.148	<b>1.40</b>	0.51	0.063
0.45	1.18	0.148	<b>1.45</b>	0.49	0.061
0.50	1.18	0.148	<b>1.50</b>	0.47	0.059
0.55	1.18	0.148	<b>1.55</b>	0.46	0.057
0.60	1.18	0.148	<b>1.60</b>	0.44	0.055
0.65	1.09	0.136	<b>1.65</b>	0.43	0.054
0.70	1.01	0.127	<b>1.70</b>	0.42	0.052
0.75	0.95	0.118	<b>1.75</b>	0.41	0.051
0.80	0.89	0.111	<b>1.80</b>	0.39	0.049
0.85	0.83	0.104	<b>1.85</b>	0.38	0.048
0.90	0.79	0.098	<b>1.90</b>	0.37	0.047
0.95	0.75	0.093	<b>1.95</b>	0.36	0.045
1.00	0.71	0.089	<b>2.00</b>	0.35	0.044

**Figura 3**

*Espectro de la Norma E.030 Z4S2*



#### 2.4.5.3. Verificación de irregularidades en planta y en altura

La estructura estudiada, en principio, fue asumida como regular según lo indica el Artículo 19.2 de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente (2018). Sin embargo, esto debe ser comprobado según los factores de irregularidad que la norma exige. En este sentido, se verificarán las irregularidades por rigidez y por torsión, ya que los otros factores no aplican en esta edificación al tratarse de una estructura simétrica rectangular.

##### **Irregularidad debido a la rigidez**

El factor que corrige el valor de  $R_o$  debido a la irregularidad por rigidez se asigna en dos casos. El primero, cuando los valores promedio de un piso inferior tiene un valor entre el 70% al 80% del promedio de los 3 pisos inmediatamente superiores. El segundo, cuando la resistencia de un entrepiso es menor al 80% del entrepiso inmediato superior. Ambos casos, se analizan en las Tablas 11 y 12, mostradas a continuación:

**Tabla 11***Verificación de rigidez en el eje X de la estructura*

Piso	Despl. inelástico (cm)	Despl. por piso (cm)	Cortante por piso (tonf)	Rigidez X-X (tonf/m)	K relativo (tonf/m)	Factor de piso blando
5	2.15	0.36	636.32	177 544.26	177 544.26	
4	2.16	0.36	1 199.92	333 547.41	156 003.15	
3	1.99	0.33	1 580.62	477 591.41	321 588.26	
2	1.52	0.25	1 818.29	718 171.77	396 583.52	1.82
1	0.67	0.11	1 923.30	1 714 655.44	1 318 071.92	4.52

Como se observa, la tabla que verifica la existencia de piso blando en el eje X-X demuestra que no existe factor alguno menor a 0.80. Por lo que se puede verificar que el valor de la irregularidad en altura en el eje X será igual a 1 ( $I_{ax}=1.00$ ).

**Tabla 12***Verificación de rigidez en el eje Y de la estructura*

Piso	Despl. inelástico (cm)	Despl. por piso (cm)	Cortante por piso (tonf)	Rigidez Y-Y (tonf/m)	K relativo (tonf/m)	Factor de piso blando
5	2.29	0.38	606.12	159 138.40	159 138.40	
4	2.31	0.38	1 145.06	297 867.50	138 729.09	
3	2.14	0.36	1 510.03	424 283.85	285 554.76	
2	1.64	0.27	1 737.91	634 321.45	348 766.69	1.79
1	0.73	0.12	1 838.62	1 505 039.87	1 156 273.18	4.49

Por otro lado, la tabla que verifica la existencia de piso blando en el eje Y-Y demuestra que no existe factor alguno menor a 0.80. Por lo que se puede verificar que el valor de la irregularidad en altura en el eje Y, será igual a 1 ( $I_{ay}=1.00$ ).

### Irregularidad torsional

El factor que corrige el valor de  $R_o$  debido a la torsión en planta se basa en el ratio obtenido de la división entre el desplazamiento máximo versus el desplazamiento promedio en un mismo entrepiso. Según se expresa en la Tabla N° 9 de <sup>32</sup> la Norma E.030, la irregularidad torsional existirá si el valor del ratio es superior a 1.30. Lo cual se verificará en el modelo en los sismos definidos según el espectro asignado en los ejes X e Y, lo cual se muestra a continuación, en las Tablas 13 y 14.

**Tabla 13**

*Verificación de torsión en el eje X de la estructura*

Piso	Desp máx. elástico (cm)	Des. Max relativo (cm)	Desp prom. elástico (cm)	Desp. prom. relativo (cm)	Ratio
5	1.61	0.41	1.45	0.37	1.098
4	1.20	0.41	1.08	0.37	1.100
3	0.79	0.38	0.71	0.34	1.101
2	0.41	0.29	0.37	0.26	1.103
1	0.12	0.12	0.11	0.11	1.107

**Tabla 14**

*Verificación de torsión en el eje Y de la estructura*

Piso	Desp máx. elástico (cm)	Des. Max relativo (cm)	Desp prom. elástico (cm)	Desp. prom. relativo (cm)	Ratio
5	1.72	0.43	1.49	0.38	1.152
4	1.29	0.44	1.12	0.38	1.152
3	0.85	0.41	0.74	0.35	1.155
2	0.44	0.31	0.38	0.27	1.156
1	0.13	0.13	0.11	0.11	1.156

Se verifica que para ambos casos no existen factores superiores a 1.30. Por lo que, se verifica que no existe irregularidad en planta, por lo que el valor de corrección por irregularidad en planta será igual a 1 ( $I_p=1.00$ ).

Una vez demostrado que no existen factores que corrijen los valores de R en ninguno de los ejes analizados, se verifica que la estructura es una estructura regular. ( $I_a = I_p = 1.00$ )

#### 2.4.5.4. Derivas máximas del modelado

La norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) menciona en el artículo 31 como estimar el máximo desplazamiento lateral al multiplicar los resultados obtenidos del análisis elástico-lineal de la estructura sometida al espectro. Sin embargo, se especifica que el factor de multiplicación depende de la regularidad de la estructura, la cual según la sección 2.4.5.3 se determinó que se trata de una estructura regular, por lo que se usara un factor igual a 0.75 veces R, resultando para ambos sentidos un valor de R igual a 6 (0.75 multiplicado por 8). Luego, de obtener estos parámetros del modelo estructural realizado, como se muestra en la Tabla 15, se obtiene que la deriva máxima en X es igual a 5.68 por mil, en tanto que la deriva en el eje Y es igual a 6.07 por mil. De esta manera se puede verificar que el dimensionamiento de los elementos sismorresistente es aceptable ya que cumple con no exceder el límite de derivas de entrepiso propuestos en el artículo 32, de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente (2018).

