

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA  
SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE CONTINUO DE 3  
TRAMOS, EMPLEANDO AISLADORES  
ELASTOMÉRICOS Y DE PÉNDULO DE FRICCIÓN  
TRIPLE**

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

Alvaro Enrique Talavera Gómez

Asesor:

Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, 2024

## INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE CONTINUO DE 3 TRAMOS, EMPLEANDO AISLADORES ELASTOMÉRICOS Y DE PÉNDULO DE FRICCIÓN TRIPLE”**, del autor **Alvaro Enrique Talavera Gómez**, dejo constancia de lo siguiente:

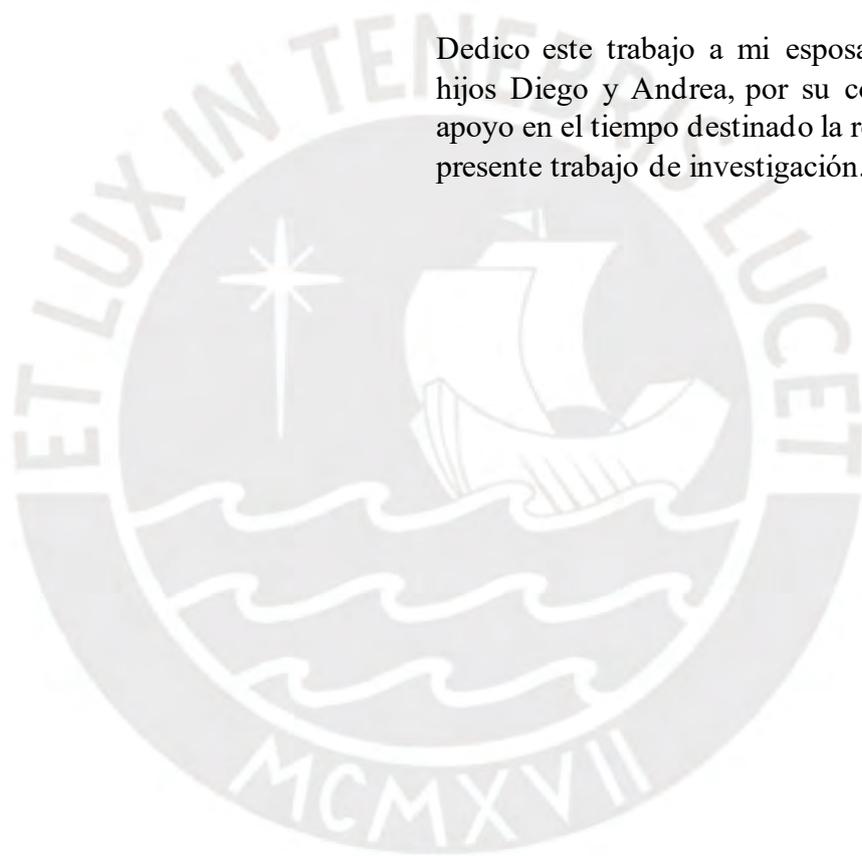
- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 13 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 17/07/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 17 de julio del 2024

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

**Dedicatoria:**

Dedico este trabajo a mi esposa Dina y mis hijos Diego y Andrea, por su comprensión y apoyo en el tiempo destinado la realización del presente trabajo de investigación.





**Agradecimientos:**

A nuestro guía y creador, Dios, Padre, Hijo y el Espíritu Santo.

## Resumen

Esta investigación, abordó el estudio referido a la importancia de la correcta elección de sistemas de protección sísmica en puentes basados en aislamiento sísmico, tomando como modelo de estudio el puente existente Freyre, ubicado en el kilómetro 045+000 de la carretera PE – 1S D en el tramo Los Cerillos , Islay ,Mollendo, Ilo, El Pozo, en el distrito de Punta de Bombón, provincia de Islay en el departamento de Arequipa, el cual fue diseñado de manera convencional, es decir, sin considerar el uso de sistemas de protección sísmica.

El puente en estudio consiste en tres tramos rectos postensados, de 121.8m en total, compuesto por dos carriles y dos bermas a cada lado del tablero; el tablero lo componen vigas prefabricadas postensadas y losas macizas. La estructura, al estar ubicada en la vía principal anexa a la carretera Panamericana Sur, se clasifica para fines de diseño como una estructura esencial.

El objetivo principal de este estudio fue la evaluación de las ventajas y desventajas estructurales, cualitativas y cuantitativas del desempeño sísmico de un puente, obtenidas luego de su protección sísmica, empleando para ello independientemente, aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y de péndulo de fricción triple (FTP).

Para la evaluación de lo citado anteriormente se establecieron tres casos de estudio: a) el puente en su estado actual; es decir, sin protección sísmica, b) el puente considerando la inclusión de un sistema de aislamiento sísmico basado en LRBs, y c) el puente considerando el empleo de FTPs.

Para cada uno de los casos antes mencionados, fue necesario llevar a cabo análisis sísmicos estáticos, modales espectrales y de historia en el tiempo no lineales, obteniéndose respuestas referidas a desplazamientos, fuerzas cortantes, momentos flectores, fuerzas de restitución lateral, periodos de vibración y amortiguamientos.

En el capítulo denominado análisis comparativo de resultados, se resumen y comparan los resultados provenientes de cada caso de estudio de manera gráfica. Finalmente, en el capítulo denominado conclusiones y recomendaciones se resumen los hallazgos producto de esta investigación.

*Palabras clave:* Aislamiento sísmico de puentes, desempeño sísmico, aisladores elastoméricos, aisladores de péndulo triple.

## Abstract

This research is referred to the importance of the correct choice of seismic protection systems in bridges based on seismic isolation, taking as a study model the existing Freyre bridge, located at Km. 045+000 of the PE – 1 S D Highway: Los Cerillos – Islay – Mollendo – Ilo – El Pozo Section, in Punta de Bombón, Islay, Arequipa, which was designed in a conventional way, without considering the use of seismic protection systems.

This bridge consists of three straight post-tensioned sections of 121.8m in total, composed of two design lanes and two berms on each side of the deck; the deck is composed of post-tensioned prefabricated girders, the deck being a solid slab of reinforced concrete. The bridge, being located on a main road adjacent to the Panamericana sur Highway, is classified for design purposes as an essential structure according to the Peruvian Bridge Manual. (MTC, 2018).

The main purpose of this research was to evaluate the structural, qualitative and quantitative advantages and disadvantages of the seismic performance of a bridge, obtained after its seismic protection, using two types of isolators bearings, elastomeric with lead core (LRB) and friction triple pendulum (FTP).

For this purpose, three case studies were established: a) the bridge without Seismic protection, b) the bridge considering the inclusion of a seismic isolation system based on elastomeric isolators with LRB lead cores, and c) the bridge considering the use of friction triple pendulum isolators (FTP).

For each case, spectral modal seismic and nonlinear time history analyses were performed, obtaining displacements, bending moments, shear forces, lateral restitution forces, fundamental vibration periods and damping.

In the chapter called comparative analysis of results, the results from each case study are summarized and compared graphically. Finally, in the chapter called conclusions and recommendations, the findings resulting from this research are summarized.

*Keywords:* Seismic isolation of bridges, seismic performance, lead rubber bearings, triple pendulum isolators.

## Tabla de contenido

<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES .....	3
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	4
1.3 OBJETIVOS .....	4
1.3.1 Objetivo principal.....	4
1.3.2 Objetivos específicos .....	5
1.4 ALCANCES.....	5
1.5 HIPÓTESIS.....	5
1.6 METODOLOGÍA.....	5
1.7 ESTADO DEL ARTE.....	6
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>7</b>
2.1 CLASIFICACIÓN DE PUENTES.....	7
2.1.1 La vía soportada .....	7
2.1.2 Su material.....	7
2.1.3 Su sistema estructural .....	7
2.1.4 Su forma geométrica.....	7
2.1.5 Su posición respecto a la vía.....	7
2.1.6 El tiempo de vida útil.....	7
2.1.7 La demanda de tránsito y clase de vía.....	8
2.1.8 La importancia de operación.....	8
2.1.9 Su clasificación para el diseño .....	8
2.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES .....	8
2.2.1 Filosofía de diseño.....	8
2.2.2 Desempeño sísmico .....	9
2.2.3 Capacidad de desplazamiento .....	11
2.2.3.1 Análisis estático no lineal.....	12
2.2.3.2 Diagrama momento curvatura.....	12
2.2.3.3 Rótulas plásticas.....	13
2.2.3.4 Determinación del punto de desempeño .....	15
2.2.4 Categorías de diseño sismo resistente de puentes .....	16
2.2.5 Definición de la demanda sísmica.....	17
2.2.6 Metodologías destinadas al análisis sísmico de puentes .....	19
2.2.6.1 Procedimiento 1: Análisis de fuerzas equivalentes .....	20
2.2.6.2 Procedimiento 2: Análisis dinámico elástico.....	20
2.2.6.3 Procedimiento 3: Análisis no lineal de historia en el tiempo.....	20

2.3	DISEÑO DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO.....	21
2.3.1	Aisladores sísmicos.....	21
2.3.2	Procedimientos análisis de sistemas de aislamiento sísmico en puentes.....	22
2.3.2.1	Procedimiento 1: Método simplificado.....	23
2.3.2.2	Procedimiento 2: Método unimodal espectral.....	24
2.3.2.3	Procedimiento 3: Método multimodal espectral.....	25
2.3.2.4	Procedimiento 4: Método tiempo historia.....	25
2.3.3	Diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).....	25
2.3.3.1	Dimensionamiento.....	26
2.3.3.2	Diseño por cortante y estabilidad.....	27
2.3.3.3	Revisión de estabilidad vertical.....	28
2.3.3.4	Revisión del desempeño de los dispositivos.....	29
2.3.4	Diseño de aisladores de péndulo de fricción triple (FTP).....	30
2.3.4.1	Dimensionamiento.....	36
2.3.4.2	Estimación del núcleo <b>DR</b> y alturas <b>h1, h2, h3, h4</b> .....	36
2.3.4.3	Estimación de radios de curvatura exteriores <b>R1, R4</b> e interiores <b>R2, R3</b> .....	36
2.3.4.4	Capacidad de desplazamiento de los platos internos <b>d2 = d3</b> .....	37
2.3.4.5	Capacidad de desplazamiento de los platos externos <b>d1 = d4</b> .....	37
2.3.4.6	Diámetro de los platos internos 2 y 3, <b>DS</b> .....	37
2.3.4.7	Diámetro de los platos exteriores 1 y 4, <b>Dc</b> .....	38
2.3.5	Revisión del desempeño de los dispositivos.....	38
2.3.6	Factores de modificación de las propiedades de los dispositivos de aislamiento. ....	38
<b>CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO.....</b>		<b>40</b>
3.1	TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	40
3.2	CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	40
3.3	CARACTERÍSTICAS DE LA SUBESTRUCTURA.....	42
3.4	MATERIALES.....	43
3.5	ESTADOS DE CARGA.....	44
3.5.1	Parámetros obtenidos del estudio geotécnico del proyecto.....	44
<b>CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL PUENTE EN ESTUDIO SIN PROTECCIÓN SÍSMICA.....</b>		<b>45</b>
4.1	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	45
4.2	DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	46
4.3	ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO.....	47
4.4	DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....	52
4.4.1	Longitud equivalente de rótulas plásticas.....	52
4.4.2	Punto de desempeño.....	52

4.4.3	Análisis estático simplificado como sistema de 1 GDL.....	56
4.4.4	Análisis modal espectral.....	57
4.4.5	Análisis no lineal de historia en el tiempo.....	58
4.4.6	Determinación del desempeño sísmico.....	60
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL PUENTE EMPLEANDO AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).....</b>		<b>62</b>
5.1	PARÁMETROS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	62
5.2	ANÁLISIS SIMPLIFICADO.....	62
5.3	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DEL PUENTE.....	68
5.3.1	Modelamiento del puente.....	68
5.3.2	Propiedades del sistema.....	69
5.3.3	Verificación de la capacidad axial de los aisladores.....	70
5.3.4	Verificación de la capacidad de restitución del sistema.....	72
5.3.5	Desplazamientos y fuerzas internas en los pilares.....	72
5.4	ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN TIEMPO.....	73
<b>CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DEL PUENTE EMPLEANDO AISLADORES DE PÉNDULO TRIPLE (FTP).....</b>		<b>78</b>
6.1	DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA.....	78
6.1.1	Estimación del diámetro del núcleo <b>DR</b> .....	79
6.1.2	Estimación de las alturas <b>h2</b> y <b>h3</b> :.....	80
6.1.3	Estimación de las alturas <b>h1</b> y <b>h4</b> .....	80
6.1.4	Estimación de los radios de curvatura exteriores.....	80
6.1.5	Estimación de los radios de curvatura interiores.....	81
6.1.6	Estimación de los coeficientes de fricción de las superficies cóncavas exteriores.....	81
6.1.7	Estimación de los coeficientes de fricción de las superficies cóncavas interiores.....	82
6.1.8	Análisis sísmicos múltiples no lineales NLRHA (OpenSees).....	82
6.1.9	Verificación de la capacidad de restitución del sistema.....	84
6.1.10	Cálculo de factores <b><math>\lambda_{máx}</math></b> y <b><math>\lambda_{mín}</math></b> .....	87
6.2	ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO:.....	87
<b>CAPÍTULO 7: ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS.....</b>		<b>93</b>
7.1	COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN.....	93
7.2	COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN PILARES.....	93
7.3	COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO. 94	
7.4	COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN PILARES.....	95
7.5	COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES EN PILARES.....	96

7.6	COMPARACIÓN NIVELES DE DESEMPEÑO.....	96
7.7	COMPARACIÓN LA ENERGIA DISIPADA EN EL SISTEMA LRB y FTP.....	97
<b>CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>99</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>		<b>102</b>



## Índice de figuras

<b>Figura 1</b> Colapso de viaducto en Av. Circunvalación Norte de Santiago de Chile debido al Terremoto 27 de febrero del 2010. (Fuente, El Mercurio, Chile).....	1
<b>Figura 2</b> Vista del puente Freyre sobre el río Tambo. Fuente, Ministerio de Transportes y Comunicaciones.....	3
<b>Figura 3</b> Vista de ubicación del puente Freyre, ubicado en Arequipa. Fuente, Google Earth.....	3
<b>Figura 4</b> Criterios de aceptación de deformaciones de elementos. Fuente, Adaptado del ASCE/SEI 41-17.....	11
<b>Figura 5</b> Curva de capacidad - desplazamiento. Adaptado del PEER (2008).....	12
<b>Figura 6</b> Aproximación modelo bilineal elastoplástico perfecto. Adaptado del CALTRANS (2019) Fig.5.3.6.2-1.....	13
<b>Figura 7</b> Capacidad de desplazamiento de pilar en volado y base empotrada. Fuente, CALTRANS (2019).....	14
<b>Figura 8</b> Capacidad de desplazamiento de pilar con base empotrada y con impedimento de rotación en la parte superior. Fuente, CALTRANS (2019) .....	15
<b>Figura 9</b> Cálculo del punto de desempeño. Adaptada del ATC-40 (1996).....	16
<b>Figura 10</b> Espectro de demanda para el diseño de puentes. Fuente, Manual de Puentes MTC (2018). .....	18
<b>Figura 11</b> Ejemplo de espectro de diseño para un puente aislado. Fuente, AASHTO (2014).....	21
<b>Figura 12</b> Modelo bilineal para unidades de aislamiento sísmico. Adaptado de la (NTP E031, 2020) .....	22
<b>Figura 13</b> Deformación lateral del sistema aislado. Fuente, AASHTO (2014). .....	23
<b>Figura 14</b> Componentes de un aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB.....	26
<b>Figura 15</b> Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP. Adaptado de Constantinou, 2011, p 31. Además de los parámetros indicados en la figura original, se agregaron parámetros adicionales que el autor de esta investigación considera pertinente definirlos previamente tales como Ht, Bt, Dc, Ds, Dr, tc2 y tc3 con el fin no cometer errores o incongruencias geométricas durante el diseño. ....	31
<b>Figura 16</b> Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP según Dao N. D et al, 2013. Adaptado de Dao N. D et al, 2013. Donde “L”, “mu” y “d” equivalen a las nomenclaturas “R”, “μ” y “d” según Constantiou (2011) respectivamente.....	31
<b>Figura 17</b> Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP. Adaptado del Manual CsiBridge. .	31
<b>Figura 18</b> Relación fuerza desplazamiento en aisladores de triple péndulo. Fuente, (Constantinou, 2011).....	32
<b>Figura 19</b> Ciclo histerético fuerza desplazamiento de aisladores de triple péndulo. Fuente, (Constantinou, 2011).....	33
<b>Figura 20</b> Ciclo histerético fuerza desplazamiento en aisladores de triple péndulo. Fuente, (Constantinou, 2011). .....	34
<b>Figura 21</b> Vista de ubicación del puente Freyre, Arequipa. Fuente, Google Earth.....	40
<b>Figura 22</b> Sección transversal del tablero del puente Freyre. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C. ....	41
<b>Figura 23</b> Vista en planta del puente Freyre. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C .....	41
<b>Figura 24</b> Vista de elevación longitudinal del puente Freyre. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C .....	41
<b>Figura 25</b> Elevación de apoyos centrales típicos Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C.....	42
<b>Figura 26</b> Planta de cimentación y elevación longitudinal de los apoyos centrales. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C.....	43

<b>Figura 27</b> Modelo estructural del puente Freyre en el software CSI Bridge (Base fija) .....	45
<b>Figura 28</b> Modelo de pilares exteriores e interiores de pórticos intermedios en Section Designer - CSIBridge. Nota. (a) pilares exteriores (60φ1-3/8" en la base), (b) pilares interiores (54φ1-3/8"). El color verde representa el concreto no confinado y el amarillo el confinado. ....	46
<b>Figura 29</b> Espectro de respuesta sísmico MTC-2018 y AASHTO 2020 (5% de amortiguamiento)...	47
<b>Figura 30</b> Registro del sismo de Pisco - Ica 2007, sin escalar (EW), Filtrado y corregido.....	48
<b>Figura 31</b> Registro del sismo de Pisco - Ica 2007, sin escalar (NS), Filtrado y corregido.....	48
<b>Figura 32</b> Registro del sismo de Pisco, sin escalar - Ica 2007 (UD), Filtrado y corregido. ....	49
<b>Figura 33</b> Registro del sismo de Pisco - Ica 2007 (EW). (Escalado al espectro objetivo TR=1000años) .....	49
<b>Figura 34</b> Registro del sismo de Pisco - Ica 2007 (NS). (Escalado a espectro objetivo TR=1000años) .....	50
<b>Figura 35</b> Registro del sismo de Pisco - Ica 2007 (UD). (Escalado a espectro objetivo TR=1000años) .....	50
<b>Figura 36</b> Espectros de respuestas sin escalar y espectro objetivo TR=1000 años. ....	51
<b>Figura 37</b> Espectros de respuestas escalados entre 0.2T y 1.5T y espectro objetivo TR=1000 años. .	51
<b>Figura 38</b> Diagramas momento curvatura de secciones de los pilares interiores y exteriores de los pórticos.....	53
<b>Figura 39</b> Diagramas momento curvatura de los pilares exteriores de los pórticos (Representación bilineal).....	53
<b>Figura 40</b> Esquema de ubicación y asignación de rótulas concentradas en uno de los apoyos centrales del puente.....	54
<b>Figura 41</b> Curva de capacidad del apoyo central 1 del puente. (Dirección longitudinal) .....	55
<b>Figura 42</b> Curva de capacidad del apoyo central 1 del puente. (Dirección transversal).....	55
<b>Figura 43</b> Gráfico del punto de desempeño del apoyo central para el sismo TR=1000años. (Dirección longitudinal).....	56
<b>Figura 44</b> Niveles de desempeño de los pilares (FEMA 356, 2000). (dirección longitudinal).....	60
<b>Figura 45</b> Niveles de desempeño de los pilares (FEMA 356, 2000). (dirección transversal) .....	61
<b>Figura 46</b> Geometría de los aisladores LRB empleados sobre los estribos y pórticos centrales. ....	66
<b>Figura 47</b> Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades mínimas), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010. D <sub>máx</sub> =257.2mm; V <sub>max</sub> =22.6 tonf. ....	76
<b>Figura 48</b> Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades nominales), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010. D <sub>máx</sub> =223.5mm; V <sub>max</sub> =23.9tonf. ....	76
<b>Figura 49</b> Vista de aislador TPB (FTP), según formulación Dao, Ryan, Sato y Sasaki, 2013.....	79
<b>Figura 50</b> Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP. Adaptado de Constantinou, 2011, p 31.....	79
<b>Figura 51</b> Variación del desplazamiento según el uso de diferentes radios de curvatura y diferentes coeficientes de fricción. Nota: La nomenclatura usada en este gráfico corresponde a la usada para el elemento TPB de OpenSees. ....	83
<b>Figura 52</b> Variación desplazamiento y la fuerza cortante según el uso de diferentes radios de curvatura y diferentes coeficientes de fricción. ....	84
<b>Figura 53</b> Geometría de los aisladores FTP empleados sobre los estribos y pórticos centrales. ....	86
<b>Figura 54</b> Desplazamiento máximo y ciclos histeréticos en X e Y, de señal Chile 2020(Propiedades nominales) .....	86
<b>Figura 55</b> Ciclo histerético del aislador y ciclo histerético obtenido de la señal (Chile 2010) en X e Y (OpenSees). (Propiedades nominales) y ciclo teórico de hasta el regimen III. ....	87
<b>Figura 56</b> Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades mínimas), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010. D <sub>máx</sub> =314.41mm; V <sub>max</sub> =27.92 tonf.....	91