**Tabla 15**

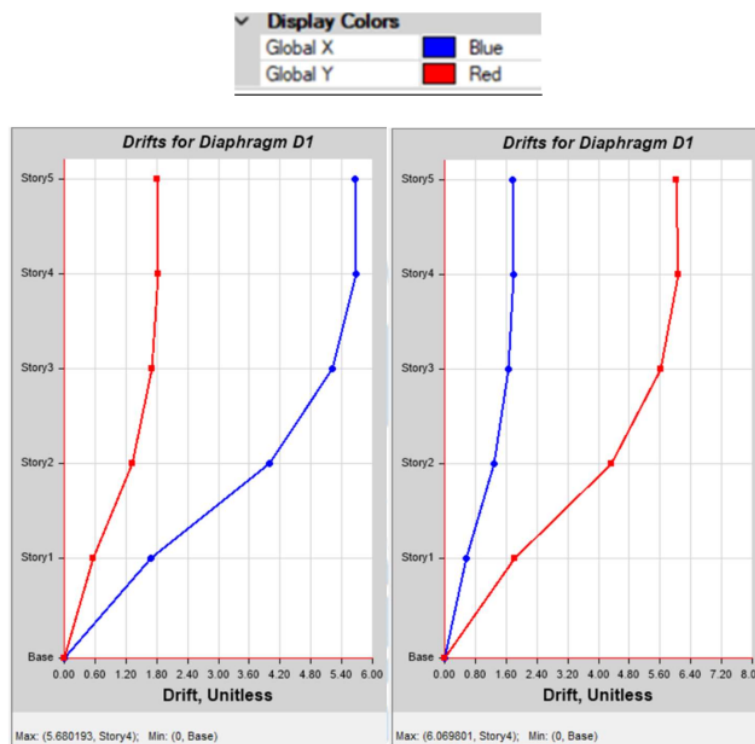
*Derivas inelásticas producto de análisis espectral*

	DERIVA EN X-X				DERIVA EN Y-Y		
	Altura de entrepiso (cm)	Máximo desp. inel. (cm)	Desp. relativo (cm)	Deriva máxima (1/1000)	Máximo desp. inel. (cm)	Desp. relativo (cm)	Deriva Máxima (1/1000)
Piso 5	380	8.49	2.15	5.66	9.10	2.29	6.01
Piso 4	380	6.34	2.16	5.68	6.82	2.31	6.07
Piso 3	380	4.18	1.99	5.23	4.51	2.14	5.62
Piso 2	380	2.19	1.52	4.00	2.38	1.64	4.33
Piso 1	400	0.67	0.67	1.68	0.73	0.73	1.83

Los valores de derivas máximas de la estructura <sup>44</sup> se muestran de manera gráfica a en la Figura 4.

#### Figura 4

Derivas inelásticas máximas en la estructura en el eje X (izquierda) e Y (derecha)



#### 2.4.5.5. Cortante basal y factor de escala para diseño

El Artículo 29 respecto al <sup>1</sup> Análisis Dinámico Modal Espectral propuesto en la norma E.030 (2018), especifica en el acápite 29.4.1 que el cortante basal actuante en la edificación puede escalarse desde un 80% a más del valor calculado según la expresión mostrada en la sección <sup>2</sup> 2.4.4.2. Fuerza cortante en la base del presente trabajo, siempre en cuando el valor escalado sea mayor al cortante dinámico, de lo contrario el factor de escala será 1. En este caso, el factor que se obtuvo en cada eje es mostrado en la Tabla 16.

**Tabla 16***Escala de cortante basal*

	<b>Cortante estático (tonf)</b>	<b>Cortante dinámico (tonf)</b>	<b>Porcentaje de escala</b>	<b>Cortante de diseño (tonf)</b>	<b>Factor de escala de diseño</b>
X-X	1998.52	1922.64	80%	1598.82	1.00
Y-Y	1998.52	1837.99		1598.82	1.00

Este factor es utilizado para escalar el sismo, el mismo que será usado en <sup>3</sup> las combinaciones de diseño que contempla la Norma E.060 Concreto Armado (2009).



### 3. EDIFICIO APORTICADO CON BASE DE AISLAMIENTO SÍSMICO

#### 3.1. Modificaciones <sup>53</sup> del sistema estructural del edificio de base fija

El procedimiento de modificación y dimensionamiento <sup>1</sup> del edificio aporticado de base fija mostrado en la sección 2, detallado a continuación, ha sido producto de un proceso iterativo con el fin de cumplir las exigencias de <sup>1</sup> las derivas permisibles según el Artículo 23 de la Norma E.031 Aislamiento Sísmico (2019).

##### 3.1.1. Columnas

Debido a la implementación de la base de aislamiento, la demanda exigida en las columnas se ha visto reducida. Por lo cual, tras un proceso iterativo se modificaron las dimensiones, y se crearon elementos simétricos en ambos sentidos con la finalidad de que la edificación no exceda las derivas máximas permisibles de 3.5 por mil que establece <sup>1</sup> la Norma Técnica de Edificaciones E.031(2019). En razón a este proceso, se obtuvo finalmente el dimensionamiento que cumplió con este requisito, el cual esta compuesto por columnas cuadradas de 0.85 metros de lado.

##### 3.1.2. Vigas

El dimensionamiento de las vigas permanece inalterado respecto a la edificación con base fija. Por lo cual se han mantenido las dimensiones de 30 cm por 60 cm en todos los ejes de la estructura.

##### 3.1.3. Viga de base de aislamiento

Las vigas de aislamiento se caracterizan por ser elementos rígidos, con capacidades y dimensiones superiores a las vigas que forman parte de los entrepisos superiores. Por lo cual se eligieron dimensiones superiores a estas, resultando en <sup>50</sup> vigas de rigidez de 40 cm por 100 cm, ubicadas en la base de aislamiento.

### 3.1.4. Capitel de la base de aislamiento

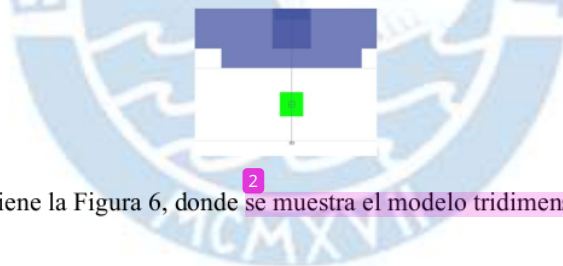
Las dimensiones de los capiteles que unen la base de aislamiento con la platina superior de los aisladores, los cuales son fijados a estos elementos, deben de tener dimensiones superiores a: el peralte de las vigas de rigidez, y, a las dimensiones a la platina de los aisladores (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamani, 2012). De esta manera se proponen capiteles cuadrados de 1.45m. de lado, con una altura de 1.20 m.

### 3.1.5. Modelamiento de aisladores

Se añadió un nivel adicional al modelo estructural en el cual se colocaron los elementos tipo *Link*. Este nivel está ubicado entre el nivel -1.50m y -1.20m (Yucra Ayala, 2018; Hidalgo Tasayco, 2024), y los elementos tipo *Link*, ubicados bajo los capiteles, simulan aisladores de goma (*Rubber Isolator*, según el software ETABS) como se muestra en la Figura 5.

#### Figura 5

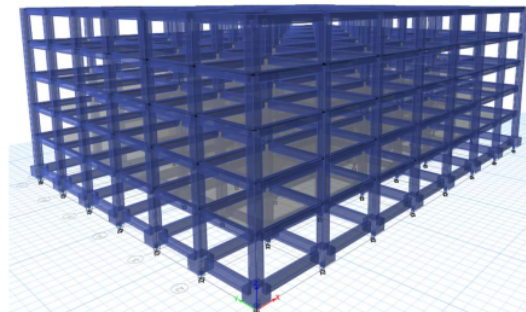
*Modelo simplificado de aislador en ETABS*



De esta manera se tiene la Figura 6, donde se muestra el modelo tridimensional con base aislada:

#### Figura 6

*Modelo tridimensional de estructura con base aislada*



### 3.1.6. Masa sísmica del edificio de base aislada

La masa sísmica de este nuevo modelo modificado, determinada según el software ETABS, corresponde a la definición de la norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Es decir, se toma en cuenta el 100% del peso de la carga muerta más el 25% del peso de la carga viva, cuyos valores se muestran en la Tabla 17.

**Tabla 17**

*Masa y peso sísmico de la estructura con base de aislamiento*

Piso	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Peso (tonf)
5	191.55	1 879.10
4	221.86	2 176.44
3	221.86	2 176.44
2	221.86	2 176.44
1	222.86	2 186.25
Base de aislador	89.95	882.40
Total	1 169.94	11 477.11

Respecto al valor obtenido, se puede observar una variación de 14.06% respecto al valor obtenido en la sección 2.4.3.1. **Peso y masa sísmica** correspondiente al modelo sin base de aislamiento.

## 3.2. Modelo de diseño del aislador sísmico

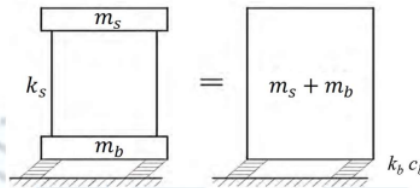
### 3.2.1. Propiedades del modelo de 1 GDL

El modelo en el cual se basa el diseño de las propiedades lineales de los aisladores sísmicos usados en el presente trabajo es un modelo elástico de 1 grado de libertad. Las condiciones que plantea este modelo son: que la rigidez de la superestructura  $k_s$  es infinitamente mayor a la rigidez de la base de aislamiento  $k_b$ . En otras palabras, asume que la superestructura se

comporta como un sólido rígido, cuyo desplazamiento es igual tanto en la base de aislamiento como en la parte superior de este. Además, como su nombre lo expresa, se analiza la estructura asumiendo que tiene un grado de libertad (Del Rosario Gamero, 2018). La representación gráfica del modelo se muestra en la Figura 7, donde:  $m_s$  es la masa de la superestructura,  $m_b$  la masa de la base de aislamiento,  $c_b$  el amortiguamiento de la base de aisladores;  $\gamma$ ,  $\xi_b$  el porcentaje del amortiguamiento de la estructura.

**Figura 7**

*Modelo ideal de sistema de 1 GDL*



Tomado de <sup>1</sup> *Apuntes del curso Sistemas modernos de protección sísmica de Edificios, 2016.* (Muñoz, 2016)

Respecto a este modelo de 1 GDL, se presentan las expresiones necesarias para estimar <sup>1</sup> el periodo del edificio ( $T_b$ ) y el amortiguamiento de la base de aisladores  $C_b$ :

$$T_b = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (3.1)$$

$$c_b = \xi_b \cdot 2 \cdot \sqrt{(m_s + m_b) \cdot k_b} \quad (3.2)$$

Para el caso del modelo estructural analizado en este trabajo, se asignará un periodo objetivo de la estructura  $T_b$ , y un valor de  $\xi_b$  objetivo igual a 15%.

### 3.2.2. <sup>1</sup> Desplazamiento del modelo de 1 GDL

Los valores del periodo de la estructura  $T_b$ , y un el amortiguamiento  $\xi_b$ , asumidos según las características de la estructura aislada serán de utilidad para el calculo de <sup>1</sup> la pseudo-

aceleración  $S_{aM}$ , el factor  $B_M$  de amortiguamiento, y el valor estimado del desplazamiento espectral de 1GDL  $S_d$ . Las expresiones para calcular estos valores se plantean en la Norma E.031 Aislamiento Sísmico (2019), estas expresiones utilizan los factores de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), establecidas en el acápite 2.4.2. de este trabajo.

$$T_b < T_P \quad ; \quad C = 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_P < T_b < T_L \quad ; \quad C = 2,5 \frac{T_P}{T_b} \quad (3.4)$$

$$T_L < T_b \quad ; \quad C = 2,5 \frac{T_P \cdot T_L}{T_b^2} \quad (3.5)$$

$$S_{aM} = 1,5ZCS(g) \quad (3.6)$$

$$B_M = \frac{2,31 - 0,41 \ln(5)}{2,31 - 0,41 \ln(\xi_b 100)} ; S_d = \frac{S_{aM} \cdot T_b^2}{4\pi^2 \cdot B_M} \quad (3.7)$$

Es necesario explicar que los valores del periodo de la estructura  $T_b$ , y un el amortiguamiento  $\xi_b$  serán asumidos, con valores de  $T_b$  menores a 5 segundos.

### 3.3. Cálculo de propiedades lineales del sistema de aisladores

Para el cálculo de las propiedades lineales, se han asumido los valores del periodo  $T_b$  igual a 2.8 segundos, y un amortiguamiento efectivo  $\xi_b$  igual a 15%. Las expresiones utilizadas para calcular los valores de la rigidez  $k_b$  y el amortiguamiento  $c_b$  de la base de los aisladores son las expresiones (3.1) y (3.2), planteadas en la sección 3.2.1. del presente trabajo.

Los valores para estimar los desplazamientos espectrales mostrados en la parte 3.2.2. son:

$Z=0,45$ ;  $U=1.00$ ;  $S_2=1.05$ ;  $T_p=0.6$ ;  $T_l=2.00$ ;  $C=0.38$ . Por otra parte, el valor correspondiente a  $R$  mostrado en el acápite 2.4.3.7. Sistema estructural ( $R_0$  igual 8), el valor de  $R$  para la estructura en un sistema con aislamiento sísmico se considera elástico ( $R=1$ ); y, el valor de  $R_a$  para la estructura sobre la base de aislamiento será igual a  $3/8 R_0$ , pero no menor a 1 ni

mayor a 2, por lo que con  $R_o$  igual a 8,  $R_a$  será igual a 2. Los valores determinados de las propiedades mecánicas de la base de aislamiento <sup>2</sup> se muestran en la Tabla 18, a continuación:

**Tabla 18**

*Parámetros lineales de la base de aisladores según el modelo de 1 GDL*

Parámetro	Unidad	Valor
Periodo de la base fija $T_s$	s	0.8
Periodo de la base aislada $T_b$	s	2.8
Amortiguamiento objetivo efectivo $\xi_b$	-	0.15
Masa sísmica de la superestructura	tonf.s <sup>2</sup> /m	857.13
Masa sísmica de la plataforma de aislamiento.	tonf.s <sup>2</sup> /m	312.81
Rigidez del sistema de aislamiento $k_b$	tonf/m	5 891.25
Amortiguamiento del sistema de aislamiento $C_b$	tonf-s/m	787.60

Asimismo, con las ecuaciones (3.3), (3.4), (3.5), (3.6), y (3.7), se estiman los valores espectrales para el modelo de 1 GDL, los cuales son mostrados en la Tabla 19.