<b>Figura 57</b> Ciclo histérico, dirección longitudinal (Link 119-propiedades nominales), sobre p3rtico central 1. Registro Chile-2010. $D_{m3x}=307\text{mm}$ ; $V_{m3x}=27.89\text{tonf}$ .....	91
<b>Figura 58</b> Ciclo histérico, dirección longitudinal (Link 119-propiedades m3ximas), sobre p3rtico central 1. Registro Chile-2010. $D_{m3x}=291.73\text{ mm}$ ; $V_{m3x}=32.98\text{ tonf}$ .....	92
<b>Figura 59</b> Periodos predominantes de vibraci3n en las direcciones longitudinales y transversales. Nota: Periodos naturales de vibraci3n, empleando para los sistemas aislados los factores de modificaci3n m3nimos de sus propiedades.....	93
<b>Figura 60</b> Desplazamientos m3ximos de los pilares en las direcciones longitudinales y transversales para el puente con base fija y aislada con LRBs y FTPs.....	94
<b>Figura 61</b> Desplazamientos m3ximos del sistema de aislamiento en direcci3n la longitudinal y transversal para el puente con LRBs y FTPs, usando las propiedades m3nimas.....	95
<b>Figura 62</b> <i>Fuerzas cortantes m3ximas en pilares en la direcci3n longitudinal y transversal para el puente sin protecci3n s3smica, con LRBs y FTPs. (Propiedades m3ximas)</i> .....	95
<b>Figura 63</b> Momentos flectores m3ximos en pilares en las direcciones longitudinales y transversales para el puente sin protecci3n s3smica, con LRBs y FTPs.....	96
<b>Figura 64</b> Desempe3o del puente para base fija, aislada con LRBs y aislada con FTPs, direcci3n longitudinal.....	97
<b>Figura 65</b> Energ3a disipada del sistema, empleando aisladores LRB y FTP, con propiedades nominales, m3nimas y m3ximas.....	98
<b>Figura 66</b> Amortiguamientos efectivos del sistema, empleando aisladores LRB y FTP, con propiedades nominales, m3nimas y m3ximas.....	98



## Índice de tablas

<b>Tabla 1</b> Objetivos de desempeño según comité VISION 2000.....	10
<b>Tabla 2</b> Niveles de Peligro Sísmico.....	10
<b>Tabla 3</b> Niveles de daño y de desempeño.....	10
<b>Tabla 4</b> Aceleraciones espectrales según el mapa peruano de zonificación sísmica. Fuente, Manual de puentes MTC (2018).....	17
<b>Tabla 5</b> Requisitos mínimos de análisis, diseño y detallado según la categoría del puente. ....	17
<b>Tabla 6</b> Definición de Clase de Sitio según el tipo de suelo.....	18
<b>Tabla 7</b> Factores de Sitio $F_{pga}$ , en periodo cero (Roca), MTC (2018).....	19
<b>Tabla 8</b> Factores de Sitio $F_a$ , para valores de periodos cortos, MTC (2018). ....	19
<b>Tabla 9</b> .....	19
<b>Tabla 10</b> Tipos de procedimientos de análisis estructural según la categoría del puente.....	19
<b>Tabla 11</b> Resumen de comportamiento de FTP (nomenclatura referida a la Figura 15).....	35
<b>Tabla 12</b> Factores de modificación de las propiedades para dispositivos clase I.....	39
<b>Tabla 13</b> Parámetros sísmicos considerados en el análisis. ....	46
<b>Tabla 14</b> Señales o registros sísmicos empleados en el análisis estructural. ....	47
<b>Tabla 15</b> Resultados de las fuerzas cortantes elásticas y desplazamientos obtenidos del análisis modal espectral (Base fija).....	57
<b>Tabla 16</b> Resultados de masas de participación y periodos obtenidos. (Puente base fija).....	58
<b>Tabla 17</b> Resultados de fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidas en el análisis de historia en el tiempo (Base fija).....	59
<b>Tabla 18</b> <i>Resultados de máximas fuerzas cortantes y desplazamientos y obtenidas en el análisis no lineal de historia en el tiempo (Base fija)</i> .....	60
<b>Tabla 19</b> Resultados del sistema de aislamiento (LRB) empleando el método simplificado (dirección longitudinal).....	64
<b>Tabla 20</b> Resultados de las unidades de aislamiento (LRB) colocadas sobre cada apoyo, empleando el método simplificado (dirección longitudinal).....	64
<b>Tabla 21</b> Propiedades geométricas elegidas para los aisladores LRB sobre los estribos y apoyos centrales.....	65
<b>Tabla 22</b> Propiedades de los materiales empleados en las unidades de aislamiento.....	66
<b>Tabla 23</b> Resultado de propiedades no lineales de los dispositivos con propiedades mínimas, nominales y máximas ( $K_e$ , $Q_d$ y $K_d$ ).....	67
<b>Tabla 24</b> .....	68
<b>Tabla 25</b> Participación Modal – Caso Con Aisladores LRB y propiedades nominales ( $\lambda$ . nom).....	69
<b>Tabla 26</b> Propiedades de los dispositivos ( $\lambda_{mín}$ , $\lambda_{nom}$ , $\lambda_{máx}$ ) obtenidas de la última iteración del análisis modal espectral.....	70
<b>Tabla 27</b> Capacidad máxima de las unidades de aislamiento a desplazamiento nulo y máximo, empleando las propiedades mínimas de modificación de propiedades.....	71
<b>Tabla 28</b> Ratios demanda capacidad de aisladores por carga vertical en servicio y a desplazamiento máximo, empleando las propiedades mínimas de modificación de propiedades.....	71
<b>Tabla 29</b> Verificación de la fuerza de restitución mínimas requerida con las propiedades mínimas..	72
<b>Tabla 30</b> Desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos Flectores – análisis espectral elástico.....	73
<b>Tabla 31</b> Propiedades mecánicas inherentes a los dispositivos ( $\lambda_{mín}$ , $\lambda_{nom}$ , $\lambda_{máx}$ ).....	74

<b>Tabla 32</b> Desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores máximos – Análisis de historia en el tiempo (LRB) – (Sismos Lima-Pisco-Chile).....	75
<b>Tabla 33</b> Lista de dimensiones estándar de apoyos metálicos cóncavos FP.....	81
<b>Tabla 34</b> Resultados de desplazamientos máximos (análisis no lineal de historia en el tiempo – OpenSees).....	82
<b>Tabla 35</b> Variación de la fuerza cortante según el uso de diferentes planchas internas y para diversos coeficientes de fricción. ....	83
<b>Tabla 36</b> Desplazamientos máximos obtenidos variando el coeficiente de rozamiento $\mu_2$ (OpenSees)= $\mu_1$ (Cosntantinou).....	85
<b>Tabla 37</b> Propiedades mínimas, máximas y nominales de los coeficientes de fricción del FTP .....	87
<b>Tabla 38</b> Propiedades nominales empleadas para el análisis tiempo historia en FTPs sobre estribos.	89
<b>Tabla 39</b> Propiedades nominales empleadas para el análisis tiempo historia en FTPs sobre apoyos centrales.....	89
<b>Tabla 40</b> Desplazamientos, fuerzas Cortantes y Momentos Flectores máximos – Análisis de historia en el tiempo (FTP) – (Sismos Lima-Pisco-Chile).....	90



## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos más relevantes para el desarrollo integral de un país, es la investigación en las diversas áreas del conocimiento tecnológico y científico, siendo indispensable para ello la contribución y compromiso de los profesionales que viven en él. El estudio, comprensión y desarrollo de tecnologías de protección sísmica nuevas y existentes, hará posible mitigar las pérdidas de vidas y del patrimonio luego de un sismo de gran magnitud.

La experiencia obtenida de los terremotos ocurridos en el pasado ha demostrado la importancia de dotar de sistemas de protección sísmica a las estructuras de edificaciones y puentes con el fin de reducir su daño o evitar su colapso. En la Figura 1, se muestra el colapso de un viaducto sin protección sísmica, ocurrido en Santiago de Chile a raíz del terremoto registrado el año 2010, el cual tuvo una magnitud de 8.8 Mw. El epicentro se ubicó aproximadamente a 150km al noroeste de la ciudad de Concepción, teniendo una duración de alrededor de cuatro minutos en la zona cercana al epicentro y cinco en las cercanas a la ciudad de Santiago de Chile.



**Figura 1** Colapso de viaducto en Av. Circunvalación Norte de Santiago de Chile debido al Terremoto 27 de febrero del 2010. (Fuente, El Mercurio, Chile)

Las vibraciones a las que se ven expuestas las estructuras durante los terremotos y en particular los puentes, varían según la proximidad al epicentro, las características topográficas, el tipo y potencia de los estratos de apoyos sobre los cuales se construye el puente o de la atenuación de la aceleración pico.

En el Perú, a raíz de estos eventos sísmicos de grandes magnitudes y a los daños ocasionados a los habitantes, edificaciones y puentes, es que desde el año 2011, tomó gran importancia la necesidad de la inclusión de sistemas de protección sísmica basados en aislamiento sísmico en la construcción de edificaciones importantes y esenciales. Hasta ese momento, en el Perú se empleaban otros sistemas de protección basados solo en disipación de energía.

De aquella época a la actualidad, en el Perú, esta tecnología referida a aislamiento sísmico, ya usada alrededor del mundo desde los años setenta, ha venido empleándose de manera acelerada en el diseño y construcción de edificaciones de viviendas, universidades y hospitales. Inicialmente, al no existir una normativa de aislamiento sísmica peruana, se aplicó el código norte americano ASCE7-10 y posteriormente a su publicación, la Norma Técnica Peruana de Aislamiento Sísmico E.031 (2020) basada en el código ASCE7-16.

En contraposición a ello, si bien esta tecnología de aislamiento sísmico ha sido aplicada a la protección de puentes en el Perú, en la actualidad, no se ha desarrollado o implementado con la misma rapidez que en edificaciones.

Por lo antes mencionado, y dada la existencia de diferentes tipos de dispositivos de aislamiento sísmico destinados a la protección de puentes, esta investigación abordará el estudio de su comportamiento. Para ello, se emplearán dos tecnologías de protección sísmica con diferentes características físicas y mecánicas, tales como los LRBs y los FTPs.

Esta investigación tomará como modelo de estudio el Puente Freyre que atraviesa el Rio Tambo (Figuras 2 y 3), ubicado en el kilómetro 045+000 de la carretera PE – 1S D en el tramo Los Cerillos, Islay, Mollendo, Ilo, El Pozo, en el distrito de Punta de Bombón, departamento de Arequipa; el cual, fue diseñado y construido convencionalmente sin protección sísmica.

De esta manera se evaluarán las ventajas y desventajas cualitativas y cuantitativas del empleo de un sistema de aislamiento sísmico respecto al otro, tomando como modelo de estudio un puente existente esencial de concreto postensado, de base fija, construido en el año 2020, el cual consta de tres tramos y 121.8 metros de largo en total.



**Figura 2** Vista del puente Freyre sobre el rio Tambo. Fuente, Ministerio de Transportes y Comunicaciones



**Figura 3** Vista de ubicación del puente Freyre, ubicado en Arequipa. Fuente, Google Earth

## 1.1 ANTECEDENTES

La técnica de protección sísmica basada en aislamiento consiste en desacoplar el movimiento del suelo con el de la estructura, logrando así una gran disipación de energía debido a la flexibilidad lateral y el amortiguamiento adicionalmente generado en el sistema.

Este concepto ha sido empleado rudimentariamente desde tiempos ancestrales en construcciones mediante el uso de materiales lateralmente flexibles o de reducido coeficiente de fricción en la interfaz (suelo- estructura).

En la época contemporánea, estos criterios de desacoplamiento (Suelo-estructura) han sido aplicados en la construcción y reforzamientos de puentes alrededor del mundo, siendo una de las primeras aplicaciones el aislamiento sísmico del puente Motu, ubicado en Nueva Zelanda, en el año 1973 (Trevor E. Kelly, R. Ivan Skinner, 2010)

En Sudamérica esta tecnología, basada en aisladores LRBs, fue usada por primera vez en el viaducto Marga Marga en Chile en el año 1996 (Carl Lüders, 2013), demostrando su eficacia frente a terremotos ocurridos en el pasado.

Dada la importancia de la protección sísmica de las edificaciones y de los puentes ante eventos naturales, el estudio teórico y experimental de estos sistemas de protección de base mediante LRBs y FTPs, han cobrado especial importancia y han ido evolucionando con el tiempo y con la experiencia mostrada en terremotos ocurridos en territorios donde ya fueron instalados. Esto alentó a nuevas investigaciones, publicaciones, métodos y códigos de diseño, como es el caso del AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design de los Estados Unidos, publicado en su primera edición en 1991 y actualizado periódicamente en los años 1999, 2010 y 2014 en su cuarta y última edición.

## **1.2 JUSTIFICACIÓN**

La falta de información relevante referida a los criterios de selección y la correcta aplicación de una determinada clase o tipo de dispositivos de aislamiento sísmico en puentes, devendrán en reducciones en la capacidad de carga, deformaciones y por ende en el desempeño sísmico y la vida útil de estas estructuras. Esto conllevará inevitablemente a pérdidas económicas en las inversiones que promueve el Estado Peruano, por ello, es necesario contar con una herramienta que permita definir el sistema de aislamiento sísmico idóneo a emplearse para la construcción de puentes esenciales en zonas sísmicas. Este estudio aportará comparaciones que permitan generar dicha herramienta.

## **1.3 OBJETIVOS**

### **1.3.1 Objetivo principal**

Evaluar las ventajas y desventajas estructurales, cualitativas y cuantitativas del desempeño sísmico de un puente, obtenidas luego de su protección sísmica, empleando para ello

independientemente aisladores elastoméricos (LRBs) y de péndulo de fricción triple (FTPs).

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- a) Analizar el desempeño estructural del puente Freyre, sin sistemas de protección sísmica.
- b) Analizar el desempeño estructural del puente Freyre, incorporando dos sistemas de protección sísmica diferentes, aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRBs) y péndulos de fricción triple (FTPs), empleando para ello propiedades elásticas.
- c) Analizar el desempeño estructural del puente en estudio, incorporando los dos sistemas de protección sísmica propuestos anteriormente, empleando propiedades inelásticas.
- d) Verificar las capacidades de restitución para cada caso.

## **1.4 ALCANCES**

Analizar comparativamente las ventajas y desventajas estructurales cualitativas y cuantitativas del desempeño sísmico de un puente continuo de 121.8 m, categorizado como esencial, empleando aisladores elastoméricos y de péndulo de fricción triple. Para este fin, se utilizará el software CSI Bridge, en donde se llevarán a cabo análisis estáticos, dinámicos- espectrales utilizando las propiedades elásticas de las unidades de aislamiento, así como, análisis pushover y historia en el tiempo con las propiedades no lineales de los aisladores.

Esta investigación no incluirá el diseño de la superestructura del puente, análisis de costos de construcción, ni ensayos de materiales.

## **1.5 HIPÓTESIS**

La incorporación de sistemas de protección sísmica en puentes compuestos por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRBs), devendrá en un mejor desempeño sísmico de sus estructuras respecto al uso de aisladores de péndulo de fricción triple (FTPs).

## **1.6 METODOLOGÍA**

Para el desarrollo de esta investigación, será necesario estudiar a detalle la información contenida en los documentos y planos del proyecto del puente, con el fin de poder evaluar el diseño estructural y el desempeño sísmico de la subestructura a la luz de la normativa vigente al momento de su construcción (MTC, 2018), para ello se realizará un análisis tridimensional del puente empleando el software CSIBridge.

Una vez verificado lo antes citado, se analizará el desempeño estructural del puente, incorporándole independientemente aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRBs) y de péndulo de fricción triple (FTPs), según las propiedades elásticas e inelásticas. Esto permitirá analizar y evaluar los desplazamientos, capacidades de restitución, amortiguamiento y energía disipada de los sistemas de aislamiento. Para ello, además de la NTP E.031 (2019) y el Manual de Puentes (2018), será necesario el empleo de las normas extranjeras vigentes relacionadas al diseño de puentes (AASHTO 2011; AASHTO 2014; AASHTO 2020). El análisis se llevará a cabo empleando el software CSIBridge.

Finalmente, se cuantificarán las ventajas y desventajas estructurales cualitativas y cuantitativas obtenidas luego de la incorporación de los aisladores antes mencionados.

## **1.7 ESTADO DEL ARTE**

Dada la importancia del correcto diseño y construcción de las obras viales para el desarrollo de las localidades o ciudades de un determinado país, el diseño y construcción puentes han tenido históricamente una relevancia innegable desde tiempos ancestrales.

A la fecha, el diseño convencional de puentes, (sin sistemas de aislamiento sísmico) consiste en proveer a la estructura de la rigidez necesaria para reducir los desplazamientos a límites aceptables según los códigos de diseño. Para ello, es necesario dotar a la estructura de un detallado especial y el refuerzo necesario para lograr un comportamiento dúctil. Sin embargo, esta disipación de energía se logra a través de incursiones inelásticas en alguno o varios de los miembros que conforman su estructura, causando inevitablemente daño estructural.

Por lo antes descrito y siendo estas estructuras propensas a daños o el colapso luego de ocurridos terremotos de gran magnitud, surge la necesidad de protegerlas sísmicamente mediante la incorporación de aislamiento sísmico de base en sus apoyos. Esta tecnología que ha sido empleada alrededor del mundo desde los años 70, inicialmente con aisladores en base a caucho, acero y núcleo de plomo y posteriormente con aisladores de fricción simples, dobles y triples o de tercera generación.

En la actualidad, el consumo de tiempo en el análisis y diseño estructural de puentes se ve reducido gracias a la velocidad y memoria de los procesadores que existen en el mercado y al uso de programas de análisis y diseño específicos para puentes, entre los que podemos citar CSI Bridge y SAP2000.

## CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

El presente capítulo comprende el relato de la información teórica y normativa necesaria para el análisis y diseño estructural de puentes con o sin aislamiento sísmico de base. Comprende tres secciones. La primera explica la clasificación normativa de los puentes según el MTC, (2018), la segunda describe los fundamentos de análisis y diseño para puentes convencionales y la tercera se refiere a puentes que poseen protección sísmica empleando aisladores LRB y FTP.

### 2.1 CLASIFICACIÓN DE PUENTES.

El Manual de Puentes (MTC, 2018), clasifica a los puentes según los siguientes criterios:

#### 2.1.1 La vía soportada

Pueden ser puentes para carreteras, ferrocarriles, trenes, acueductos, peatones y aviones. El modelo de estudio se trata de un puente carretero sobre el río Tambo.

#### 2.1.2 Su material

Pueden ser de concreto armado, concreto pre esforzado, metálicos, de piedra, etc. El modelo de estudio consiste en un puente de concreto armado y vigas pretensadas de concreto.

#### 2.1.3 Su sistema estructural

Pueden ser puentes tipo viga, colgantes y de arco. El modelo de estudio es un puente compuesto por vigas pretensadas y losas macizas de concreto.

#### 2.1.4 Su forma geométrica

El caso de estudio se refiere a un puente recto en planta. Otros casos que define el Manual de puentes (MTC, 2018) son los puentes con plantas esviadas o curvas.

#### 2.1.5 Su posición respecto a la vía

Pueden ser pasos superiores y pasos inferiores. El caso de estudio se trata de un puente superior que permite el paso del río Tambo por debajo de él.

#### 2.1.6 El tiempo de vida útil

Pueden ser puentes analizados y diseñados teniendo en cuenta una vida útil no mayor a 5 años (puentes temporales) o para vida útil de 75 años (puentes definitivos). La estructura empleada para este caso de estudio se trata de un puente definitivo.

### **2.1.7 La demanda de tránsito y clase de vía**

Pueden ser puentes diseñados para autopistas de primera y segunda clase, para carreteras de primera, segunda y tercera clase (MTC, 2018). La estructura en estudio se trata de una autopista de primera clase.

### **2.1.8 La importancia de operación**

Se clasifican en importantes, típicos y menos importantes. El caso de estudio se trata de un puente clasificado como importante.

### **2.1.9 Su clasificación para el diseño**

El propietario establecerá si el puente será de categoría esencial (diseñado para un TR=1000 años) o crítica (diseñado para un TR=2500años). El puente Freyre fue clasificado como un puente esencial.

## **2.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES**

El diseño sismorresistente de puentes resulta ser un aspecto crucial para el correcto desempeño de estas estructuras. Los códigos, normas y manuales de diseño establecen los criterios y requisitos mínimos para este fin.

### **2.2.1 Filosofía de diseño**

Según el Manual de Puentes (MTC, 2018), el diseño sismorresistente de estas estructuras deberá considerar como objetivos de desempeño mínimos que, después de ocurrido un evento sísmico moderado, las estructuras permanezcan operativas y que sus componentes estructurales se comporten en el rango elástico. Por otra parte, acepta que para sismos que tengan 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, puedan sufrir daños significativos e interrupción del servicio, lo cual significa que eventualmente podría ser necesario el reemplazo parcial o total de estos.

El diseño sismorresistente de puentes en la actualidad se basa en la consideración del cumplimiento de tres estados límites de diseño, tales como la constructibilidad, seguridad y serviciabilidad (MTC, 2018). Teniendo en cuenta esto, el Manual de Puentes peruano, prescribe los estudios previos mínimos requeridos en cada proyecto, según la importancia del puente.

Así mismo; el Manual de Puentes (MTC, 2018) menciona que, cuando se incorpore un sistema de aislamiento a los puentes, el diseño de estos se realizará según la “Guía de Especificaciones para Diseño de Aislamiento Sísmico” del AASHTO y cuando se efectúe

el diseño por capacidad de los elementos estructurales de los puentes se podrá usar la “Guía de Especificaciones LRFD para Diseño Sísmico de Puentes” del AASHTO (MTC, 2018)

Para el diseño de aislamiento sísmico de la presente investigación se empleará la “Guide Specifications for Seismic Isolation Design 2014 - 4th edition” (AASHTO, 2014) y para el diseño por capacidad la versión más reciente del “Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011-2th edition-2012, 2014, 2015 y 2022 Interim revisions” (AASHTO, 2011), siendo estas dos guías las versiones vigentes de diseño de la AASHTO

### **2.2.2 Desempeño sísmico**

Se define como el objetivo de comportamiento estructural esperado respecto a una determinada excitación o demanda sísmica aplicada a la estructura. El nivel de respuesta estructural se cuantifica por medio de los daños progresivos ocurridos en las estructuras según la amplitud, frecuencia y aceleración de las cargas sísmicas en un determinado lapso de tiempo.

Los primeros comités de la ingeniería sísmica basada en desempeño datan del año 1992 con la creación del comité Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Norteamericanos de California, el cual publicó el reporte Visión 2000 (Performance Based Seismic Engineering of Buildings) (SEAOC, 1995), luego, a raíz de los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 se publicaron los reportes de FEMA 273 y 274 en 1997 y el ATC 40 en 1996, posteriormente a esto se publicó el FEMA 440 en el año 2005, para luego de esto de algún modo estandarizarse con las publicaciones del ASCE 41.

Como se puede apreciar, el diseño por desempeño no es un tópico reciente para la ingeniería estructural. Asimismo, considerando el avance de la tecnología de los ordenadores de aquella época a la fecha, estos dispositivos son una herramienta eficaz para ahondar aún más en el estudio del diseño por desempeño de puentes.

SEAOC (1995), define los niveles de desempeño sísmico aceptables según el periodo de retorno sísmico (Tabla 1). Asimismo, en la Tabla 2 se definen las características de cada nivel de sismo y en la Tabla 3 el nivel de daño y desempeño esperado.

**Tabla 1**  
Objetivos de desempeño según comité VISION 2000.

		Niveles de desempeño sísmico			
		Completamente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Niveles de sismo de diseño	Frecuente (Tr=43 años)				
	Ocasional (Tr=72 años)				
	Raro (Tr=475 años)				
	Muy raro (Tr=970 años)				

Nota: Fuente, adaptado del Comité VISION 2000 Volumen 1, SEAOC (1995)

**Tabla 2**  
Niveles de Peligro Sísmico.

Clasificación del sismo de diseño según su frecuencia	Periodo medio de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años.	50% en 30 años
Ocasional	72 años.	50% en 50 años
Raro	475 años.	10% en 50 años
Muy Raro.	970 años.	10% en 100 años

Nota: Fuente, adaptado del Comité VISION 2000 Volumen 1, SEAOC (1995)

**Tabla 3**  
Niveles de daño y de desempeño.

Nivel de daño	Nivel de desempeño	Descripción del desempeño
Despreciable	Completamente operacional	Operación continua, las instalaciones operan y funcionan después del terremoto. Los daños estructurales y no estructurales despreciables.
Leve	Operacional	La mayoría de los servicios pueden reanudarse inmediatamente luego de ocurrido el sismo. Algunos servicios no esenciales necesitan ser reparados. El daño es leve. La estructura es segura para ser ocupada inmediatamente después del terremoto. Las operaciones esenciales continúan funcionando, las operaciones no esenciales se interrumpen.
Moderado	Seguridad de vida	El daño es moderado. Generalmente se garantiza la seguridad de la vida. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Pocos elementos estructurales sufren daños.
Severo	Cercano al Colapso	Daño estructural cercano al colapso. Colapso de elementos no estructurales.
Completo	Colapso	La estructura colapsa

Nota: Fuente, adaptado del Comité VISION 2000 Volumen 1, SEAOC (1995)

Así mismo; el código ASCE/SEI 41-17, basado en ensayos experimentales, establece los criterios de aceptación para el control de deformaciones según se muestra en la Figura 4:



**Figura 4** Criterios de aceptación de deformaciones de elementos. Fuente, Adaptado del ASCE/SEI 41-17

Donde:

**IO:** Ocupación inmediata.

**LS:** Seguridad de vida.

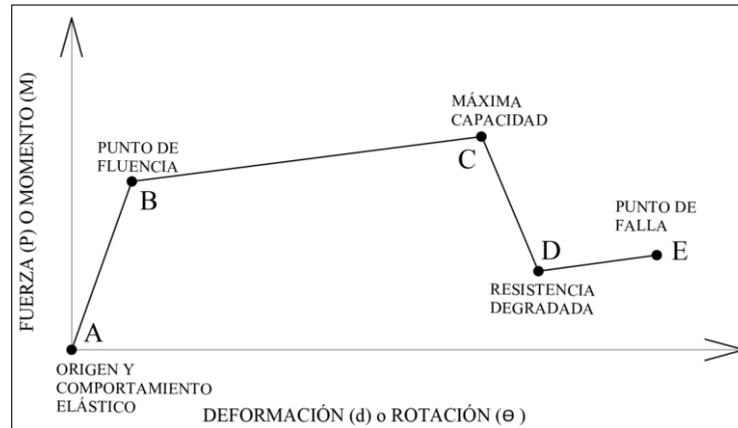
**CP:** Prevención al colapso.

El objetivo del análisis y verificación del desempeño del puente será determinar la máxima capacidad de deformación inelástica que podrán alcanzar sus pilares ante una determinada sollicitación sísmica.

### 2.2.3 Capacidad de desplazamiento

Es el desplazamiento máximo que puede admitir un elemento o sistema estructural previo a su colapso. Este desplazamiento es estimado en base a los momentos de curvatura de las secciones y su agrietamiento progresivo, empleando para ello, las propiedades no lineales del acero y del concreto y un determinado modelo constitutivo de los materiales empleados. Esto permite establecer los límites de desplazamiento inelástico de la subestructura en las dirección longitudinal y transversal del puente.

La curva de capacidad será el resultado de un análisis estático no lineal (Pushover), la cual permite evaluar el desempeño según los rangos de comportamiento establecidos por los códigos a nivel internacional (Figura 5).



**Figura 5** Curva de capacidad - desplazamiento. Adaptado del PEER (2008)

### 2.2.3.1 Análisis estático no lineal

Este análisis estático, no lineal, denominado “pushover”, implica someter a cargas monotónicas estáticas al puente, las cuales van incrementando su magnitud en cada paso de análisis, originando desplazamientos, elásticos, no lineales y finalmente el colapso de la estructura.

Para ello, es necesaria la definición de las propiedades no lineales del concreto y el acero, así como la ubicación y características de las rótulas plásticas empleadas para este fin.

### 2.2.3.2 Diagrama momento curvatura

La determinación de la capacidad de momento plástico en los elementos estructurales críticos se realizará mediante un análisis de momento – curvatura ( $M - \phi$ ). La curva  $M - \phi$  se idealizará con una respuesta elástica perfectamente plástica (Figura 6). El tramo elástico de la curva idealizada pasará por el punto que marca la primera fluencia del refuerzo ( $M_y$ ). La capacidad asociada al momento plástico idealizado se obtendrá equilibrando las áreas entre las curvas  $M - \phi$  reales e idealizadas sobre el primer punto de fluencia del acero de refuerzo ( $M_y$ ). (CALTRANS, 2019).

$M_p^{col}$ : Momento plástico idealizado.

$M_y$ : Momento correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo.

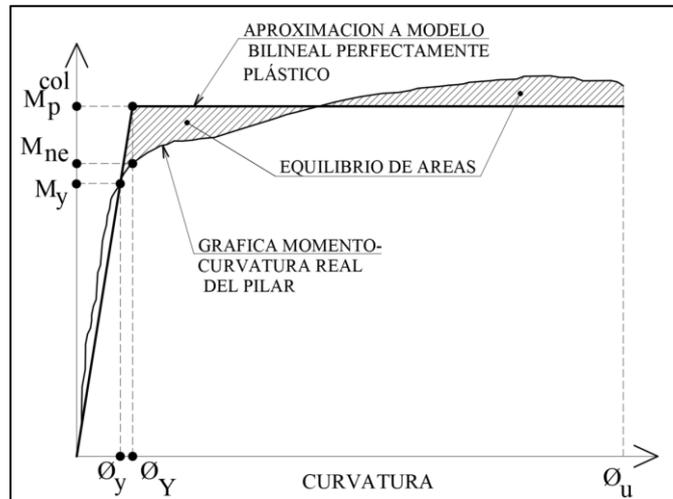
$\phi_y$ : Curvatura correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo.

$\phi_Y$ : Curvatura idealizada asociada a la primera fluencia del acero de refuerzo.

$\phi_u$ : Capacidad de Curvatura última

$M_{ne}$ : Capacidad nominal a momento basada en las propiedades esperadas de los

materiales y una deformación unitaria del concreto de 0.003.



**Figura 6** Aproximación modelo bilineal elastoplástico perfecto. Adaptado del CALTRANS (2019) Fig.5.3.6.2-1

Para el análisis, se tendrá en cuenta la variación de la fuerza axial en las columnas al determinar la capacidad de momento plástico de los pilares. Para el caso del presente estudio, el comportamiento no lineal de estos elementos se caracterizó empleando el modelo de Mander confinado y no confinado.

### 2.2.3.3 Rótulas plásticas

De acuerdo con las especificaciones de la AASHTO (2011) en la 'Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design' (artículo 4.11.6) y el CALTRANS (2019) (artículo 5.4.3), la longitud de rótula plástica analítica para pilares en secciones prismáticas, denotada como  $L_p$ , debe ser considerada como la longitud equivalente del pilar sobre la cual se asume una curvatura plástica constante para calcular la rotación plástica. El desplazamiento plástico de un elemento equivalente desde el punto de máximo momento hasta el punto de contraflexión se determinará en función de la rotación plástica.

Para pilares de concreto armado que anclan en una zapata o en los pilares centrales integrales de un puente,  $L_p$  en pulgadas, se determinará como:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl} \dots \dots \dots (1)$$

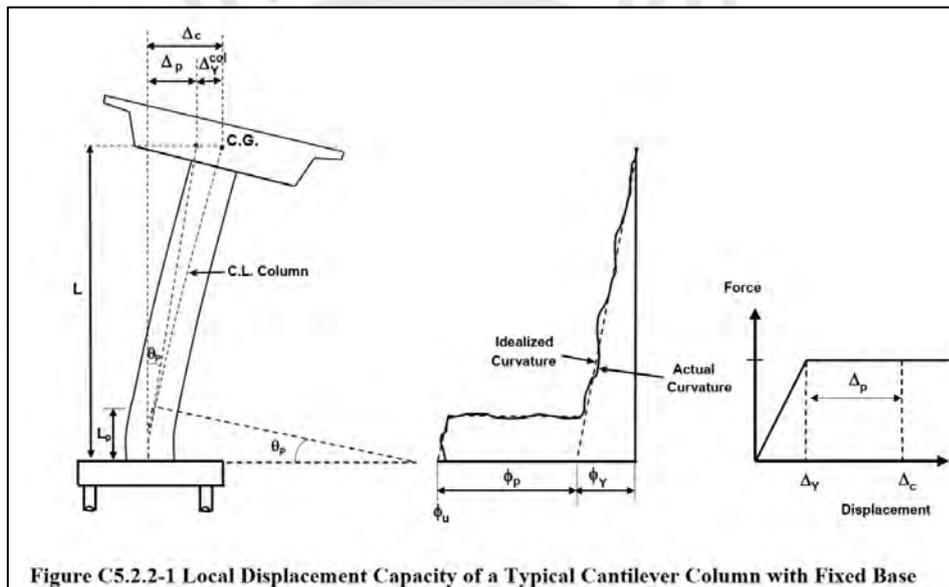
Donde:

$L$ : Longitud del pilar desde el punto de máximo momento hasta el punto de contraflexión. (pulg)

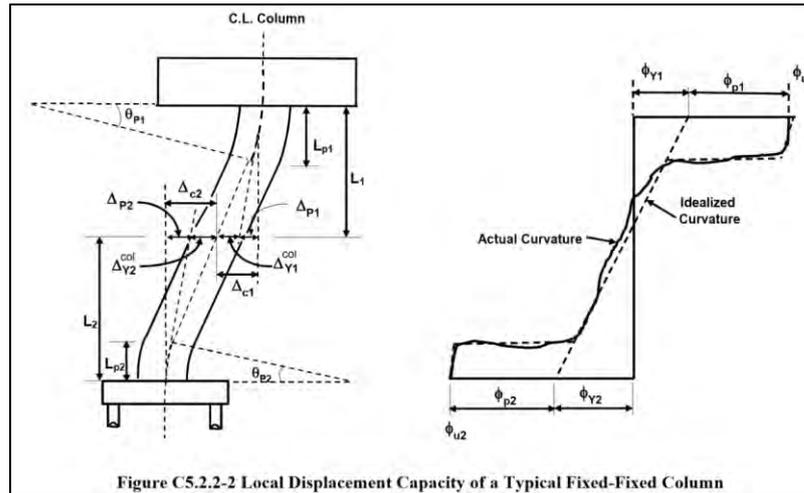
$f_{ye}$ : Límite de fluencia esperado de refuerzo longitudinal del pilar. (lbf/pulg<sup>2</sup>)

$d_{bl}$ : Diámetro nominal del refuerzo pasivo. (pulg.)

Para el caso de Puente Freyre, para el análisis longitudinal (Figura 7), al no estar conectadas o acopladas las vigas cabezales de los dos apoyos intermedios a los pilares, solo se asignarán rótulas plásticas en la zona inferior de estos y para el caso del análisis transversal (Figura 8), al existir doble curvatura, se considerarán rótulas plásticas en la zona inferior y superior de los pilares.



**Figura 7** Capacidad de desplazamiento de pilar en volado y base empotrada. Fuente, CALTRANS (2019)



**Figura 8** Capacidad de desplazamiento de pilar con base empotrada y con impedimento de rotación en la parte superior. Fuente, CALTRANS (2019)

### 2.2.3.4 Determinación del punto de desempeño

Existen diversas metodologías para su determinación, las cuales se han ido perfeccionando a lo largo del tiempo, tales como la del ATC-40 (Espectro de capacidad), FEMA 440 (Linealización equivalente), FEMA 356 (Método de los coeficientes) y ASCE 41-13, ASCE 41-17, siendo uno de los métodos más empleados el del ATC-40 (Figura 9). Este último método consiste en lo siguiente:

1. Graficar el espectro de demanda elástico con el 5% de amortiguamiento ( $T_i$  vs  $S_{ai}$ ).
2. Graficar la curva de capacidad, desplazamiento vs fuerza cortante ( $d_i$  vs  $V_i$ ).
3. Convertir el espectro de respuesta o demanda ( $T_i$  vs  $S_{ai}$ ) a un espectro de respuesta o demanda en formato ADRS ( $S_{di}$  vs  $S_{ai}$ ), donde  $S_{di}$  será:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \dots\dots\dots(2)$$

4. Convertir la curva de capacidad obtenida en el paso 2 ( $d_i$  vs  $V_i$ ) en espectro de capacidad en formato ADRS ( $S_{di}$  vs  $S_{ai}$ ), trazándolo en el mismo gráfico con el obtenido en el paso 3.

$$S_{di} = \frac{d_i}{(PF_1 * \phi_{1\Delta tope})} \dots(3)$$

$$vs \quad S_{ai} = \frac{V_i}{W_{sismico} \alpha_1} \dots(4)$$

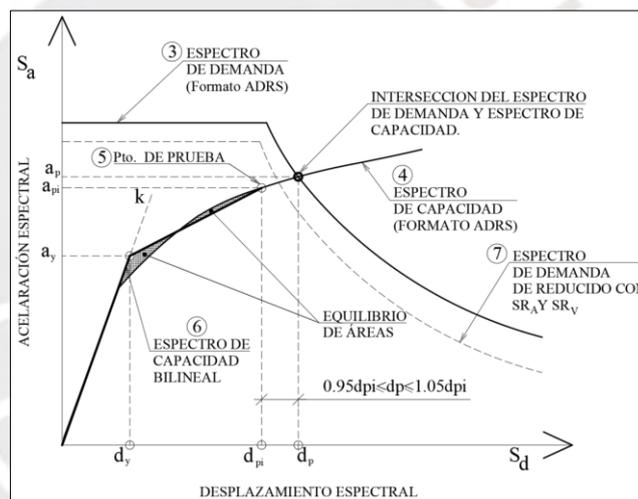
5. Asumir un punto de desempeño ( $d_{pi}$ ,  $a_{pi}$ ).
6. En base al punto de prueba seleccionado en el paso 5, dibujar el espectro de capacidad aproximándolo a una representación bilineal mediante el equilibrio de áreas.

- Calcular los factores de reducción  $SR_A$  y  $SR_V$  y trazar el espectro de demanda reducido superponiéndolo en la representación bilineal calculada en el paso 6. Donde  $SR_A$  y  $SR_V$  serán mayores a los valores indicados en la tabla 8-2 del ATC-40 (1996).

$$\beta_{eff} = \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right] \dots\dots\dots(5)$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{1}{B_S} \dots\dots(6); \quad SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{1}{B_L} \dots\dots(7)$$

- Determinar la coordenada donde el espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida se interceptan ( $d_p, a_p$ ).
- Si  $d_p$  se encuentra en  $\pm 5\%$  del desplazamiento  $d_{pi}$  asumido, el punto de desempeño de asumido ( $d_{pi}, a_{pi}$ ) se tomará como el resultado buscado ( $d_p, a_p$ ).



**Figura 9** Cálculo del punto de desempeño. Adaptada del ATC-40 (1996)

### 2.2.4 Categorías de diseño sismo resistente de puentes

Según las características del puente, importancia y su ubicación, los códigos y manuales de diseño prescriben requisitos mínimos de análisis a emplearse, esto con el objetivo de establecer niveles de exigencia mayores o menores según sea el caso.

Debido a que la presente investigación comprende la comparación del desempeño de dos tipos diferentes de sistemas de aislamiento de base, en esta sección se describen los métodos de análisis prescritos en el Manual de Puentes (MTC, 2018) y la Norma LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2020), la guía LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2011) y para el análisis del puente con aislamiento sísmico la guía Specifications for Seismic Isolation Design (AASHTO, 2014).

La Guía de diseño AASHTO (2011), establece cuatro categorías de diseño sísmico que van desde la letra A para zonas de menor sismicidad, hasta la letra D de más alta sismicidad. Análogamente, el Manual de Puentes MTC (2018) hace lo propio definiendo cuatro zonas sísmicas que van de la 1 a la 4, siendo la última zona la que posee mayor coeficiente de aceleración sísmica. En la Tabla 4 se muestran las aceleraciones según la zona sísmica y en la Tabla 5 las categorías de diseño sísmico prescritas en el Manual de Puentes 2018.

Coeficiente de Aceleración, $S_{D1}$	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

**Tabla 4** Aceleraciones espectrales según el mapa peruano de zonificación sísmica. Fuente, Manual de puentes MTC (2018)

A continuación, en la Tabla 5, se muestran las categorías de diseño sísmico (SDC), por su denominación en inglés “Seismic Design Category” y la lista de requerimientos mínimos a seguir según la categoría del puente (AASHTO, 2011).

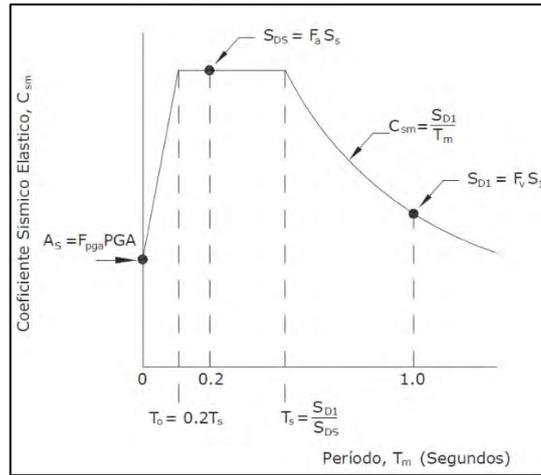
**Tabla 5**  
Requisitos mínimos de análisis, diseño y detallado según la categoría del puente.

CATEGORIAS DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES Y REQUERIMIENTOS DE DISEÑO				
Descripción	A	B	C	D
Requiere identificar un sistema sismorresistente de acuerdo con el Art 3.3 AASHTO	No	Sí	Sí	Sí
Requiere establecer la demanda sísmica de análisis.	No	Sí	Sí	Sí
Requiere verificación de la capacidad de los pilares (Desplazamientos, P- $\Delta$ , longitud de apoyo)	No	Sí	Sí	Sí
Requiere verificación de la capacidad de los pilares mediante un análisis PUSHOVER (Desplazamientos, P- $\Delta$ , longitud de apoyo)	No	No	No	Sí
Requiere verificación del diseño sismorresistente por capacidad por cortante de los pilares	No	Sí	Sí	Sí
Diseño y detallado	Diseño y detallado mínimo.	Según categoría B	Según categoría C	Según categoría D
Requiere evaluación de riesgo de licuación del suelo.	No	Sí	Sí	Sí

*Nota:* Adaptado de Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2011)

### 2.2.5 Definición de la demanda sísmica

El Manual de Puentes MTC (2018) y el Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2011) consideran la misma forma de construcción del espectro de pseudo aceleraciones espectrales como se muestra en la Figura 10.



**Figura 10** Espectro de demanda para el diseño de puentes. Fuente, Manual de Puentes MTC (2018).

Para conocer las aceleraciones espectrales es necesario conocer previamente las clases de sitio en base a la calidad del suelo de cimentación y la ubicación del proyecto, según se muestra en la Tabla 6.

**Tabla 6**  
Definición de Clase de Sitio según el tipo de suelo.

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

*Nota:* Fuente, Manual de Puentes MTC (2018).

El Manual de Puentes (MTC, 2018) especifica los siguientes factores de sitio (Tablas 7, 8 y 9), para aceleración pico en roca  $F_{pga}$ , para periodos cortos  $F_a$ , y para periodos largos  $F_v$ , según los mapas de isoaceleraciones indicados en el apéndice A3 del MTC (2018).

**Tabla 7**

Factores de Sitio  $F_{pga}$ , en periodo cero (Roca), MTC (2018).

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) <sup>1</sup>				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
$F^2$	*	*	*	*	*

**Tabla 8**

Factores de Sitio  $F_a$ , para valores de periodos cortos, MTC (2018).

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup>				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
$F^2$	*	*	*	*	*

**Tabla 9**

Factores de Sitio  $F_v$ , para valores de periodos largos, MTC (2018).

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec ( $S_1$ ) <sup>1</sup>				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
$F^2$	*	*	*	*	*

### 2.2.6 Metodologías destinadas al análisis sísmico de puentes

El documento Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2011), establece los requisitos mínimos para la elección del método de análisis según la categoría, número de tramos y la regularidad de los puentes, según se indica en la Tabla 10 y la demanda sísmica (Figura 11).

**Tabla 10**

Tipos de procedimientos de análisis estructural según la categoría del puente.

Categoría de diseño sísmico	Puentes regulares de 2 a 6 tramos.	Puentes no regulares de 2 a más tramos.
A	No requerido	No requerido
B, C o D	Emplear procedimiento 1 y 2	Emplear procedimiento 2.

Nota: Adaptada de la Tabla 4.2.1 AASHTO (2011)

La aplicabilidad de una u otra metodología estará determinada por la regularidad del puente, asociada al número de vanos, la rigidez y distribución de cargas de los puentes. Se consideran regulares los puentes que posean menos de siete vanos; sin cambios bruscos en su peso, rigidez y su forma; y ángulos en planta que satisfagan los requisitos de la guía AASHTO (2011)

A continuación, se muestran los procedimientos de análisis según la complejidad y características del puente:

#### **2.2.6.1 Procedimiento 1: Análisis de fuerzas equivalentes**

Este análisis puede emplearse para estimar las demandas de desplazamiento de estructuras en las que un análisis dinámico más sofisticado no proporcionará información adicional sobre el comportamiento. Se puede considerar que es adecuado para estructuras o pórticos individuales con tramos bien balanceados y rigidez uniformemente distribuida, donde la respuesta puede ser capturada por un modo de vibración de traslación predominante.

#### **2.2.6.2 Procedimiento 2: Análisis dinámico elástico**

Se utilizará para estimar las demandas de desplazamiento para estructuras donde el análisis estático o de fuerzas equivalentes, no proporcionará un nivel adecuado de sofisticación para estimar el comportamiento dinámico.

El análisis espectral multimodal elástico lineal, se lleva a cabo usando un espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento, debiendo considerarse en cada una de las direcciones principales de análisis del puente, la cantidad de modos necesarios para tener en cuenta como mínimo el 90% de la masa participativa.

Las fuentes de respuesta no lineal que no son capturadas en este procedimiento incluyen la fluencia de los componentes estructurales, el cierre y apertura de las juntas, y el comportamiento no lineal de los estribos y pilares. Para el cálculo de las respuestas se considerará la combinación cuadrática completa (CQC).

#### **2.2.6.3 Procedimiento 3: Análisis no lineal de historia en el tiempo**

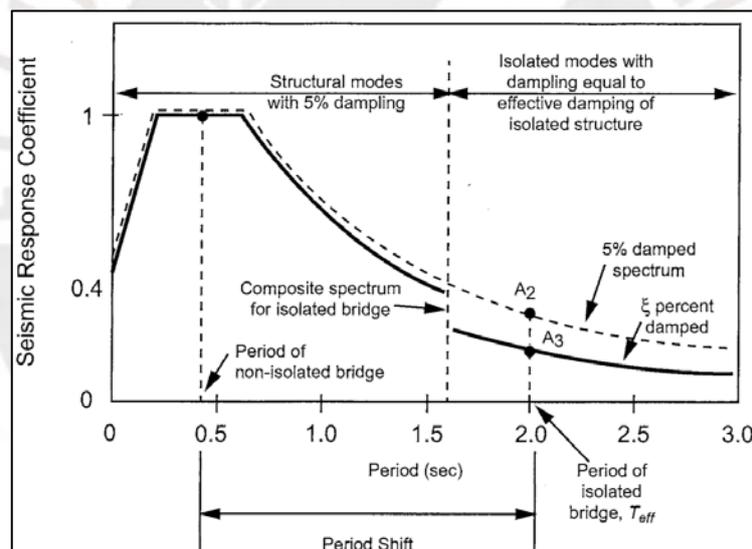
Los registros de aceleraciones utilizados como información de entrada para describir las cargas sísmicas se seleccionarán siguiendo los métodos proporcionados en el Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (AASHTO, 2011). El análisis de historia en el tiempo no lineal debe efectuarse con por lo menos tres conjuntos de datos

de registros sísmicos de eventos reales o sintéticos. Cada historia de tiempo se escalará para ser compatible con el espectro de respuesta objetivo.

Cuando se utilicen tres conjuntos de datos históricos en el tiempo en el análisis de una estructura, se utilizará el valor máximo de cada parámetro de respuesta para determinar la aceptabilidad del diseño (AASHTO, 2011).

### 2.3 DISEÑO DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO.

La tecnología de aislamiento sísmico aplicada a puentes logra ser una de las mejores alternativas para lograr un desacoplamiento efectivo entre las subestructuras y las superestructuras de los puentes. Esto se logra proveyendo a las unidades y al sistema de aislamiento de propiedades de reducida rigidez lateral, un alto amortiguamiento y capacidad de retorno a su posición inicial (fuerza de restitución lateral). Logrando de este modo incrementar su periodo de vibración natural reduciendo la demanda sísmica en la superestructura, los pilares y las cimentaciones de los puentes.



**Figura 11** Ejemplo de espectro de diseño para un puente aislado. Fuente, AASHTO (2014).

#### 2.3.1 Aisladores sísmicos

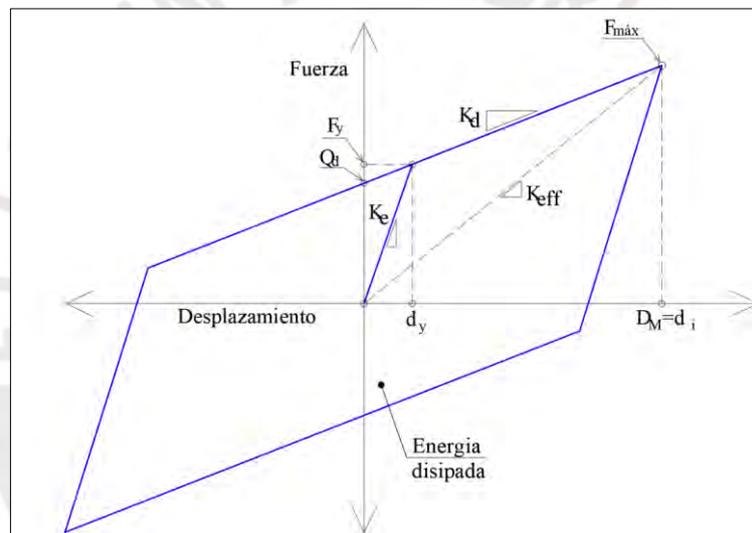
Son dispositivos mecánicos, que poseen una baja rigidez lateral, y una elevada rigidez vertical, lo cual permite la flexibilización de la interfase de aislamiento ubicada entre la superestructura (tablero y vigas) y la subestructura (apoyos, pilares y cimentaciones) incrementándose el periodo natural de vibración y el amortiguamiento del puente, lo que permitirá a su vez una gran disipación de energía con respecto a puentes que no incluyen este tipo de protección.

La fuerza de restitución del sistema aislado deberá ser mayor a la mínima requerida para luego de un evento sísmico retornar a su posición original.

Su disipación de energía es de naturaleza histerética, produciéndose a partir de ciclos repetitivos de cargas, mediante la incursión en el rango no lineal de los dispositivos.

En el mercado existen diferentes tipos de unidades de aislamiento, entre las que podemos citar, los aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo, elastoméricos de alto amortiguamiento, metálicos de péndulo simple, doble y triple. Las unidades de aislamiento materia del presente estudio serán del tipo LRB y FTP.

Los ciclos histeréticos de los aisladores, según los códigos internacionales y la NTP E.031 (2020), pueden ser representados mediante modelos bilineales. (Figura 12).



**Figura 12** Modelo bilineal para unidades de aislamiento sísmico. Adaptado de la (NTP E031, 2020)

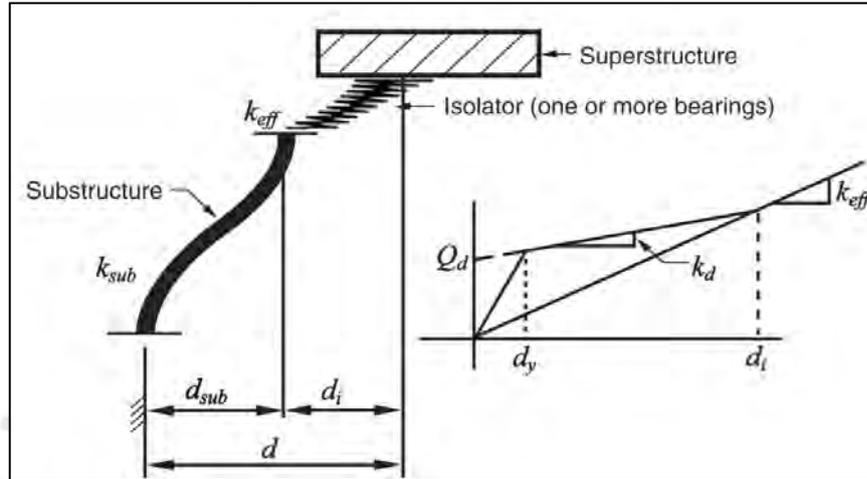
### 2.3.2 Procedimientos análisis de sistemas de aislamiento sísmico en puentes

Este numeral presenta procedimientos y criterios para el análisis y diseño de puentes que incluyen sistemas de aislamiento sísmico, independientemente del tipo o clase de aislador empleado.

De acuerdo con la guía AASHTO (2014), para el análisis sísmico de puentes que poseen aislamiento de base, se pueden emplear los siguientes procedimientos según su complejidad:

### 2.3.2.1 Procedimiento 1: Método simplificado

Dada la simplicidad de este método, puede ser empleado en puentes aislados que puedan representarse como estructuras de un sistema de un grado de libertad (1GDL) (ASSHTO, 2014). El análisis puede realizarse longitudinal y transversalmente independientemente en ambas direcciones del puente, para luego de ello, combinar las respuestas obtenidas en cada dirección. En la Figura 13 se muestra un esquema de los parámetros usados en la formulación de este procedimiento.



**Figura 13** Deformación lateral del sistema aislado. Fuente, AASHTO (2014).

Este procedimiento de análisis es iterativo y termina cuando los resultados del sistema en la dirección de análisis, tales como la rigidez efectiva, periodo efectivo, amortiguamiento efectivo y desplazamiento convergen en el mismo resultado tras realizar iteraciones consecutivas. Este método no debe aplicarse cuando existan además de aisladores disipadores de energía.

Las ecuaciones que aplican a este el método son las siguientes.

$$F = C_{smd} W \dots (8); \quad C_{smd} = \frac{C_{sm}}{B_L} \dots (9); \quad B_L = \left( \frac{\xi}{0.05} \right)^{0.3} \dots (10)$$

$$K_{eff} = \sum_j K_{effj} \dots (11); \quad K_{effj} = \frac{K_{sub} K_{eff}}{K_{sub} + K_{eff}} \dots (12); \quad T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \dots (13)$$

$$d = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \left( \frac{S_{D1} T_{eff}}{B_L} \right) \dots (14)$$

Donde:

$K_{eff}$ : Rigidez efectiva del sistema del conjunto de aisladores por apoyo.

$K_{sub}$ : Rigidez efectiva de la sub estructura por apoyo.

$W$ : Carga vertical de diseño ( $DL + LL_S$ )

$B_L$ : Factor de amortiguamiento.

$g$ : Aceleración de la gravedad.

Para un solo aislador, el coeficiente de amortiguamiento será:

$$\xi = \frac{2Q_d(d_i - d_y)}{\pi(d_i - d_y)^2 K_{effj}} \dots\dots\dots(15)$$

Para un varios aisladores, el coeficiente de amortiguamiento será:

$$\xi = \frac{2\sum_j [Q_d(d_i - d_y)]}{\pi\sum_j [K_{effj}(d_i + d_y)^2]} \dots\dots\dots(16)$$

Donde:

$Q_d$ : Resistencia característica a compresión del aislador.

$d$ : Desplazamiento total del tablero, relativo al suelo ( $d_i + d_{sub}$ ).

$d_i$ : Desplazamiento del sistema de aislamiento.

$d_y$ : Desplazamiento de fluencia.

$d_{sub}$ : Desplazamiento de la sub estructura.

Los resultados finales de este procedimiento sirven como referencia o punto de inicio para el desarrollo del análisis unimodal o multimodal.

### **2.3.2.2 Procedimiento 2: Método unimodal espectral**

Este análisis, al igual que el método simplificado, puede realizarse de manera independiente en cada dirección del puente y posteriormente combinar las respuestas. Este método puede ser usado solamente en puentes regulares y simples, donde su respuesta pueda representarse como un sistema de un grado de libertad. Siendo la razón entre la fuerza y el desplazamiento máximo obtenidos del análisis, la rigidez efectiva.