**Tabla 19**

*Valores espectrales según el modelo de 1 GDL*

Parámetro	Unidad	Valor
Pseudo aceleración $S_{aM}$	m/s <sup>2</sup>	3.04
Factor de amortiguamiento $B_m$	-	1.38
Desplazamiento espectral $D_M$	m	0.44

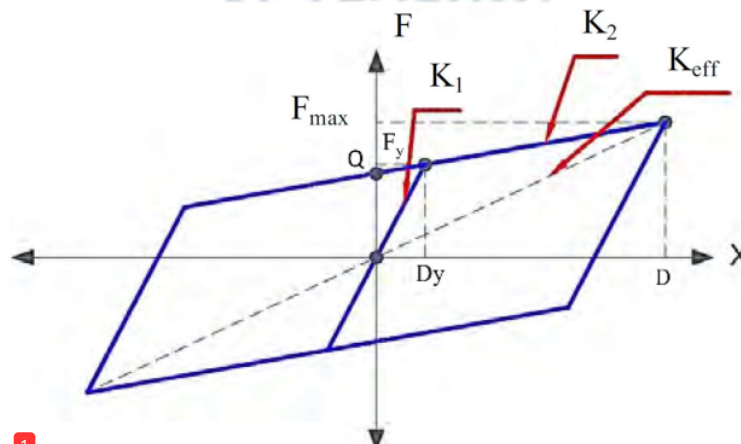
Con los valores del modelo de 1 GDL calculados a continuación es posible estimar las propiedades no lineales de la base aislamiento. Para la cual han considerado un total de 42 aislados iguales en características y propiedades.

### 3.4. Cálculo de propiedades mecánicas no lineales de aisladores

Para estimar las propiedades no lineales de la base de aislamiento, se ha tenido en consideración un modelo de comportamiento bilineal de los aisladores. Este comportamiento es mostrado de manera gráfica la Figura 8.

**Figura 8**

*Modelo de comportamiento bilineal de aislador elastoméricos*



Tomado de <sup>1</sup> *Apuntes del curso Sistemas modernos de protección sísmica de Edificios, 2016*. (Muñoz, 2016)

A partir de esta gráfica, se plantean las siguientes ecuaciones para el cálculo de cada una de las variables mostradas.

$$F_y = k_1 \cdot D_y \quad (3.8)$$

$$F_y = Q + k_2 \cdot D_y \quad (3.9)$$

$$F_{max} = F_y + k_2 \cdot (D - D_y) \quad (3.10)$$

Donde, cada variable representa:

<sup>5</sup> K1: rigidez inicial

K2: rigidez post-fluencia

Fy: Fuerza de fluencia

Dy: desplazamiento de fluencia

D: Desplazamiento máximo de la estructura  $D_M$

Por otra parte, este modelo permite obtener las propiedades del desplazamiento de fluencia, si se conocen: el desplazamiento máximo, amortiguamiento, y relación de rigideces  $\alpha$  igual a  $K1/K2$ , cuando la siguiente expresión es igual a cero:

$$2 \cdot \pi \cdot \xi_b D_M - \left[ \frac{(D_M - D_y) \cdot 4D_y(\alpha - 1)}{D_M + (\alpha - 1)D_y} \right] \quad (3.11)$$

Tomando en cuenta los valores de la Tabla 19, y en consideración de las expresiones (3.8), (3.9) y (3.10), se muestra la Tabla 20 los valores obtenidos de las propiedades no lineales del sistema de aislamiento acorde a un modelo bilineal.

**Tabla 20**

*Parámetros no lineales de la base de aisladores según el modelo bilineal*

Parámetro	Unidad	Valor
Desplazamiento de fluencia Dy	m	0.0079
Rigidez postfluencia K2	tonf/m	5 071.10
Rigidez inicial K1	tonf/m	50 711.05
Fuerza de fluencia Fy	tonf	400.05
Fuerza máxima Fmax	tonf	2 586.29

Finalmente, como se muestra en la Tabla 21, se determinaron las propiedades individuales de cada uno de los dispositivos de aislamiento ubicados en la base de aislamiento mediante una división directa de los valores mostrados en la Tabla 20 entre la totalidad de aisladores, es decir entre 42 dispositivos caracterizados como aisladores elastoméricos.

**Tabla 21***Parámetros no lineales de cada aislador elastomérico*

Parámetro	Unidad	Valor
Cantidad de aisladores	unidad	42.00
Rigidez inicial K1	tonf/m	1 207.41
Rigidez postfluencia K2	tonf/m	120.74
Relación $\alpha^{(1)}$		10.00
Fuerza de fluencia Fy	tonf	9.53
Fuerza máxima Fmax	tonf	61.58

Nota: <sup>(1)</sup> Tomado de Apuntes del curso Sistemas modernos de protección sísmica de Edificios, 2016. (Muñoz, 2016)

### 3.5. Análisis no lineal de Tiempo- Historia del modelo estructural

El análisis no lineal de tiempo historia se aplicó en el modelo tridimensional del edificio con base aislada en el programa ETABS según las condiciones establecidas en la Norma E.031.

Primero, se adaptaron siete pares de señales sísmicas, cada par consta de señales en la dirección NS o SE, al espectro que exige la Norma E.031 en estructuras aisladas, este espectro se caracteriza por simular un sismo con un periodo de retorno igual a 2500 años, con un amortiguamiento estructural igual a 5%.

Y, posteriormente se verifica según la Norma E.031 que la deriva de la superestructura no supere el 3.5 por mil para el análisis de espectral; y, que no supere el 5 por mil para el análisis no lineal de tiempo historia.

#### 3.5.1. Tratamiento de señales sísmicas

El tratamiento de señales sísmicas se realiza según se especifica en el caso del artículo 15 de la Norma E.031. Este indica que se requiere el uso de 7 pares de señales, para lo cual cada par consta de dos componentes horizontales, los cuales posteriormente serán escalados al espectro de diseño de un sismo de 2500 años de periodo de retorno. Los 7 pares fueron

tratados y escalados al espectro en referencia mediante el uso del software SeismoMatch 2024.

El escalado de las amplitudes en los pares de sismos planteado en este trabajo sigue los lineamientos <sup>1</sup> de la Norma E.031. Por esto, el espectro de aceleraciones espectrales estimado considera el método de <sup>24</sup> la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados (SRSS) de los valores escalados individualmente con un valor de 5% de amortiguamiento. El resumen de las señales sísmicas analizadas y su escalado, son mostrados en la Tabla 22.

**Tabla 22**

*Escalado de pares de señales sísmicas*

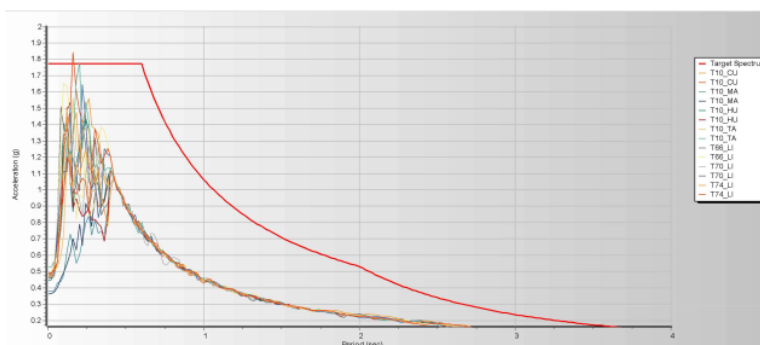
	Lima 1966		Lima 1970		Lima 1974		Huaraz 2010		Maipu 2010		Curico 2010		Talca 2010	
Duración(s)	65		45		98		144		167		180		141	
Dirección	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
PGA (g)	0.48	0.49	0.45	0.46	0.47	0.49	0.45	0.47	0.38	0.36	0.46	0.49	0.47	0.53
SRSS	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9

Las señales fueron tomadas en formato .txt, provistas en *Apuntes del curso Sistemas modernos de protección sísmica de Edificios, 2016*.

<sup>58</sup> A continuación, se muestran en las Figuras 9 y 10, los sismos antes del tratamiento, luego, las señales escaladas al espectro, y, finalmente, se muestran los resultados del espectro promedio escalado.

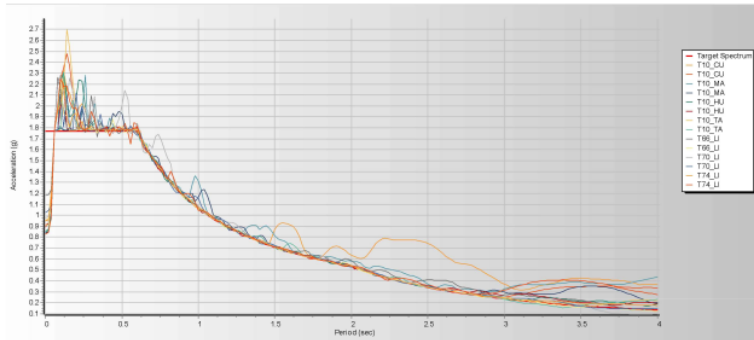
**Figura 9**

*Señales sísmicas y espectro de diseño*



**Figura 10**

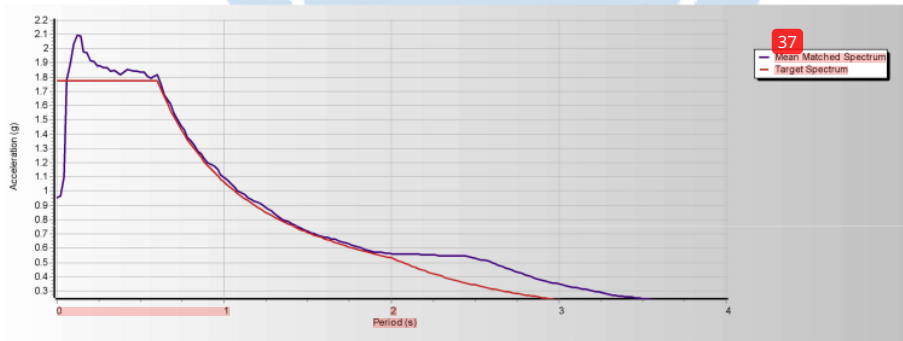
*Señales sísmicas compatibilizadas al espectro de la norma*



Se puede verificar que los pares del sismo de Curico 2010, tienen un desfase importante por sobre el espectro de diseño, lo cual en adelante tendrá que ser necesariamente analizado, ya que esto generara desplazamientos superiores a los otros pares. Por otro lado, respecto al espectro promediado de las señales sísmicas, se muestra la Figura 11.

**Figura 11**

*Espectro de la norma y espectro promedio resultante de los pares de señales*



### 3.5.2. Deriva máxima de la edificación

Una vez cargados los espectros al modelo estructural en ETABS, se obtuvieron las derivas mostradas en la Tabla 23 mediante el análisis espectral.

**Tabla 23***Derivas inelásticas producto de análisis espectral*

	DERIVA EN X-X				DERIVA EN Y-Y		
	Altura de entrepiso (cm)	Máximo desp. inel. (cm)	Desp. relativo (cm)	Deriva máxima (1/1000)	Máximo desp. inel. (cm)	Desp. relativo (cm)	Deriva Máxima (1/1000)
Piso 5	380	3.74	0.53	1.39	3.71	0.52	1.37
Piso 4	380	3.21	0.81	2.13	3.19	0.80	2.11
Piso 3	380	2.40	1.10	2.90	2.39	1.09	2.88
Piso 2	380	1.30	1.30	3.42	1.29	1.29	3.40
Piso 1	400	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Dado que se verifica que, en consideración a la norma E.031, las derivas inelásticas no superan el 3.5 por mil. <sup>4</sup> Se procedió a realizar el análisis de Tiempo Historia en cada dirección. En consideración con la Norma E.031, y considerando el escalado mencionado en la sección anterior, <sup>45</sup> se obtuvieron los resultados mostrados en las Tablas 24 y 25, mostradas a continuación.

**Tabla 24***Derivas máximas según análisis no lineal THNL en el eje X*

	Lima 1966	Lima 1970	Lima 1974	Huaraz 2010	Maipu 2010	Curico 2010	Talca 2010	Espectro elástico
Desplazamiento azotea (cm)	40.21	43.79	45.37	38.95	39.26	70.14	51.13	34.58
Desplazamiento base de aislamiento (cm)	34.45	38.04	38.99	33.27	33.57	60.11	43.24	29.67
Deriva superestructura (1/1000)	3.00	2.99	3.32	2.96	2.96	5.22	4.11	2.56
Deriva máxima (1/1000)	3.92	4.03	5.52	3.85	3.84	6.83	5.70	3.42

**Tabla 25***Derivas máximas según análisis no lineal THNL en el eje Y*

	Lima 1966	Lima 1970	Lima 1974	Huaraz 2010	Maipu 2010	Curico 2010	Talca 2010	Espectro elástico
Desplazamiento azotea (cm)	39.15	46.07	50.37	41.60	43.53	76.00	46.49	35.55
Desplazamiento base de aislamiento (cm)	33.89	39.65	42.72	35.88	37.45	65.31	39.80	30.66
Deriva superestructura (1/1000)	2.74	3.34	3.98	2.98	3.17	5.57	3.48	2.55
Deriva máxima (1/1000)	4.02	4.35	5.41	3.99	4.34	7.24	5.81	3.40

En ambos ejes se puede observar que el caso del espectro elástico cumple con la Norma E.031, ya que las derivas obtenidas son menores a la máxima permisible. Respecto a los resultados del Análisis de Tiempo Historia, se determinó que los casos de los sismos de Lima 1974, Curico 2010 y Talca 2010 no cumplieron con la norma, ya que superaron la deriva permisible de 5 por mil para este tipo de análisis. Particularmente, la señal de Curico presentó la mayor demanda, como era de esperarse, ya que los valores de la señal escalada de este sismo excedieron los del espectro, tal como se indicó en la sección 3.5.1. De la misma manera, la deriva de la superestructura se mantuvo en el rango permisible en todos los casos, con excepción de los casos de Lima 1974 y Curico 2010.

## 4. ANÁLISIS COMPARATIVO DEL EFECTO DE LOS AISLADORES

### 4.1. Comparación del análisis espectral

La comparación entre la estructura de base fija y la que implementa base de aislamiento se presenta en la Tabla 26. En esta, se puede verificar que el uso de una base aislada mejora el desempeño de la estructura frente a un sismo raro y muy raro.