La solución para este procedimiento debe ser obtenida en base a iteraciones sucesivas hasta su convergencia. (ASSHTO, 2014)

### **2.3.2.3 Procedimiento 3: Método multimodal espectral**

Este método inicia con los resultados preliminares obtenidos para cada dispositivo de aislamiento del procedimiento simplificado, para ello es necesaria la construcción de un modelo estructural tridimensional que considere las propiedades efectivas de cada dispositivo y la reducción del espectro de demanda utilizado para la estructura de base fija por un factor ( $B_L$ ) que incluya el efecto del amortiguamiento del sistema de aislamiento para periodos mayores a  $0.8T_{eff}$ . La solución para este procedimiento debe ser obtenida por medio de iteraciones sucesivas hasta su convergencia. (AASHTO, 2014)

### **2.3.2.4 Procedimiento 4: Método tiempo historia**

Este procedimiento considera el análisis del puente empleando las propiedades no lineales de las unidades de aislamiento. Asimismo, la guía (AASHTO, 2014) indica que se emplearán por lo menos tres juegos de registros sísmicos, cada uno de los cuales deberá contar con tres componentes ortogonales, dos horizontales y una vertical, utilizando como resultado la máxima respuesta del parámetro de interés según el elemento diseñado.

El máximo desplazamiento del sistema de aislamiento se obtendrá como la suma vectorial de los desplazamientos longitudinales y transversales en cada instante de tiempo. (AASHTO, 2014)

### **2.3.3 Diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)**

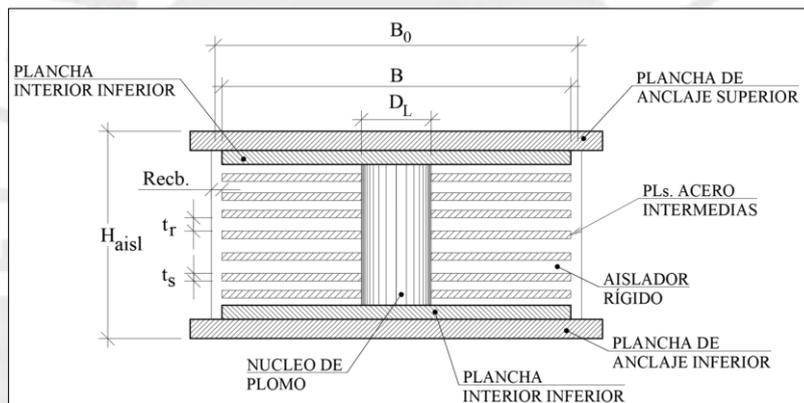
Los apoyos elastoméricos simples se han utilizado durante décadas con el fin de poder acomodar los efectos producidos por la expansión térmica en los puentes, dado que este material permite rotaciones en los apoyos de las vigas que lo conforman. La aplicación de este material se extendió al uso de aislamiento sísmico en vista de su alta tolerancia al movimiento, la sobrecarga y sus pocos requisitos de mantenimiento (Buckle, Constantinou, 2006).

Los aisladores LRBs, son apoyos elastoméricos que poseen un núcleo de plomo en su interior, lo que les confiere un alto grado de disipación de energía, estas unidades son incorporadas en la interfaz de aislamiento con el objetivo de proteger a estas estructuras frente a los terremotos. Al igual que otros aisladores en puentes, estos dispositivos se anclan directamente a la super y subestructura.

El núcleo de plomo se inserta en un orificio preformado en el aislador. Dos planchas de acero se disponen arriba y debajo de la unidad de aislamiento para anclarse a la sub y superestructura. Las capas internas de caucho confieren flexibilidad horizontal y las placas interiores de acero aportan confinamiento y rigidez vertical al núcleo de plomo, proporcionando al aislador una mayor capacidad de carga vertical (Figura 14).

Asimismo, el núcleo de plomo, al tener una alta rigidez inicial, proporciona resistencia a las fuerzas de frenado de los vehículos y las inducidas por el viento en puentes que poseen poco peso, para minimizar el movimiento de la estructura bajo cargas de servicio, pero fluye y disipa energía ante la acción de movimientos laterales inducidos por los sismos.

La fluencia en el plomo permite que los movimientos ambientales de aplicación lenta (como la expansión térmica) se acomoden con un efecto mínimo en las subestructuras. El recubrimiento de caucho protege las capas de acero de los efectos ambientales.



**Figura 14** Componentes de un aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB

### 2.3.3.1 Dimensionamiento

Para dimensionar los aisladores debemos conocer previamente las cargas que actuarán sobre ellos y las propiedades de los materiales a emplearse en el ensamblaje de cada dispositivo. A pesar de que en (AASHTO,2014) para fines de pre-dimensionamiento no existen indicaciones expresas referidas al esfuerzo admisible a compresión a emplearse para aisladores LRB, usualmente se considera  $\sigma_{aisl} = 1ksi = 70.32kg/cm^2$

a) Estimación inicial del área en planta del aislador:

$$A_b = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{\sigma_{aisl}} \dots\dots(17)$$

Donde:

$P_{DL}$ :Carga muerta.

$P_{LL}$ :Carga viva.

- b) Estimación inicial del diámetro mínimo del núcleo de plomo ( $D_L$ ).

$$D_L = \sqrt{\frac{4Q_d}{\pi f_{yL}}} \dots\dots(18)$$

Donde:

$D_L$ :Diámetro del núcleo de plomo.

$f_{yL}$ : Esfuerzo de fluencia del plomo (1.45 ksi a 1.75ksi).

$Q_d$ : Fuerza lateral máxima del aislador al desplazamiento cero.

- c) Estimación inicial del diámetro del aislador ( $B$ ).

$$B = \sqrt{\frac{4A_b}{\pi} + D_L^2} \dots\dots(19)$$

$$A_b = \frac{\pi(B^2 - D_L^2)}{4} \dots\dots(20)$$

- d) Estimación del espesor efectivo del caucho requerido ( $T_r$ ).

$$T_r = \frac{GA_b}{k_d} \dots\dots(21)$$

Donde:

$G$ : Módulo de corte del caucho (típicamente de 60 a 120psi).

$T_r$ : Espesor de caucho efectivo.

- e) Estimación del número de capas de caucho requerido ( $n_r$ ).

$$n_r = \frac{T_r}{t_r} \dots\dots(22)$$

Donde:

$T_r$ : Espesor total del caucho.

$t_r$ : Espesor de las capas de caucho ubicadas entre las planchas de acero.

- f) Estimación la altura total del aislador ( $H_{aisl}$ ).

$$H_{aisl} = n_r t_r + (n - 1)t_s + 2t_{c\_end} + 2t_{c\_outer} \dots\dots(23)$$

$t_s$ : Espesor de la capa de acero (usualmente alrededor de 1/8")

$t_{c\_end}$ :Espesor de planchas de acero interiores, superior e inferior (usualmente 0.5")

$t_{c\_outer}$ :Espesor de planchas de montaje, superior e inferior (usualmente 1.0")

### 2.3.3.2 Diseño por cortante y estabilidad

Los aisladores sísmicos deben cumplir los siguientes criterios y recomendaciones, referidas a su estabilidad y capacidad de deformación a desplazamiento nulo y desplazamiento máximo, empleando los factores de modificación de las propiedades mínimos y máximos, según la condición de diseño más desfavorable.

- a) El diámetro del núcleo de plomo ( $D_L$ ) deberá ser por lo menos  $1/6 B$  y no mayor a  $1/3B$ .

$$\frac{B}{3} \geq D_L \geq \frac{B}{6} \dots\dots(24)$$

Donde  $B$  es diámetro total de la unidad de aislamiento, incluyendo su recubrimiento.

- b) AASHTO (2014) indica que el sistema de aislamiento deberá proveer una fuerza de restitución lateral al desplazamiento  $D_M$  mayor que la fuerza de restitución a  $0.5D_M$ , pero no menor a  $W/80$ , siendo esto igual a la siguiente expresión:

$$k_{d_{min}} = \frac{2.5\%W}{d_t} \dots\dots(25)$$

- c) El esfuerzo cortante máximo permitido será:

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_{rot} \leq 5.5$$

$$\gamma_c = \frac{D_c \sigma_s}{GS} \dots\dots(26); \quad \sigma_s = \frac{P_{DL}}{A_{aisl}} \dots\dots(27); \quad S = \frac{A_b}{\pi B t_r} \dots\dots(28)$$

$$\gamma_{s,eq} = \frac{d_t}{T_r} \dots\dots(29); \quad \gamma_{rot} = \frac{D_{rot} B^2 \theta}{t_r T_r} \dots\dots(30)$$

Donde:

$G$ : Módulo de corte del caucho.

$D_c$ : Coeficiente de forma por compresión (aisladores circulares=1.0)

$D_{rot}$ : Coeficiente de forma para rotación en apoyos circulares.

$S$ : Factor de forma.

$\gamma_c$ : Máximo esfuerzo de corte en la capa de caucho debido a la compresión.

$\sigma_s$ : Esfuerzo de compresión actuante por carga muerta.

$\theta$ : Rotación debido a carga muerta y viva.

$\gamma_{rot}$ : Esfuerzo de cortante debido a la rotación (aisladores circulares = 0.375).

$\gamma_{s,eq}$ : Esfuerzo de cortante debido a las cargas sísmicas.

### 2.3.3.3 Revisión de estabilidad vertical.

- a) **En la condición de estado no deformado:**

AASHTO (2014) indica que para verificar la capacidad a carga vertical de un aislador en su condición no deformada deberá contemplarse un factor de seguridad  $F.S=3.0$ . Esta capacidad se calculará mediante la siguiente expresión:

$$P_{cr(\Delta=0)} = \frac{k_d H_{eff}}{2} \sqrt{\left(1 + \frac{4\pi^2 K_\theta}{k_d H_{eff}}\right) - 1} = \pi \sqrt{K_d K_\theta} \dots \dots (31)$$

$P_{cr(\Delta=0)}$ : Carga crítica al desplazamiento cero.

$H_{eff}$ : Altura efectiva del aislador  $H_{eff} = (T_r + T_s) \dots \dots (32)$

$T_s$ : Altura total de las capas de acero.

$K_\theta = \frac{E_b I}{T_r} \dots \dots (33)$

$E_b = E(1 + 0.67S^2) \dots \dots (34)$

$E$ : Módulo de elasticidad del elastómero  $E = 3G$

$I = \pi B^4 / 64 \dots \dots (35)$

Los apoyos o aisladores de caucho deberán satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{P_{cr(\Delta=0)}}{P_{DL} + P_{LL}} \geq 3 \dots \dots (36)$$

**b) En la condición de estado deformado:**

La capacidad crítica de un aislador elastomérico al cortante asociado a un desplazamiento  $\Delta$  puede ser aproximado a la siguiente expresión:

$$P_{cr(\Delta)} = \frac{A_r}{A_b} P_{cr(\Delta=0)} \dots \dots (37)$$

$A_r = \frac{B^2}{4} (\delta - \text{seno} \delta) \dots (38); \quad \delta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\Delta}{B} \right) \dots (39); \quad A_b = \pi \frac{B^2}{4} \dots (40)$

$A_b$ : Área bruta del aislador.

$A_r$ : Área reducida del aislador.

$\Delta$ : Desplazamiento del aislador.

La capacidad de carga crítica de los dispositivos deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$P_{cr(\Delta)} \geq 1.2 P_{DL} + P_{SL} \dots \dots (41)$$

**2.3.3.4 Revisión del desempeño de los dispositivos**

El artículo 8 del AASHTO (2014) exige que se verifique el desempeño del sistema de aislamiento utilizando los factores de modificación mínimos y máximos de las unidades de aislamiento ( $\lambda_{mín}, \lambda_{máx}$ ). Estos factores afectarán las propiedades  $k_d$  y  $Q_d$

flexibilizando o rigidizando el sistema, cambiando el periodo, desplazamientos, fuerzas cortantes, amortiguamientos y capacidades de restitución del sistema. Estos valores de lambda consideran factores de envejecimiento, fabricación, velocidad y scragging. Este último factor, se refiere a la degradación temporal de las propiedades mecánicas de los aisladores fabricados en base a caucho ante acciones cíclicas. En base a lo antes mencionado, los valores de  $k_d$  y  $Q_d$  máximos y mínimos serán determinados mediante las siguientes expresiones:

$$K_{d,máx} = K_d \lambda_{máx,Kd} \dots\dots(42)$$

$$K_{d,mín} = K_d \lambda_{mín,Kd} \dots\dots(43)$$

$$Q_{d,máx} = Q_d \lambda_{máx,Qd} \dots\dots(44)$$

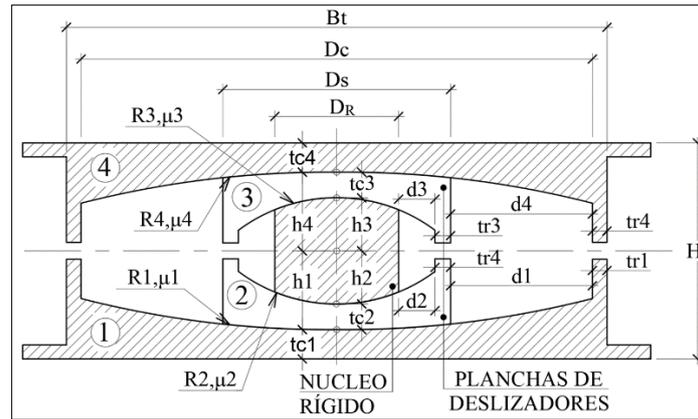
$$Q_{d,mín} = Q_d \lambda_{mín,Qd} \dots\dots(45)$$

### 2.3.4 Diseño de aisladores de péndulo de fricción triple (FTP)

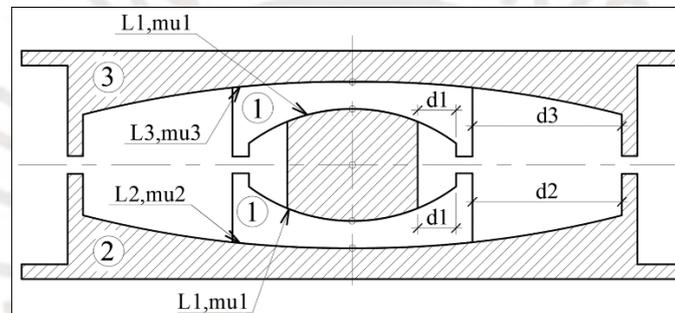
Los aisladores de triple péndulo (FTP) poseen múltiples regímenes de comportamiento (5 en total), que cambian su resistencia y rigidez con el aumento o disminución del desplazamiento, por ello, la definición o construcción de su ciclo histerético fuerza-desplazamiento resulta ser compleja comparada con los aisladores LRB, dado que los FTP poseen ubicaciones según la demanda de desplazamientos donde cambian las propiedades geométricas y de fricción de cada una de las superficies o platos metálicos que lo componen.

El desempeño sísmico de los FTPs se define en base a la geometría y coeficientes de rozamiento de la superficies deslizantes de los dispositivos, siendo estas, los radios de curvatura de los platos metálicos  $R_1=R_4$  y  $R_2=R_3$ , las alturas  $h_1=h_4$  y  $h_2=h_3$ , las capacidades de desplazamientos  $d_2=d_3$  y  $d_1=d_4$  y los coeficientes de fricción en cada una de sus superficies llamados  $\mu_1, \mu_2, \mu_3$  y  $\mu_4$  donde comúnmente  $\mu_2=\mu_3$  y  $\mu_1=\mu_4$ . (Constantinou, 2011)

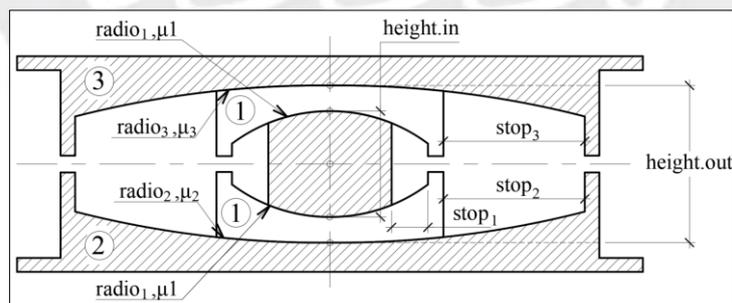
Dado que en la bibliografía se proponen diferentes nomenclaturas para el diseño de los aisladores FTP, en este estudio se consideró necesario mostrar tres de ellas con el fin de mejorar la comprensión del lector (Figuras 15, 16 y 17).



**Figura 15** Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP. Adaptado de Constantinou, 2011, p 31. Además de los parámetros indicados en la figura original, se agregaron parámetros adicionales que el autor de esta investigación considera pertinente definirlos previamente tales como  $H_t$ ,  $B_t$ ,  $D_c$ ,  $D_s$ ,  $D_r$ ,  $t_{c2}$  y  $t_{c3}$  con el fin no cometer errores o incongruencias geométricas durante el diseño.



**Figura 16** Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP según Dao N. D et al, 2013. Adaptado de Dao N. D et al, 2013. Donde “L”, “μ” y “d” equivalen a las nomenclaturas “R”, “μ” y “d” según Constantinou (2011) respectivamente.



**Figura 17** Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP. Adaptado del Manual CsiBridge.

El aislador de triple péndulo posee cinco regímenes de operación de los cuales solo se emplean los primeros cuatro de ellos dejando el régimen V como reserva (Constantinou, 2011)

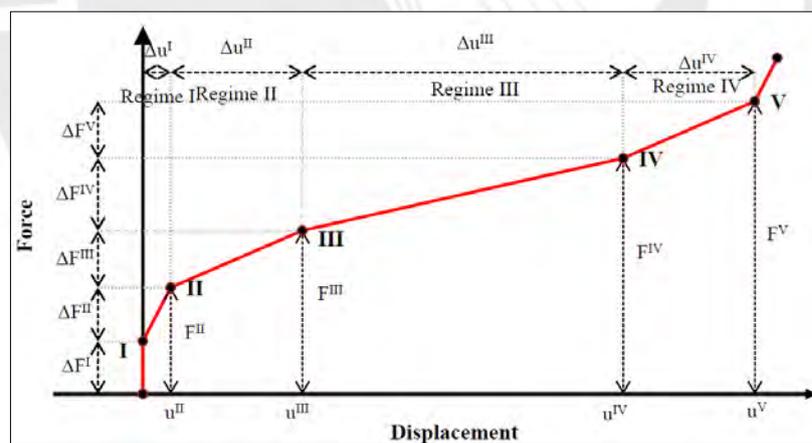
La descripción que se muestra a continuación está referida a la nomenclatura de la Figura 15 (Constantinou, 2011). Como se aprecia en la Figura 18 y Tabla 11, el régimen I inicia con el deslizamiento que se produce al mismo tiempo en las superficies 2 y 3 cuando se supera la fricción inicial, este régimen inicia en la coordenada I y termina en la II al detenerse el deslizamiento en la superficie 2 y se inicia el desplazamiento en la superficie 1. (Constantinou, 2011).

En el régimen II se produce el deslizamiento solamente de las superficies 1 y 3. Este régimen finaliza en la coordenada III, cuando se detiene el desplazamiento en la superficie 3 y se inicia el desplazamiento en la superficie 4. (Constantinou, 2011).

En el régimen III, se produce el deslizamiento solamente de las superficies 4 y 1. En la coordenada IV, se acaba la capacidad de desplazamiento de la superficie 1 e inicia el deslizamiento en la superficie 2. (Constantinou, 2011).

En el régimen IV, se produce el deslizamiento solamente de las superficies 2 y 4 hasta que se consume la capacidad de desplazamiento de la superficie 4. (Constantinou, 2011).

En el régimen V, después del punto V, el deslizamiento se presenta en las superficies 2 y 3 hasta ser agotados por completo. (Constantinou, 2011).



**Figura 18** Relación fuerza desplazamiento en aisladores de triple péndulo. Fuente, (Constantinou, 2011).

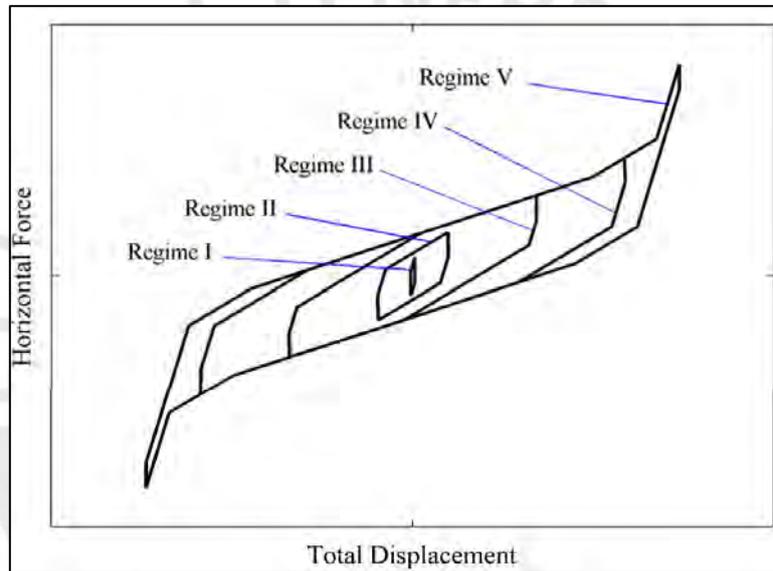
Las capacidades de desplazamiento que realmente suceden en cada interfaz deslizante vienen dadas por:

$$d_i^* = \frac{R_{effi}}{R_i} d_i, \dots\dots(46), \quad i = 1 \dots 4$$

Donde,  $R_{effi}$  es el radio efectivo de la superficie i:

$$R_{effi} = R_i - h_i \dots \dots (47), \quad i = 1 \dots 4$$

En la Figura 19 se muestran cinco ciclos histeréticos diferentes, cada uno asociado a uno de los diferentes regímenes de comportamiento. Los parámetros en los ciclos histeréticos se relacionan con la geometría del FTP, con los valores del coeficientes de fricción y la carga de gravedad  $W$  transportada por el aislador como se describe en (Fenz y Constantinou, 2008). Los aisladores de péndulo de fricción triples (FTP) suelen ser diseñados para funcionar solo hasta el régimen IV, mientras que el régimen V está reservado solo para actuar como una restricción final al desplazamiento. En el régimen V, el aislador ha consumido sus capacidades de desplazamiento  $d_1$  y  $d_4$  y solo se desliza sobre las superficies 2 y 3. (Constantinou, 2011).

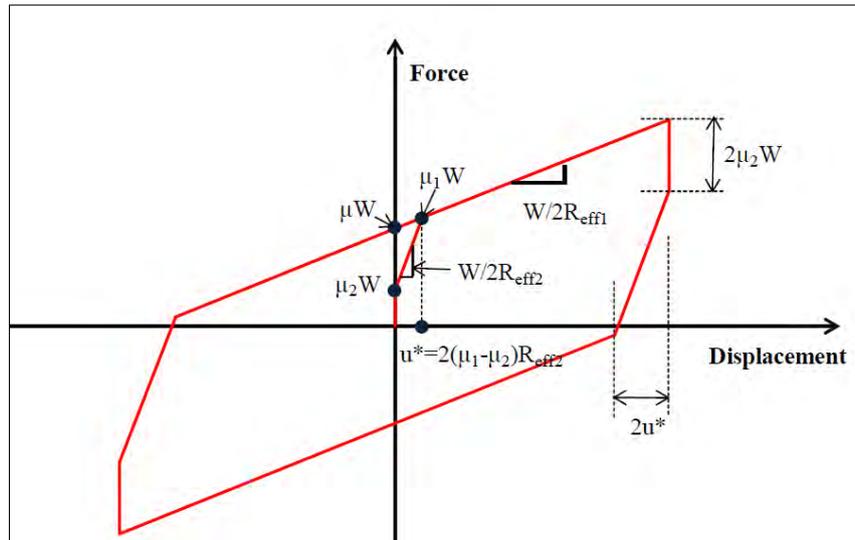


**Figura 19** Ciclo histerético fuerza desplazamiento de aisladores de triple péndulo. Fuente, (Constantinou, 2011).

En la Figura 20, se muestra la constitutiva de un FTP que no alcanza el régimen de operación V, el cual muestra un comportamiento histerético trilineal, donde  $R_{eff1} = R_{eff4}$ ,  $R_{eff2} = R_{eff3}$ ,  $d_1^* = d_4^*$ ,  $\mu_1 = \mu_4$ ,  $\mu_2 = \mu_3$ . Bajo esta configuración la relación fuerza-desplazamiento y fuerza al desplazamiento cero del FTP está descrita por:

$$u = u^* + 2d_1^* = 2(\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + 2d_1^* \dots \dots (48)$$

$$\mu W = \left[ \mu_1 - (\mu_1 - \mu_2) \frac{R_{eff2}}{R_{eff1}} \right] \dots \dots (49)$$



**Figura 20** Ciclo histérico fuerza desplazamiento en aisladores de triple péndulo. Fuente, (Constantinou, 2011).

La Tabla 11 presenta un resumen de las relaciones de fuerza desplazamiento del aislador de triple péndulo (FTP) en sus cinco regímenes de operación. Como se puede observar, la forma de su ciclo histérico varía según las distancia de los topes ( $d$ ), los coeficientes de rozamiento ( $\mu$ ) y los radios de curvatura ( $R$ ).

**Tabla 11**

Resumen de comportamiento de FTP (nomenclatura referida a la Figura 15)

RÉGIMEN	DESCRIPCIÓN	RELACIÓN FUERZA DESPLAZAMIENTO
I	El deslizamiento solo se produce en las superficies 2 y 3	 $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$ <p>Válido hasta:</p> $F = F_{f1}, \quad u = u^* = (\mu_1 - \mu_2) R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3) R_{eff3}$
II	Se detiene el movimiento en la superficie 2; y se deslizan en las superficies 1 y 3	 $F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}}$ <p>Válido hasta:</p> $F = F_{f4}, \quad u = u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff3})$
III	Se detiene el movimiento en las superficies 2 y 3; y se deslizan las superficies 1 y 4	 $F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}}$ <p>Válido hasta:</p> $F = F_{dr1} = \frac{W}{R_{eff1}} d_1^* + F_{f1}$ $u = u_{dr1} = u^{**} + d_1^* \left( 1 + \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}} \right) - (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4})$
IV	El deslizador contacta con el tope de restricción de la superficie 1; el movimiento se detiene en la superficie 3; deslizando sobre esta las superficies 2 y 4	 $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{dr1}) + \frac{W}{R_{eff1}} d_1^* + F_{f1}$ <p>Válido hasta:</p> $F = F_{dr4} = \frac{W}{R_{eff4}} d_4^* + F_{f4}$ $u = u_{dr4} = u_{dr1} + \left[ \left( \frac{d_4^*}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) - \left( \frac{d_1^*}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4})$
V	los deslizadores 1 y 4 quedan restringido al desplazamiento, mientras que las superficies 2 y 3 se deslizan.	 $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} (u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{eff4}} d_4^* + F_{f4}$

Se asume que: (1)  $R_{eff1} = R_{eff4} \gg R_{eff2} = R_{eff3}$ , (2)  $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$ , (3)  $d_1^* > (\mu_4 - \mu_1) R_{eff1}$ , (4)  $d_2^* > (\mu_1 - \mu_2) R_{eff2}$ , (5)  $d_3^* > (\mu_4 - \mu_3) R_{eff3}$

Nota: Adaptado de Tabla 4.-1 (Constantinou, 2011)

En base al procedimiento antes descrito, variando las especificaciones de los materiales y geometría de los aisladores de péndulo triple, el objetivo será conseguir un dispositivo con el que se logre incrementar el periodo natural de vibración del puente, su amortiguamiento y capacidad de disipación de energía. Para ello, se emplearán las propiedades nominales, máximas y mínimas y los materiales con los cuales se ensamblará el o los dispositivos empleados en el puente.

Adicionalmente, el sistema de aislamiento deberá poder generar una fuerza de restitución que pueda regresar a una ubicación igual o muy cercana a la posición inicial no deformada. En el caso de los FTPs, a diferencia de los aisladores del tipo LRB, la fuerza de restitución del sistema, la confiere la propia carga vertical y las superficies de rozamiento cóncavas.

#### 2.3.4.1 Dimensionamiento

Siguiendo la nomenclatura de la Figura 15, el diámetro del núcleo central del aislador  $D_R$  será estimado como el mínimo necesario para resistir las cargas verticales últimas actuando en su superficie.

$$D_R \geq \sqrt{\frac{4P_U}{\pi F_y}} \dots\dots(50)$$

Donde:

$F_y$ : Limite de fluencia del acero empleado.

$P_U$ : Carga vertical última aplicada al dispositivo.

#### 2.3.4.2 Estimación del núcleo $D_R$ y alturas $h_1, h_2, h_3, h_4$

Con la verificación de la estabilidad del núcleo central será posible calcular las alturas  $h_1 = h_2$ , de manera que sumadas sean menores o iguales  $D_R$ , garantizando así la estabilidad del núcleo. Considerando que las alturas  $h_1 = h_2$  son iguales, se deberá cumplirse la siguientes relación:

$$h_2 + h_3 \leq D_R \dots\dots(51); \quad h_2 = h_3 \leq \frac{D_R}{2} \dots\dots(52)$$

Así mismo, considerando que el espesor de las planchas  $tc_2$  y  $tc_3$  que usualmente son de 25mm, las alturas  $h_1 = h_4$  se pueden estimar como se muestra a continuación:

$$h_1 = tc_2 + h_2 \dots\dots(53)$$

$$h_4 = tc_3 + h_3 \dots\dots(54)$$

#### 2.3.4.3 Estimación de radios de curvatura exteriores $R_1, R_4$ e interiores $R_2, R_3$

Los radios de curvatura externos  $R_1 = R_4$ , pueden ser elegidos de la Tabla 33 según el diámetro de las superficie  $D_c$  que se requiera emplear según los desplazamientos y periodos que se desean alcanzar. Así, mayor  $D_c$ , significará, mayores distancias de

parada  $d_i$  y por lo tanto mayores desplazamientos, periodos de vibración y costos del dispositivo.

Con el fin de verificar el desempeño, se han establecido diversos radios de curvatura efectivos internos, siendo estos  $R_{eff2} = R_{eff3} = 139.7, 304.8, 584.2$  y  $838.2$ mm.

Así mismo, debe tenerse en cuenta que los radios de curvatura externos  $R_1 = R_4$  deben ser mucho mayores a los radios de curvatura internos  $R_2 = R_3$ .

#### 2.3.4.4 Capacidad de desplazamiento de los platos internos $d_2 = d_3$

La capacidad de desplazamiento  $d_2$  está asociada a los coeficientes de rozamiento  $\mu_1, \mu_2$  y  $R_{e2}$ , mientras que la capacidad de desplazamiento  $d_3$  está asociada a los coeficientes de rozamiento  $\mu_4, \mu_3$  y  $R_{e3}$ , con lo que se tiene:

$$d_2 > (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} \dots \dots \dots (55)$$

$$d_3 > (\mu_4 - \mu_3)R_{eff3} \dots \dots \dots (56)$$

Con esta formulación se garantiza que los dispositivos FTP logren trabajar hasta el régimen de operación V, a pesar de que se elija un régimen de operación menor.

#### 2.3.4.5 Capacidad de desplazamiento de los platos externos $d_1 = d_4$

Las distancias de frenado de las superficies  $d_1 = d_4$  según el régimen límite previsto para su operación, deben considerar los límites de desplazamiento establecidos de cada régimen según su formulación. Así, si el objetivo de operación es el régimen III o IV debe tenerse en cuenta que los dispositivos FTPs no excedan los desplazamientos máximos para estos regímenes  $u_{dr1}$  y  $u_{dr4}$  respectivamente. En el caso de estudio se prevé que los FTPs solo trabajen hasta el régimen de operación III, con lo que se tiene:

$$d_1 = d_4 = \left( \frac{D_M - 2(\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} - R_{eff2})}{2} \right) \frac{R_1}{R_{eff1}} \dots \dots \dots (57)$$

#### 2.3.4.6 Diámetro de los platos internos 2 y 3, $D_S$

El diámetro  $D_S$  se calculará en base a las dimensiones ya definidas  $d_2, d_3$  y el núcleo  $D_R$ , sumando a esto el espesor de los anillos de retención de los platos 2 y 3. Siendo  $d_2 = d_3$  se tiene:

$$D_S = 2d_2 + 2t_{retención} + D_R \dots \dots \dots (58)$$

#### 2.3.4.7 Diámetro de los platos exteriores 1 y 4, $D_c$

El diámetro  $D_c$  se calculará en base a las dimensiones ya definidas de  $d_1$ ,  $d_4$  y el diámetro del plato interior previamente estimado  $D_S$ . Siendo  $d_1 = d_4$  se tiene:

$$D_S = 2d_1 + D_S \dots \dots (59)$$

Como se puede apreciar, es recomendable el desarrollo de una hoja de cálculo o similar, con el fin de no cometer errores geométricos durante el prediseño que no conlleven a resultados que no sean compatibles con la propia geometría del dispositivo de protección. En esta hoja de cálculo debería mostrarse también datos como los regímenes de operación incluyendo fuerzas, desplazamientos máximos y energía disipada en cada régimen de operación.

#### 2.3.5 Revisión del desempeño de los dispositivos

En base al procedimiento antes descrito, variando las especificaciones de los materiales y geometría, el diseño se dará por resuelto o validado, cuando se consiga dispositivos que logren incrementar el periodo natural de vibración del puente, su amortiguamiento y disipación de energía. Por lo que será necesario, verificar las condiciones más desfavorables de acuerdo a las partes y componentes del puente que sean diseñadas. Para ello se emplearán, las propiedades nominales, máximas y mínimas según los factores de modificación de las propiedades de los materiales con los cuales se ensamblará el o los dispositivos utilizados en el puente.

Adicionalmente, el sistema deberá generar una fuerza de restitución que le permita regresar a una posición igual o muy cercana a la inicial o no deformada.

#### 2.3.6 Factores de modificación de las propiedades de los dispositivos de aislamiento.

Los materiales de los cuales están compuestos los dispositivos de aislamiento son propensos a cambios en sus propiedades mecánicas, debido a factores tales como, su temperatura, velocidad, scragging, envejecimiento, fabricación, factores ambientales y contaminación. Por ello, la Norma Técnica Peruana de Aislamiento Sísmico E.031, con el fin de contemplar las condiciones más desfavorables en el diseño, prescribe la afectación de las propiedades nominales por factores de modificación mínimos ( $\lambda_{mín}$ ) y máximos ( $\lambda_{máx}$ ). Así, el factor de modificación máximo de las propiedades ( $\lambda_{máx}$ ) y el factor mínimo ( $\lambda_{mín}$ ) se establecerán según las expresiones prescritas en la NTP E.031, las cuales se detallan a continuación:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = (1 + (0.75\lambda_{ae,m\acute{a}x} - 1)) \lambda_{tvs,m\acute{a}x} \lambda_{fab,m\acute{a}x} \dots\dots(60)$$

$$\lambda_{m\acute{i}n} = (1 - 0.75(1 - \lambda_{ae,m\acute{i}n})) \lambda_{tvs,m\acute{i}n} \lambda_{fab,m\acute{i}n} \dots\dots(61)$$

$\lambda_{ae,m\acute{a}x}$ : Factor de modificaci3n para determinar el m\acute{a}ximo valor de una propiedad del aislador, considerando las condiciones ambientales y el envejecimiento.

$\lambda_{ae,m\acute{i}n}$ : Factor de modificaci3n para determinar el m\acute{i}nimo valor de una propiedad del aislador, considerando las condiciones ambientales y el envejecimiento.

$\lambda_{tvs,m\acute{a}x}$ : Factor de modificaci3n para determinar el m\acute{a}ximo valor de una propiedad del aislador, considerando las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.

$\lambda_{tvs,m\acute{i}n}$ : Factor de modificaci3n para determinar el m\acute{i}nimo valor de una propiedad del aislador, considerando las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.

$\lambda_{fab,m\acute{a}x}$ : Factor de modificaci3n para determinar el m\acute{a}ximo valor de una "propiedad del aislador, considerando la variabilidad en la fabricaci3n de aisladores de la misma" dimensi3n.

$\lambda_{fab,m\acute{i}n}$ : Factor de modificaci3n para determinar el m\acute{i}nimo valor de una propiedad del aislador, considerando la variabilidad en la fabricaci3n de aisladores de la misma dimensi3n.

**Tabla 12**

Factores de modificaci3n de las propiedades para dispositivos clase I

VALORES M\acute{A}XIMOS DE LOS FACTORES DE MODIFICACI3N M\acute{I}NIMO PARA PARA LOS DISPOSITIVOS CLASE I							
VALOR M\acute{A}XIMO PARA:	Interfaz sin lubricaci3n	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con n\ucleo de plomo	Aislador de caucho con n\ucleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
	<i>u o Qd</i>	<i>u o Qd</i>	<i>K</i>	<i>Kd</i>	<i>Qd</i>	<i>Kd</i>	<i>Qd</i>
Factor M\acute{i}nimo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ( $\lambda_{ae,min}$ )	1	1	1	1	1	1	1
Factor M\acute{i}nimo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ( $\lambda_{tvs,min}$ )	0.95	0.95	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Factor M\acute{i}nimo para verificar los ensayos de aisladores de obra-variaciones de fabricaci3n ( $\lambda_{fab,min}$ )	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
<b>Factor de Modificaci3n M\acute{i}nimo L\acute{i}mite Inferior:</b> $\lambda_{min} = [1 - 0.75(\lambda_{ae,min} - 1)] * \lambda_{tvs,min} * \lambda_{fab,min}$	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>	<b>0.8</b>

Fuente: Numeral C 17.2.8.4 de los comentarios al Cap\itulo 17 del ASCE 7-16.

Nota: Fuente, NTP E.031 (2020)

## CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO

El puente Freyre formó parte del proyecto de “Construcción de puentes por reemplazo en la zona Centro-Sur del País”. Este puente fue construido en el año 2020 en reemplazo de uno existente de una sola vía con más de cincuenta años de antigüedad (Fig.-21).



Figura 21 Vista de ubicación del puente Freyre, Arequipa. Fuente, Google Earth

### 3.1 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL.

El puente posee tres tramos continuos prefabricados, contruidos en base a vigas de sección I tipo AASHTO.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERESTRUCTURA.

La superestructura del puente posee las siguientes características:

**Longitud total:** 121.80 m.

**Longitud de tramos:** Tramo 1 = 40.417 m, Tramo 2 = 40.967m y Tramo 3 = 40.417m.

**Número de Vías:** 02 (ida y vuelta)

**Ancho del Tablero:** 15.30 m.

**Calzada:** 02 carriles de 3.60 m., 02 bermas de 2.25 m., 02 new Jersey de 0.40 m. de ancho, 02 veredas de 1.20 m. de ancho + 02 barandas de 0.20 m. de ancho.