**Tabla 26**

*Comparación de resultados del análisis elástico espectral*

	Sin aisladores		Con aisladores	
	XX	YY	XX	YY
Periodo fundamental (s)	0.582	0.586	2.575	2.646
% Masa participativa	0.66	0.72	0.99	0.822
Máximo desp. relativo a la base (cm)	8.49	9.10	4.91	4.89
Deriva máxima (1/1000)	5.68	6.07	3.42	3.4
Cortante basal espectral (tonf)	1 922.64	1 837.99	2 232.35	2 226.01

Se puede verificar que las derivas máximas de la superestructura se reducen de 5.68 por mil hasta 3.42 por mil en el eje X; y, de 6.07 por mil hasta 3.4 por mil en el eje Y. Además, se observa una reducción en las áreas de las columnas del 65.64% del sistema de base aislada respecto al de base fija.

### 4.2. Evaluación del desempeño sísmico del edificio con aisladores

#### 4.2.1. Metodología de la evaluación

Para la evaluación del desempeño de una columna y una viga ubicadas en el primer piso de la estructura con base de aislamiento, se ha tenido en consideración los siguientes requerimientos. Primero, se estimó el valor del cortante estático de la estructura, usando la expresión (3.6), con lo cual se obtuvieron los valores en ambos sentidos de la estructura aislada. Por otra parte, se extrajeron los valores obtenidos del modelo del análisis dinámico espectral. De esta manera, tal como se muestra en la Tabla 27, se escaló el sismo de diseño

para la estructura al cortante mínimo de la norma, esto es a un 80% del factor entre el cortante estático y el cortante dinámico.

**Tabla 27**

*Escalado de cortante basal*

	Cortante estático (tonf)	Cortante dinámico (tonf)	Porcentaje de escala	Cortante de diseño (tonf)	Factor de escala de diseño
X-X	4206.15	2232.35	80%	3364.92	1.51
Y-Y	3983.45	2226.01		3186.76	1.43

Una vez obtenido el factor de escala, se corrigieron los valores planteados para las envolventes de los sismos en cada una de las direcciones para los resultados obtenidos del espectro elástico. Posteriormente, estos fueron multiplicados por la sobrerresistencia  $\Omega = 2$  (Chupica Espinoza & Ramírez Mejía, 2022) tal como se muestra en la Tabla 28. Estos valores se compararon con las demandas sísmicas obtenidas en el Análisis Tiempo Historia no lineal, mostrados en la Tabla 27, con el objetivo de verificar el desempeño de la estructura frente a un sismo con periodo de retorno igual a 2500 años. De esta manera, se analiza el desempeño de la estructura, considerando que la estructura incursionara en el rango inelástico si las demandas sísmicas del análisis de THNL (detalladas en la Tabla 28) superan las cortantes máximas probables (mostradas en la Tabla 29).

**Tabla 28**

*Cortantes basales máximas según análisis no lineal THNL*

EJE X-X	Lima 1966	Lima 1970	Lima 1974	Huaraz 2010	Maipu 2010	Curico 2010	Talca 2010
Cortante máxima en la base (tonf)	2659.39	2884.81	3549.21	2630.94	2568.78	4581.82	3456.29
EJE Y-Y	Lima 1966	Lima 1970	Lima 1974	Huaraz 2010	Maipu 2010	Curico 2010	Talca 2010
Cortante máxima en la base (tonf)	2561.42	2718.17	3463.75	2599.51	2523.36	4395.54	3376.08

**Tabla 29***Análisis de desempeño estructural*

	<b>Cortante dinámica-espectral (tonf)</b>	<b>Sobrerresistencia</b>	<b>Cortante máximo probable (tonf)</b>	<b>Cortante máxima THNL (tonf)</b>
X-X	3364.92	2	6729.83	4581.82
Y-Y	3186.76		6373.52	4395.54

Según se muestra, los valores máximos de las cortantes máximo probable superan a la máxima demanda del análisis THNL, por lo que se puede afirmar que la estructura no incursiona dentro del rango inelástico.

#### 4.2.2. Desempeño en columna

La columna analizada corresponde a una columna intermedia central en planta del primer piso, ubicada en el eje B-6 del modelo estructural. Se extrajeron las fuerzas sísmicas de diseño del modelo espectral lineal, cuyos valores, mostrados en la Tabla 30, se escalaron según los factores mostrados en la sección 4.2.1. Y, por otra parte, se extrajeron las fuerzas exigidas del análisis de THNL, las cuales se muestran en la Tabla 31.

**Tabla 30***Fuerzas de diseño de la columna B-6 según espectro lineal*

	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
	<b>tonf</b>	<b>tonf</b>	<b>tonf</b>	<b>tonf-m</b>	<b>tonf-m</b>
SISXXEY+	39.62	50.72	26.93	72.13	137.45
SISXXEY-	40.66	48.60	26.93	72.13	131.60
SISYYEX+	42.88	25.01	51.29	137.18	67.75
SISYYEX-	44.30	25.01	55.62	149.01	67.75
ENVOLVENTE X+ Max	61.29	76.46	40.59	108.73	207.19
ENVOLVENTE X+ Min	-61.29	-76.46	-40.59	-108.73	-207.19
ENVOLVENTE Y+ Max	63.43	35.80	79.62	213.32	97.00
ENVOLVENTE Y+ Min	-63.43	-35.80	-79.62	-213.32	-97.00

**Tabla 31***Demandas sísmicas de la columna B-6 según análisis THNL*

	<sup>43</sup> P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
TH-L66-X-X	45.15	59.08	19.30	54.92	158.62
TH-L66-X-X	-43.93	-58.00	-21.16	-60.08	-157.19
TH-L66-Y-Y	38.80	21.25	62.52	165.86	60.58
TH-L66-Y-Y	-56.74	-24.17	-51.87	-137.42	-68.41
TH-L70-X-X	44.75	62.11	16.47	48.61	167.18
TH-L70-X-X	-41.41	-55.04	-15.71	-44.19	-146.12
TH-L70-Y-Y	33.83	18.85	62.49	166.97	53.81
TH-L70-Y-Y	-54.46	-16.01	-49.18	-130.12	-50.54
TH-L74-X-X	51.07	65.85	20.38	59.21	176.72
TH-L74-X-X	-71.27	-76.55	-22.90	-64.47	-210.20
TH-L74-Y-Y	64.12	28.46	59.62	158.77	78.42
TH-L74-Y-Y	-59.47	-24.87	-77.76	-208.32	-68.65
TH-HU10-X-X	46.35	56.78	14.05	42.02	151.34
TH-HU10-X-X	-45.32	-48.44	-25.12	-71.02	-129.35
TH-HU10-Y-Y	39.83	16.07	55.24	144.13	47.48
TH-HU10-Y-Y	-52.61	-28.56	-46.13	-123.14	-77.81
TH-MA10-X-X	47.60	57.36	27.38	74.15	155.16
TH-MA10-X-X	-48.09	-46.28	-28.44	-75.50	-126.26
TH-MA10-Y-Y	43.58	32.63	53.75	142.38	88.26
TH-MA10-Y-Y	-54.00	-33.62	-41.95	-113.26	-90.81
TH-CU10-X-X	74.82	100.54	23.48	65.79	273.94
TH-CU10-X-X	-71.94	-88.72	-21.18	-57.27	-242.90
TH-CU10-Y-Y	63.05	26.72	95.52	253.04	73.89
TH-CU10-Y-Y	-80.67	-25.85	-81.84	-215.06	-72.07
TH-TA10-X-X	34.93	43.28	19.91	56.15	116.39
TH-TA10-X-X	-51.73	-78.31	-23.49	-62.13	-214.02
TH-TA10-Y-Y	44.93	21.51	40.94	109.54	60.81
TH-TA10-Y-Y	-44.71	-22.87	-77.12	-206.74	-59.76

De la Tabla 31 se obtuvieron los valores máximos y mínimos, los cuales se detallan en la Tabla 32. Se observa que el par de señales sísmicas más demandantes corresponde a las fuerzas generadas por el sismo de Curico en 2010. Por otro lado, la resistencia instalada, mostrada en la Tabla 32, es el resultado de las demandas máximas exigidas por el espectro, presentadas en la Tabla 31, multiplicadas por el factor de sobrerresistencia igual a 2.

**Tabla 32**

*Resistencia instalada en la columna B-6*

	<sup>2</sup> P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
<b>Máximo THNL</b>	74.82	100.5	95.52	253.0	273.9
<b>Mínimo THNL</b>	-80.67	-88.72	-81.84	-215.1	-242.9
<b>Resist. Instalada</b>	<b>126.9</b>	<b>152.9</b>	<b>159.2</b>	<b>426.60</b>	<b>414.4</b>

Finalmente, <sup>2</sup> se observa que la resistencia instalada en la estructura supera la exigencia sísmica del análisis THNL sobre la estructura, por lo que se puede concluir que la estructura no incursiona en el rango inelástico durante este sismo.

#### 4.2.3. Desempeño en viga

La viga que se analizó corresponde a una viga intermedia central en planta del primer piso, ubicada en el eje 4 D-E del modelo estructural. Se extrajeron las fuerzas de diseño sísmicas del modelo espectral lineal, cuyos valores, mostrados en la Tabla 33, se escalaron según los factores mostrados en la sección 4.2.1.; los cuales se definirán como la resistencia instalada al multiplicar estos valores por la sobrerresistencia.

Por otro lado, se extrajeron las fuerzas demandadas, mostradas en la Tabla 34, según el análisis de THNL obtenidas de todas las señales usadas en el modelo tridimensional en ETABS.

**Tabla 33***Fuerzas de diseño de la viga mas esforzada del tercer piso*

	V2 tonf	M3 tonf-m
SISXXEY+	17.05	39.12
SISXXEY-	17.05	39.12
SISYYEX+	8.38	19.22
SISYYEX-	8.38	19.22
ENVOLVENTE X+	25.70	58.96
ENVOLVENTE X-	-25.70	-58.96
ENVOLVENTE Y+	12.00	27.52
ENVOLVENTE Y-	-12.00	-27.52

**Tabla 34***Demanda sísmica de THNL en la viga mas esforzada del tercer piso*

CASO THNL	V2 (tonf)	M3 (tonf-m)	CASO THNL	V2 (tonf)	M3 (tonf-m)
TH-L66-X-X	19.13	44.25	TH-HU10-Y-Y	8.15	19.06
TH-L66-X-X	-19.46	-44.27	TH-HU10-Y-Y	-9.76	-22.03
TH-L66-Y-Y	8.30	19.39	TH-MA10-X-X	20.67	47.79
TH-L66-Y-Y	-9.26	-20.89	TH-MA10-X-X	-18.68	-42.50
TH-L70-X-X	21.37	49.38	TH-MA10-Y-Y	11.50	26.73
TH-L70-X-X	-19.19	-43.66	TH-MA10-Y-Y	-12.06	-27.30
TH-L70-Y-Y	7.62	17.85	TH-CU10-X-X	35.76	82.39
TH-L70-Y-Y	-9.03	-20.36	TH-CU10-X-X	-32.50	-74.20
TH-L74-X-X	25.31	58.43	TH-CU10-Y-Y	10.50	24.44
TH-L74-X-X	-29.36	-67.00	TH-CU10-Y-Y	-9.86	-22.26
TH-L74-Y-Y	10.45	24.32	TH-TA10-X-X	16.31	37.77
TH-L74-Y-Y	-11.25	-25.45	TH-TA10-X-X	-29.79	-67.97
TH-HU10-X-X	19.76	45.69	TH-TA10-Y-Y	8.52	19.90
TH-HU10-X-X	-19.44	-44.24	TH-TA10-Y-Y	-9.62	-21.70

De la Tabla 34 se obtuvieron los valores máximos y mínimos, los cuales se especifican en la Tabla 35. Se observa que el par de señales sísmicas más demandantes corresponde a las fuerzas generadas por el sismo de Curico en 2010. Por otro lado, la resistencia instalada, mostrada en la Tabla 33, es el resultado de las demandas máximas exigidas por el espectro, presentadas en la Tabla 35, multiplicadas por el factor de sobrerresistencia igual a 2.

**Tabla 35**

*Resistencia instalada de la viga mas esforzada del tercer piso*

	<b>V2</b>	<b>M3</b>
	<b>tonf</b>	<b>tonf-m</b>
<b>Máximo</b>		
<b>THNL</b>	35.76	82.39
<b>Mínimo</b>		
<b>THNL</b>	-32.50	-74.20
<b>Resist.</b>		
<b>Instalada</b>	<b>51.41</b>	<b>117.93</b>

De la Tabla 35, al realizar la comparación de las máximas demandas obtenidas del THNL, se verifica que valores son menores a la resistencia instalada, por lo que se puede afirmar que la viga mas esforzada no llega a incursionar en el rango inelástico

## 5. CONCLUSIONES

- El dimensionamiento de las columnas esta limitado por la naturaleza teórica de la estructura. Por una parte, una condición fundamental del informe es que la estructura esté compuesta únicamente por pórticos de concreto armado. De lo contrario, las dimensiones de las columnas se reducirían al incluir muros de corte en la estructura del proyecto. Y, por otra parte, la superficie de 2047.50 m<sup>2</sup> de área construida por planta podría concebirse en mas de un bloque, lo que reduciría las dimensiones de las columnas.
- La estructura con sistema de base fija presenta derivas máximas de 5.68 por mil en el eje X y 6.07 por mil en el eje Y. En tanto, que la superestructura del sistema que incorpora la base de aislamiento logra tener una deriva máxima de 3.42 por mil en el eje X y 3.40 por mil en el eje Y. Esto indica que la edificación de base fija experimenta una mayor deformación y por lo tanto un mayor daño estructural. En consecuencia, se concluye que la base de aislamiento cumple un rol importante, ya que reduce las fuerzas de inercia provocadas por el sismo en la superestructura.
- Al comparar las derivas obtenidas entre el análisis espectral y el análisis THNL, se observa que los resultados de este ultimo son mayores. En particular, la señal de sismo de Curico 2010 generó una demanda mayor a los otros sismos, como era de esperarse debido al desfase de la señal observado para estructuras con periodos fundamentales mayores a 1.5 segundos.
- Es importante considerar la implementación del factor de sobrerresistencia al diseñar estructuras con base aislada. La aplicación de este factor permite obtener que las fuerzas de diseño en las columnas, vigas, y el cortante estructural en general, garanticen que la estructura de base aislada no incursionara en el rango inelástico ante un sismo con un periodo de retorno de 2500 años.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Benavente Viacava, J., & Traverso Tacuri, I. (2013). *Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
2. Chupica Espinoza, T. B., & Ramírez Mejía, Y. (2022). *Desempeño de un edificio teórico aporticado de 5 pisos con disipadores de fluido viscoso*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
3. Del Rosario Gamero, M. R. (2018). *Desempeño sísmico de aisladores: Estudio de un hospital de concreto armado*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
4. Hidalgo Tasayco, A. R. (2024). *Análisis comparativo estructural del sistema de aislamiento de un museo de concreto armado de varios niveles usando aisladores sísmicos elastoméricos y deslizantes*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
5. Korswagen Eguren, P. A., Arias Ricse, J. C., & Huaranga Huamaní, P. G. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
6. Lucen Gómez, J. E., & Samokic Quiquia, Y. A. (2018). *Análisis y diseño estructural comparativo de un edificio de concreto armado de diez pisos con base fija y aislada*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
7. Muñoz, A. (2016). *Apuntes del curso Sistemas modernos de protección sísmica de edificios*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
8. SENCICO. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