**Tablero:** Losa de concreto armado de 0.20m de espesor.

**Vigas:** 06 vigas prefabricadas postensadas tipo AASHTO.

**Diafragmas exteriores:** de 0.60 m. de ancho sobre estribos.

**Diafragmas interiores:** de 0.30 m de ancho ubicados entre las vigas longitudinales

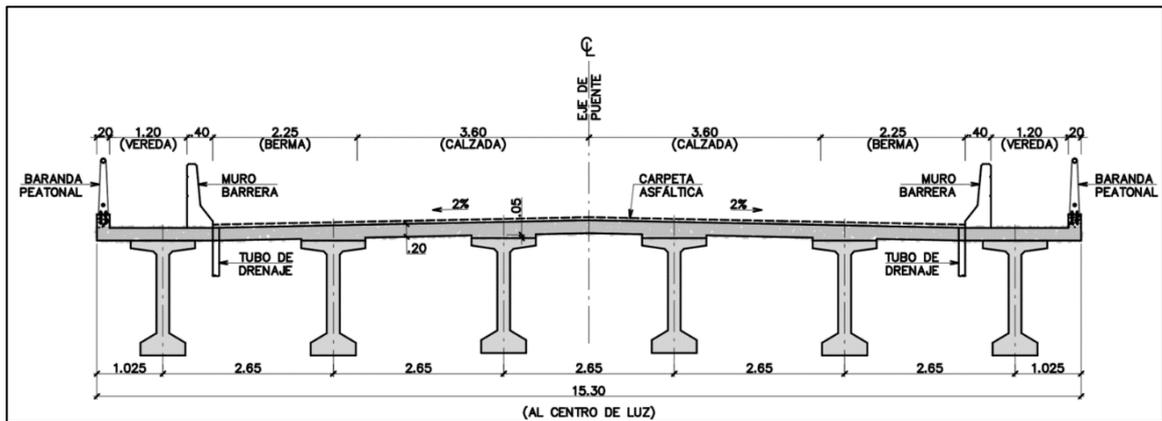


Figura 22 Sección transversal del tablero del puente Freyre. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C.

El trazo en planta, en elevación y ubicación del tablero, se han verificado con la información del proyecto y concuerdan con los estudios de trazo vial, los estudios hidrológicos e hidráulicos, así como geológicos y geotécnicos.

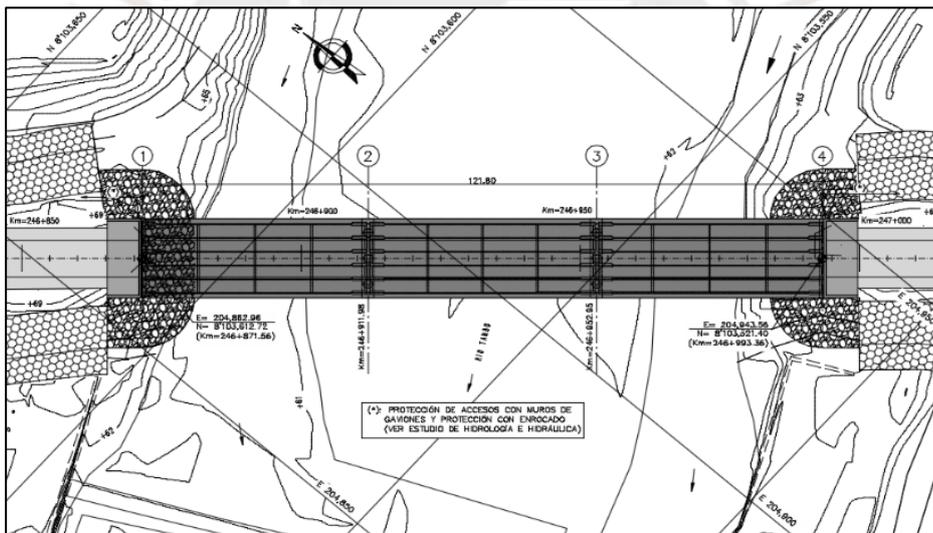


Figura 23 Vista en planta del puente Freyre. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C

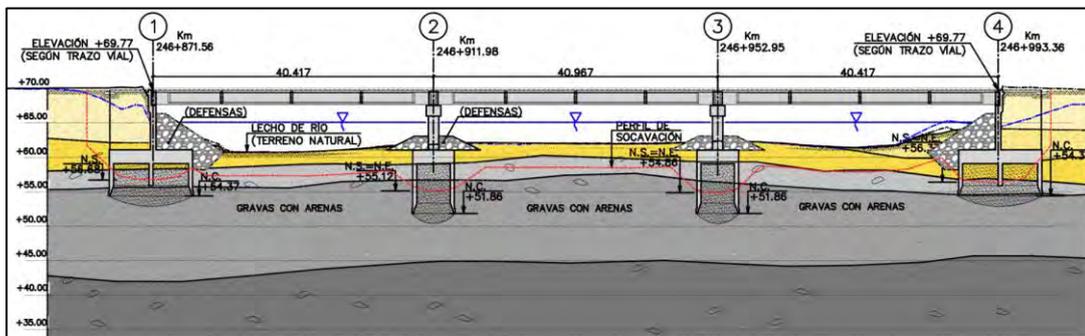
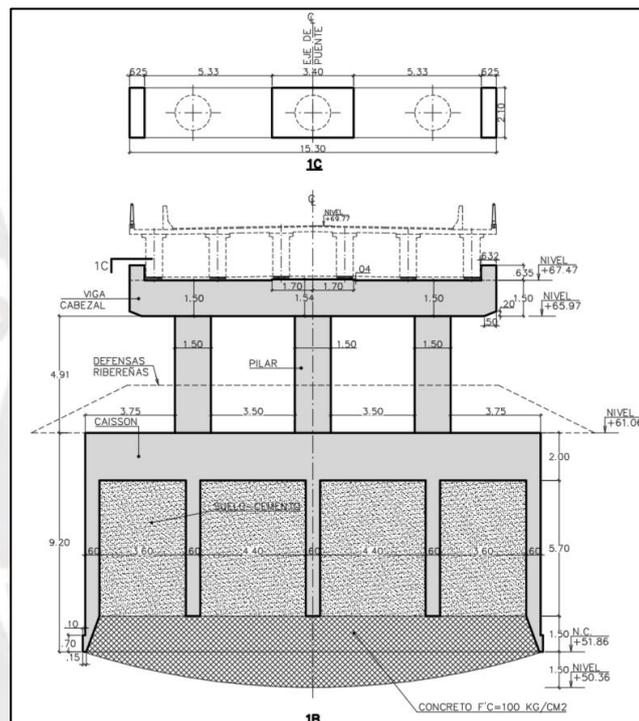


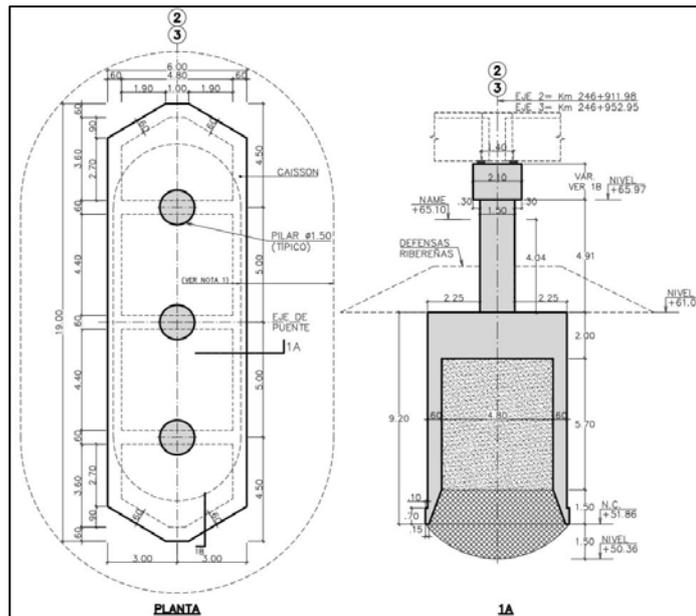
Figura 24 Vista de elevación longitudinal del puente Freyre. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C

### 3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura del puente está conformada por cuatro apoyos, dos estribos extremos (inicio y fin) y dos pórticos intermedios. Los estribos consisten en pantallas de 0.80m de ancho arriostradas en la dirección longitudinal del puente por un contrafuerte central y dos aletas laterales de 0.50m de ancho. Los pórticos intermedios consisten en tres pilares de concreto armado  $f'c=350\text{kg/cm}^2$  de 1.50m de diámetro. Los estribos y los pórticos descansan sobre caissons de concreto armado apoyados en suelo gravo arenoso (Figuras 25 y 26). La sección transversal de los pilares y caissons es la que se muestra a continuación:



**Figura 25** Elevación de apoyos centrales típicos Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C.



**Figura 26** Planta de cimentación y elevación longitudinal de los apoyos centrales. Fuente GCAQ Ingenieros civiles S.A.C.

### 3.4 MATERIALES

Según la información del proyecto, los materiales empleados en el diseño estructural y construcción del puente fueron los siguientes:

#### Concreto:

Pórticos centrales:  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Estribos:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Vigas prefabricadas postensadas:  $f'c = 490 \text{ kg/cm}^2$ ,  $fci = 420 \text{ kg/cm}^2$

Vigas diafragma:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Losa de tablero:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Barreras:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Losas de aproximación:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Caissones:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

#### Acero de refuerzo:

ASTM A 706 Grado 60,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (solo en pilares)

ASTM A 615 Grado 60,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (resto)

#### Acero de postensado:

ASTM A 416 Grado 270,  $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$

#### Dispositivos de apoyos simples:

Planchas de refuerzo: ASTM A-36

Anclajes, barras galvanizadas: ASTM A 193-B7

Neopreno: Dureza 60 Shore-A

### 3.5 ESTADOS DE CARGA

El cálculo de los esfuerzos y deformaciones se ha realizado siguiendo las siguientes consideraciones de carga que gobiernan el diseño estructural:

- **DC1:** Es la carga muerta de los componentes estructurales. Se ha considerado un peso específico del concreto armado de  $2.50 \text{ ton/m}^3$ .
- **DC2:** Se ha considerado la carga producto de las barreras, las barandas, veredas y las instalaciones interiores (El peso de las barreras se ha estimado en  $0.58 \text{ t/m.}$ )
- **DW:** Se ha considerado el peso propio de la carpeta asfáltica, (Se considera el peso de una carpeta asfáltica de  $0.05\text{m}$  de espesor con una densidad de  $2.10 \text{ ton/m}^3$ ).
- **LL+IM:** Se ha considerado la carga viva vehicular de diseño HL-93, la cual contempla la aplicación de la carga del camión de diseño, el tándem de diseño y la carga distribuida de carril. Adicionalmente, se considera la carga de impacto que incrementa en un 33% la demanda de acuerdo con el artículo 3.6.1.2, 3.6.1.3 y el 3.6.2 del AASHTO (2020).
- **BR:** Se considera la fuerza de frenado de los vehículos de acuerdo con el artículo 3.6.4 del AASHTO (2020).
- **PL:** Sobrecarga peatonal en los extremos del puente de  $0.37 \text{ ton/m}^2$  acuerdo con el artículo 3.6.1.6 del AASHTO (2020), en  $1.20\text{m}$  de ancho en cada extremo del tablero.
- **EQ:** Se ha considerado el espectro de respuesta asociado a un período de retorno de 1000 años en base a la información del estudio de sitio realizado para el proyecto.

#### 3.5.1 Parámetros obtenidos del estudio geotécnico del proyecto

El estrato de apoyo del suelo es denso, clasificado como suelo clase C según la tabla 2.4.3.11.2.1.1-1 (MTC, 2018), siendo la profundidad mínima de desplante de la cimentación  $-2.50\text{m}$ . respecto al lecho del río; sin embargo, dados los niveles de socavación indicados en el estudio hidrológico y las profundidades mínimas a considerarse establecidas en el Manual de Puentes 2018, fue necesario plantear una cimentación por medio de caissons según se muestra en la Figuras 25 y 26.

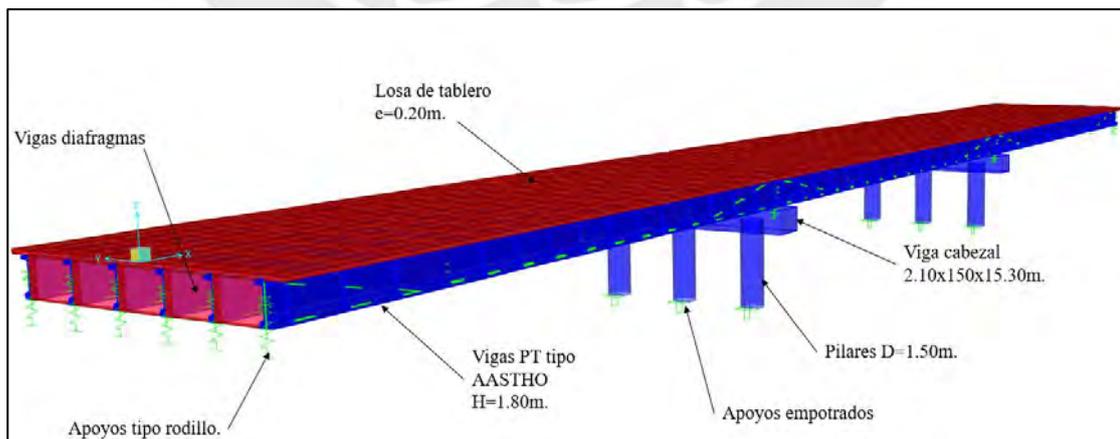
## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL PUENTE EN ESTUDIO SIN PROTECCIÓN SÍSMICA

Este capítulo presenta el análisis de la subestructura del puente Freyre sin el uso de protección sísmica; es decir, tal como fue diseñado y construido. Para ello, previamente se describen los parámetros de análisis obtenidos de los estudios de sitio y del proyecto, para proceder a realizar un análisis espectral por superposición modal y de historia en el tiempo no lineal. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos con la capacidad del puente determinada en base a un análisis Pushover no lineal.

### 4.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Para llevar a cabo el análisis estructural, se ha empleado el software CsiBridge, en el cual se han modelado los elementos estructurales del puente, considerando la linealidad y no linealidad de los materiales, cargas permanentes, cargas móviles y cargas de sismo mediante el uso de espectros de pseudo aceleraciones y registros de aceleraciones sísmicas para los análisis modal espectral e historia en el tiempo respectivamente. Así mismo, se han empleado cargas monotónicas incrementales para el análisis Pushover.

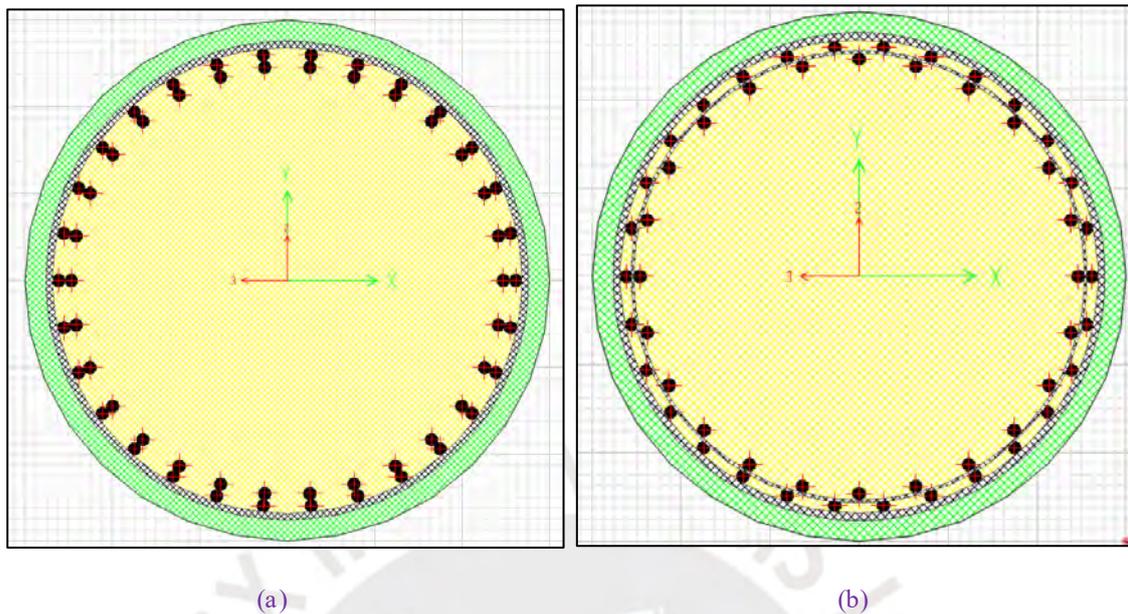
El puente se ha modelado con la ayuda de la herramienta del software CSIBridge “Bridge Modeler Wizard” y el módulo “Section Designer” para la verificación de la capacidad de los pilares (Figura 28). Los elementos tales como vigas AASHTO, pilares y cabezales han sido representados mediante elementos tipo barra “frame”. Las losas del tablero han sido modeladas mediante elementos tipo “Shell” (Figura 27).



**Figura 27** Modelo estructural del puente Freyre en el software CSI Bridge (Base fija).

Los apoyos que conectan la superestructura con la subestructura han sido modelados como elementos tipo “Link” representando los apoyos móviles y fijos del puente.

En vista que el puente está cimentado en suelo denso y dada la gran rigidez de los caissons, los apoyos han sido modelados como empotrados.



**Figura 28** Modelo de pilares exteriores e interiores de pórticos intermedios en Section Designer - CSIBridge. Nota. (a) pilares exteriores ( $60\phi 1-3/8''$  en la base), (b) pilares interiores ( $54\phi 1-3/8''$ ). El color verde representa el concreto no confinado y el amarillo el confinado.

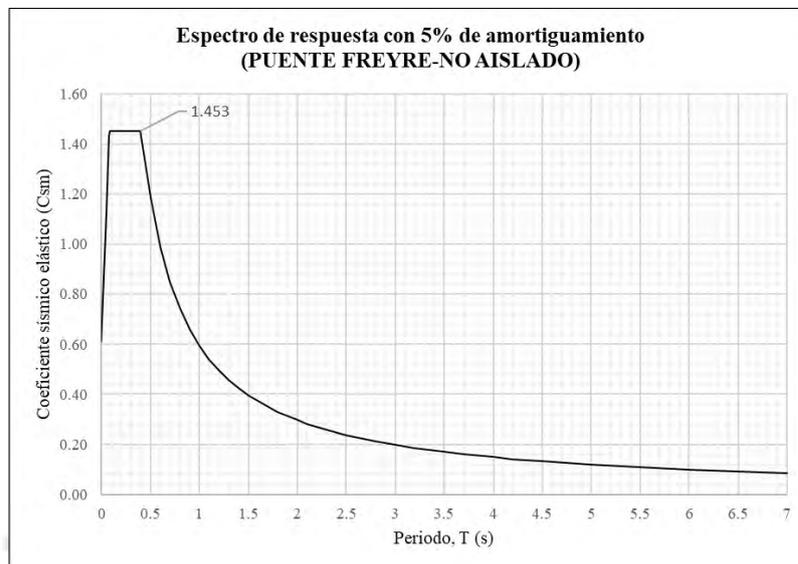
## 4.2 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Se ha determinado en base al Manual de Puentes (MTC, 2018) y el código AASHTO (2020). En la Tabla 13, se muestran los parámetros de sitio y sísmicos utilizados en el proyecto y en el desarrollo del presente estudio.

**Tabla 13**  
Parámetros sísmicos considerados en el análisis.

Parámetros	Correspondencia
Clase de sitio:	C
Suelo de cimentación:	Denso
Zona sísmica	4
PGA	0.612 g
$S_s$ :	1.453 g
$S_1$ :	0.435 g
$F_a$ :	1.000
$F_{pga}$ :	1.000
$F_v$ :	1.365
$A_s = F_{pga} * PGA$	0.612 g
$S_{DS} = F_a * S_s$	1.453 g
$S_{D1} = F_v * S_1$	0.594 g
$T_0 = 0.2(S_{D1}/S_{DS})$	0.082 s
$T_S = S_{D1}/S_{DS}$	0.409 s

A continuación, en la Figura 29, se muestra el espectro de pseudo aceleraciones que será usado tanto para el análisis del puente sin y con protección sísmica. Empleando para el primer caso un amortiguamiento del 5% y para el caso con protección sísmica un amortiguamiento mayor según las características de los dispositivos empleados.



**Figura 29** Espectro de respuesta sísmico MTC-2018 y AASHTO 2020 (5% de amortiguamiento)

### 4.3 ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO

Siguiendo los lineamientos prescritos en la guía “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011, Art 5.4.4” y la Norma de diseño Sismorresistente E.030, Art 30.1, los análisis no lineales de historia en el tiempo se han realizado empleando tres juegos o conjunto de registros sísmicos, tomando la máxima respuesta de estos. Para la elección de los registros sísmicos, se tuvo en cuenta que fueran de magnitudes mayores o iguales a 8 Mw y que el mecanismo de falla del terremoto sea de subducción.

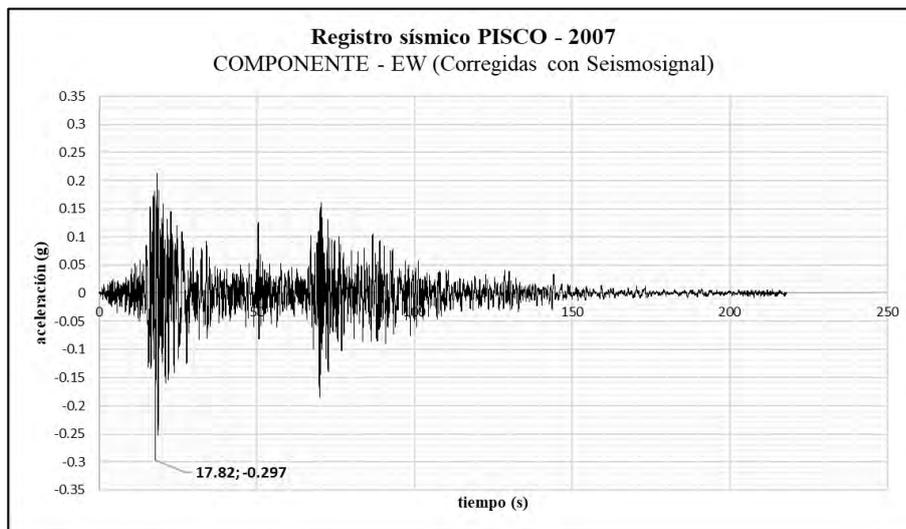
**Tabla 14**

*Señales o registros sísmicos empleados en el análisis estructural.*

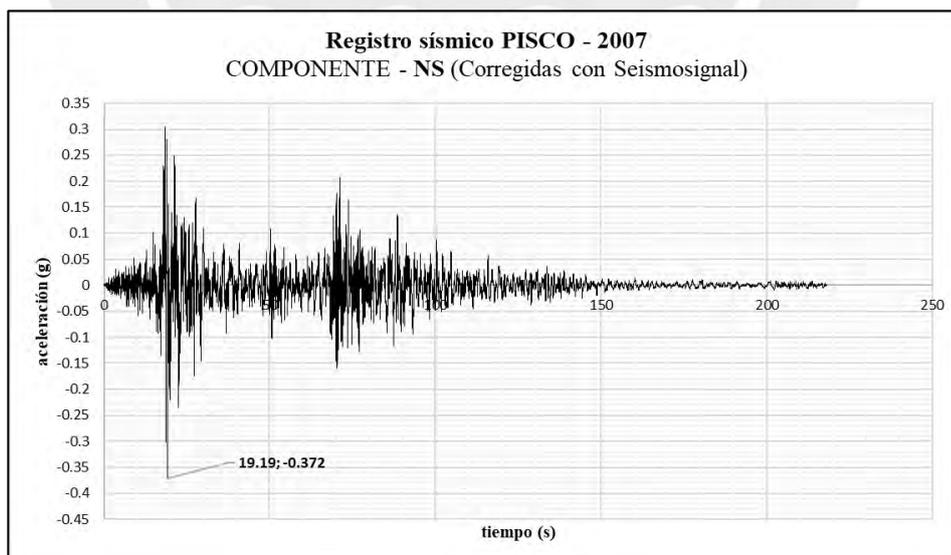
REGISTROS SÍSMICOS	FECHA	MAGNITUD (M <sub>w</sub> )	ESTACIÓN
LIMA-(Huacho, Huaura)	17/10/1966	8.1	Parque de la Reserva (Lima)
ICA- (Pisco)	15/08/2007	7.9	Universidad Nacional San Luis Gonzaga
CHILE-(Región Maule)	27/02/2010	8.8	Llolleo

Para el empleo de las señales sísmicas citadas en la Tabla 14, fue necesario corregir previamente las líneas base y filtrar las señales, para lo cual se empleó el software SeismoSignal v4.3.0. Una vez hecho esto, se procedió al escalamiento de las señales al espectro objetivo (Figura 29), en un determinado rango de periodos asociados al de la estructura, para lo cual, fue necesario el uso del software SeismoMatch v2023.

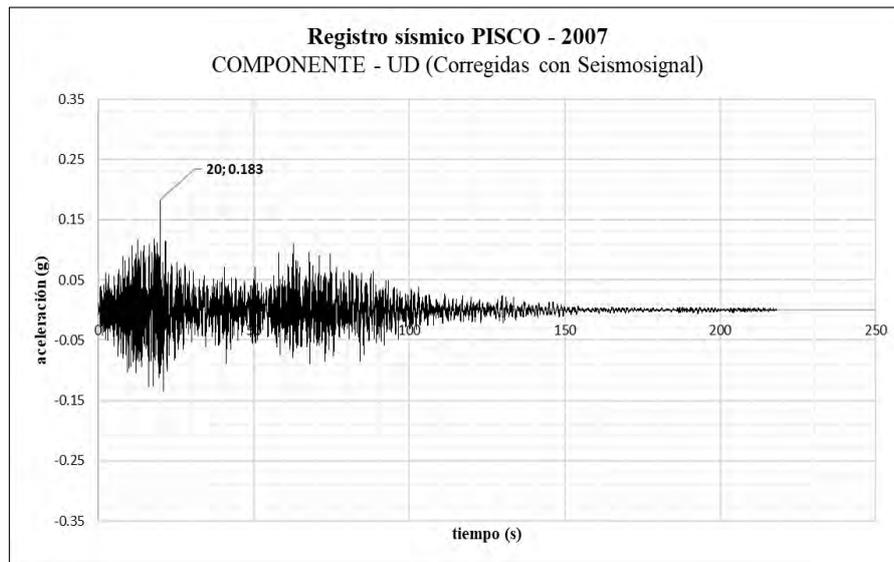
A continuación, se muestran las componentes horizontales NS, EW y la componente vertical UD de los registros del sismo de Pisco, y los espectros de respuesta en la dirección EW para este evento.



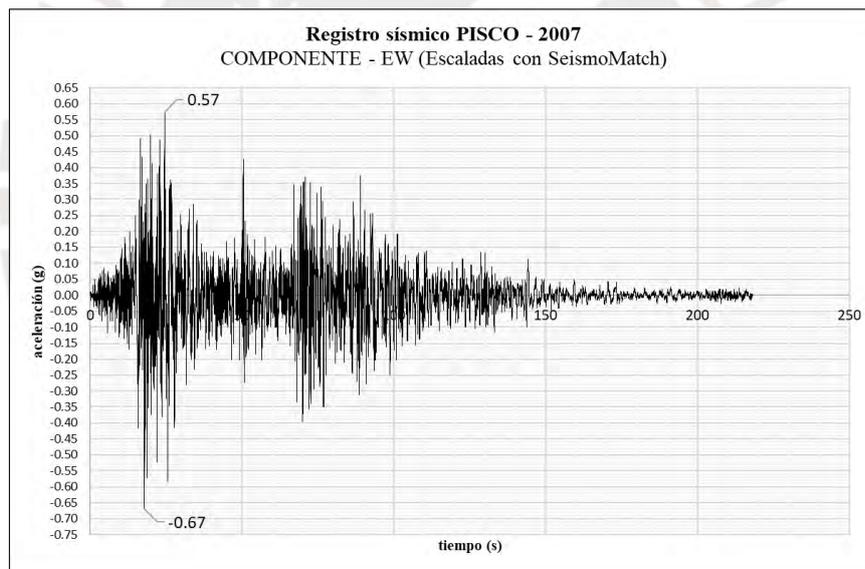
**Figura 30** Registro del sismo de Pisco - Ica 2007, sin escalar (EW), Filtrado y corregido.



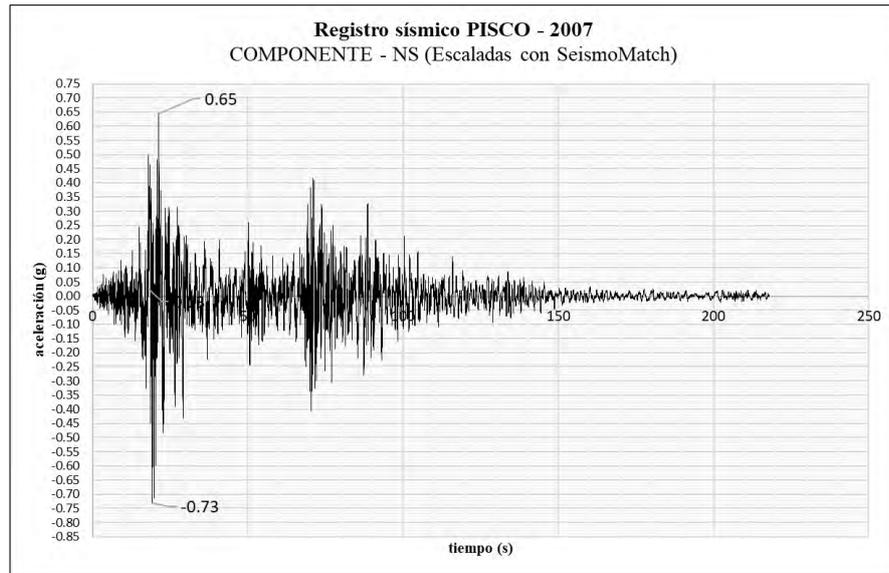
**Figura 31** Registro del sismo de Pisco - Ica 2007, sin escalar (NS), Filtrado y corregido.



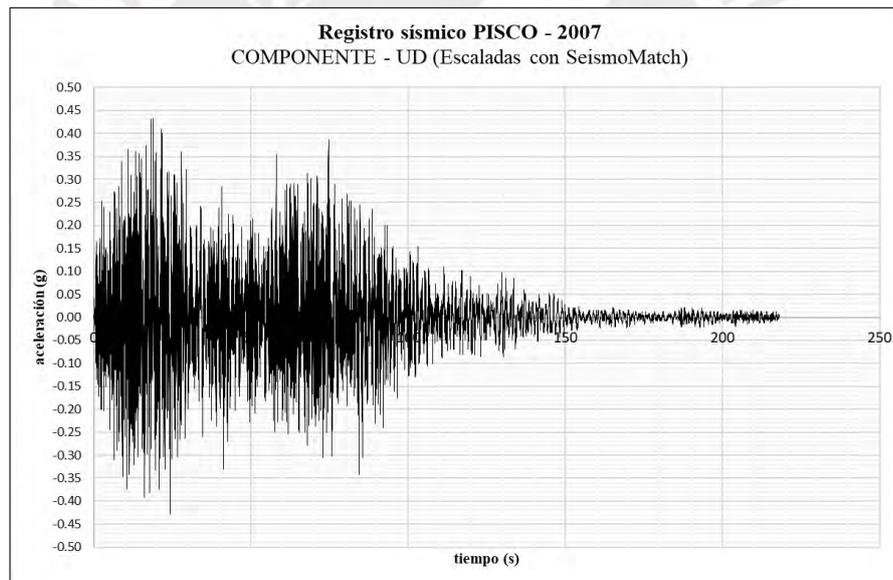
**Figura 32** Registro del sismo de Pisco, sin escalar - Ica 2007 (UD), Filtrado y corregido.



**Figura 33** Registro del sismo de Pisco - Ica 2007 (EW). (Eskalado al espectro objetivo  $TR=1000$  años)

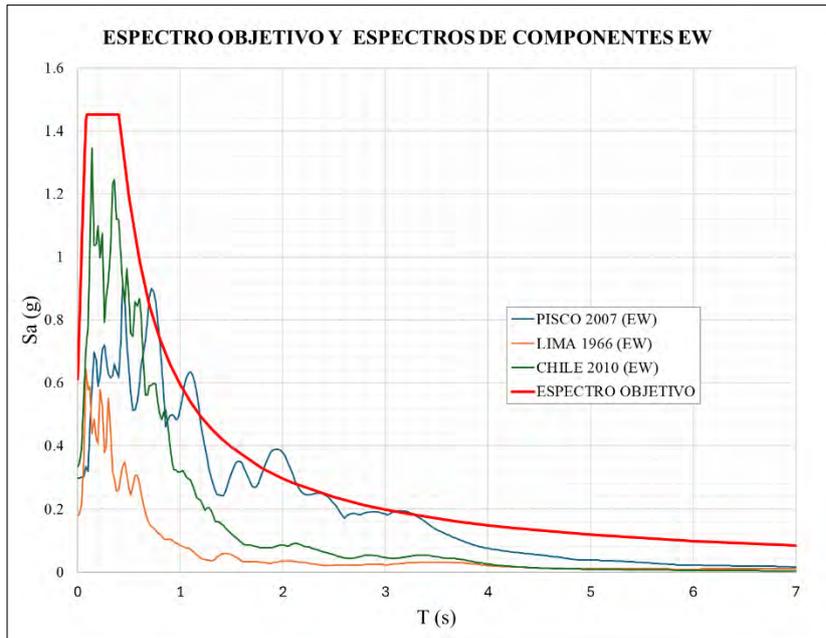


**Figura 34** Registro del sismo de Pisco - Ica 2007 (NS). (Escalado a espectro objetivo  $TR=1000$  años)



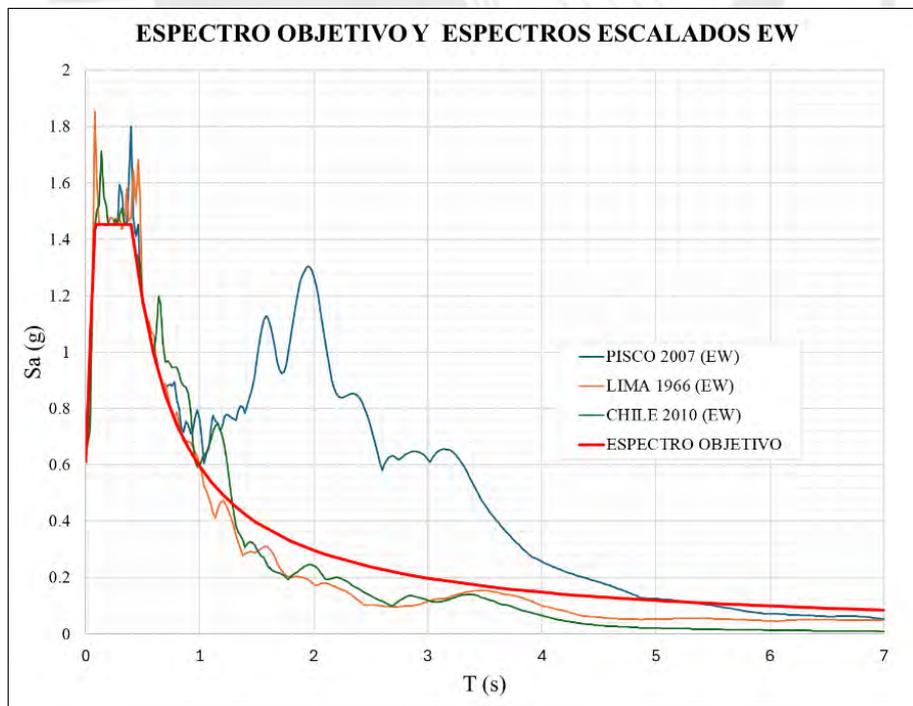
**Figura 35** Registro del sismo de Pisco - Ica 2007 (UD). (Escalado a espectro objetivo  $TR=1000$  años)

En la Figura 36, se presenta el espectro objetivo asociado a un periodo de retorno de  $T_R=1000$  años y los espectros obtenidos de los registros sísmicos indicados en la Tabla 14, sin escalar.



**Figura 36** Espectros de respuestas sin escalar y espectro objetivo  $TR=1000$  años.

Asimismo; en la Figura 37, se muestran los espectros de respuesta ya escalados al espectro objetivo para la estructura de base fija, para un rango de periodos entre  $0.2T$  y  $1.50T$ . Del mismo modo se hizo lo propio para el espectro de respuesta para el puente de base aislada, escalándolo entre  $0.2T_{M(\lambda_{\min})}$  y  $1.25T_{M(\lambda_{\max})}$



**Figura 37** Espectros de respuestas escalados entre  $0.2T$  y  $1.5T$  y espectro objetivo  $TR=1000$  años.

## 4.4 DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

El desempeño sísmico del puente se estimará midiendo la capacidad máxima a desplazamiento de sus pilares hasta su falla, para ello, será necesario aplicar una carga estática monotónica incremental en cada paso de análisis, esto se hará mediante un análisis estático no lineal o Pushover.

### 4.4.1 Longitud equivalente de rótulas plásticas

Para el análisis inelástico la guía de especificaciones LRFD para diseño sísmico (AASHTO, 2011) en su artículo 4.11.6 y el (CALTRANS,2019), establecen que la longitud de plastificación de las rótulas debe ser estimada en función al diámetro de las varillas de acero colocadas, límite de fluencia y la altura libre del pilar, empleando la ecuación 1 mostrada en su capítulo 2.

$$L_p = 0.08(193.3\text{pulg}) + 0.15(60\text{ksi})(1.375\text{pulg}) \geq 0.3(60\text{ksi})(1.375\text{pulg})$$

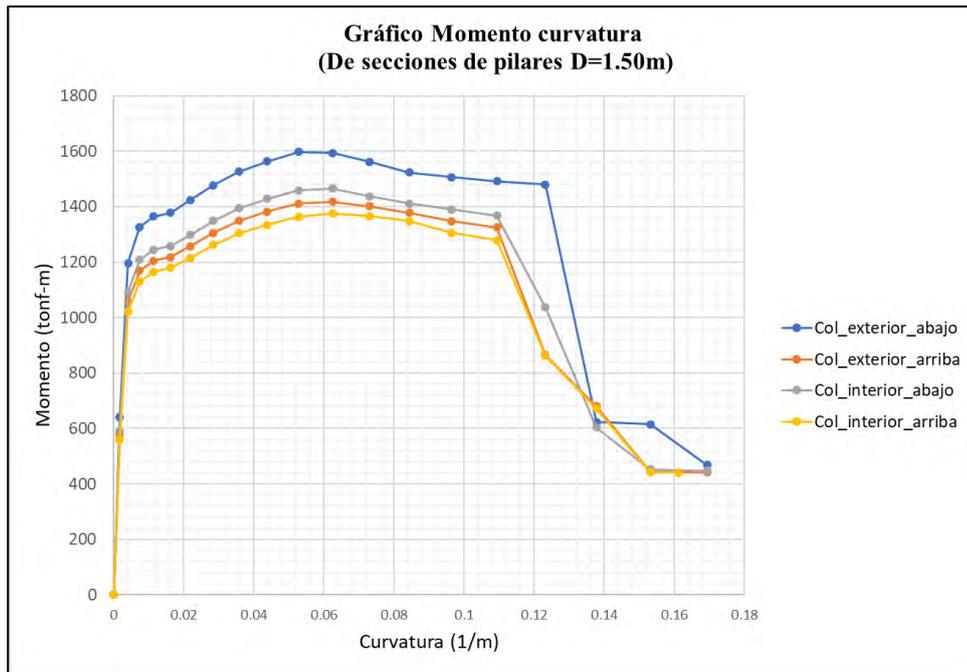
$$L_p = 27.839\text{pulg} \geq 24.75\text{pulg}; \quad L_p = 0.707\text{m}$$

### 4.4.2 Punto de desempeño