9. SENCICO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
10. SENCICO. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú : Reglamento Nacional de Edificaciones.
11. SENCICO. (2019). *Norma E.031 Aislamiento Sísmico*. Lima. Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
12. Yuca <sup>20</sup> Ayala, M. E. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.



# TSP\_PERALTA\_MARTICORENA\_DESEMPEÑO\_EDIFICIO\_TEORI...

## INFORME DE ORIGINALIDAD

20%

INDICE DE SIMILITUD

19%

FUENTES DE INTERNET

6%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL  
ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

1	<a href="http://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	6%
2	<a href="http://tesis.pucp.edu.pe">tesis.pucp.edu.pe</a> Fuente de Internet	4%
3	<a href="http://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
4	<a href="http://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	1%
6	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1%
7	<a href="http://repositorio.upn.edu.pe">repositorio.upn.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1%
8	<a href="http://repositorio.upt.edu.pe">repositorio.upt.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1%
9	<a href="http://repositorio.unfv.edu.pe">repositorio.unfv.edu.pe</a> Fuente de Internet	

<1 %

10

[upc.aws.openrepository.com](http://upc.aws.openrepository.com)

Fuente de Internet

<1 %

11

Submitted to Universidad Cesar Vallejo

Trabajo del estudiante

<1 %

12

[pirhua.udep.edu.pe](http://pirhua.udep.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

13

[repositorio.upao.edu.pe](http://repositorio.upao.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

14

[es.slideshare.net](http://es.slideshare.net)

Fuente de Internet

<1 %

15

[repositorio.unsa.edu.pe](http://repositorio.unsa.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

16

[repositorio.unica.edu.pe](http://repositorio.unica.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

17

[qdoc.tips](http://qdoc.tips)

Fuente de Internet

<1 %

18

[alicia.concytec.gob.pe](http://alicia.concytec.gob.pe)

Fuente de Internet

<1 %

19

Jorge Eduardo De La Cruz Alvarez, Roberto Roland Yoctun Rios. "Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación regular e irregular de ocho niveles en sistema de

<1 %

pórticos aplicando la norma e.030 2003, 2016 y 2018 diseño sismorresistente en la ciudad de Lima", Gaceta Técnica, 2022

Publicación

20

Submitted to Universidad Andina del Cusco

Trabajo del estudiante

<1 %

21

Vega, David Hernan Goni. "Análisis Comparativo del Comportamiento Inelástico de un Pabellón Educativo con Aislamiento Sísmico Diseñado en Concreto Armado y Acero Estructural", Pontificia Universidad Católica del Perú - CENTRUM Católica (Peru)

Publicación

<1 %

22

Submitted to Universidad de Deusto

Trabajo del estudiante

<1 %

23

Miranda, Domingo Jesus Panta. "Análisis y diseño De Nave Industrial De Concreto Armado Con Puente grúa", Pontificia Universidad Católica del Perú - CENTRUM Católica (Peru), 2021

Publicación

<1 %

24

Submitted to Colegio Columbia

Trabajo del estudiante

<1 %

25

Tintaya, Edwin Meza. "Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio Aislado con Irregularidad Torsional", Pontificia

<1 %

# Universidad Católica del Perú - CENTRUM Católica (Peru), 2022

Publicación

26

[docplayer.es](https://docplayer.es)

Fuente de Internet

<1 %

27

[pdfcoffee.com](https://pdfcoffee.com)

Fuente de Internet

<1 %

28

Submitted to Universidad Nacional de San  
Cristóbal de Huamanga

Trabajo del estudiante

<1 %

29

[www.coursehero.com](https://www.coursehero.com)

Fuente de Internet

<1 %

30

[repositorio.unu.edu.pe](https://repositorio.unu.edu.pe)

Fuente de Internet

<1 %

31

Machado, Maria João Sousa. "Personalidade  
Emoção e Fibromialgia", Universidade de  
Coimbra (Portugal), 2024

Publicación

<1 %

32

Garrido Chávez, César Augusto.  
"Comportamiento Sísmico de Edificios  
Asimétricos Con Sistemas de Aislación",  
Pontificia Universidad Católica del Perú  
(Peru), 2024

Publicación

<1 %

33

[codice.unimayab.edu.mx](https://codice.unimayab.edu.mx)

Fuente de Internet

<1 %

34	<a href="https://repositorio.pucp.edu.pe">repositorio.pucp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
35	<a href="https://tdx.cat">tdx.cat</a> Fuente de Internet	<1 %
36	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	<1 %
37	<a href="https://acikbilim.yok.gov.tr">acikbilim.yok.gov.tr</a> Fuente de Internet	<1 %
38	<a href="https://repositorio.uni.edu.pe">repositorio.uni.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
39	<a href="https://adonde.com">adonde.com</a> Fuente de Internet	<1 %
40	<a href="https://arc.cnea.gov.ar">arc.cnea.gov.ar</a> Fuente de Internet	<1 %
41	<a href="https://fdocuments.net">fdocuments.net</a> Fuente de Internet	<1 %
42	<a href="https://pricila.senacyt.gob.pa">pricila.senacyt.gob.pa</a> Fuente de Internet	<1 %
43	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1 %
44	<a href="https://dokumen.pub">dokumen.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
45	<a href="https://revistachilenadeanestesia.cl">revistachilenadeanestesia.cl</a> Fuente de Internet	<1 %

46	Submitted to uni Trabajo del estudiante	<1 %
47	aprenderly.com Fuente de Internet	<1 %
48	livrosdeamor.com.br Fuente de Internet	<1 %
49	pt.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
50	repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080 Fuente de Internet	<1 %
51	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
52	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
53	repositorio.usil.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
54	repositorio.usmp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
55	tesis.pucp.edu.pe:8080 Fuente de Internet	<1 %
56	vsip.info Fuente de Internet	<1 %
57	Enciso Miranda, Fernando Ubaldo. "Diseno Comparativo de Edificacion de 7 Pisos Con	<1 %

# Aislamiento de Base Utilizando Acero Grado 60 y 75", Pontificia Universidad Católica del Perú - CENTRUM Católica (Peru), 2022

Publicación

58

repositorio.unp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado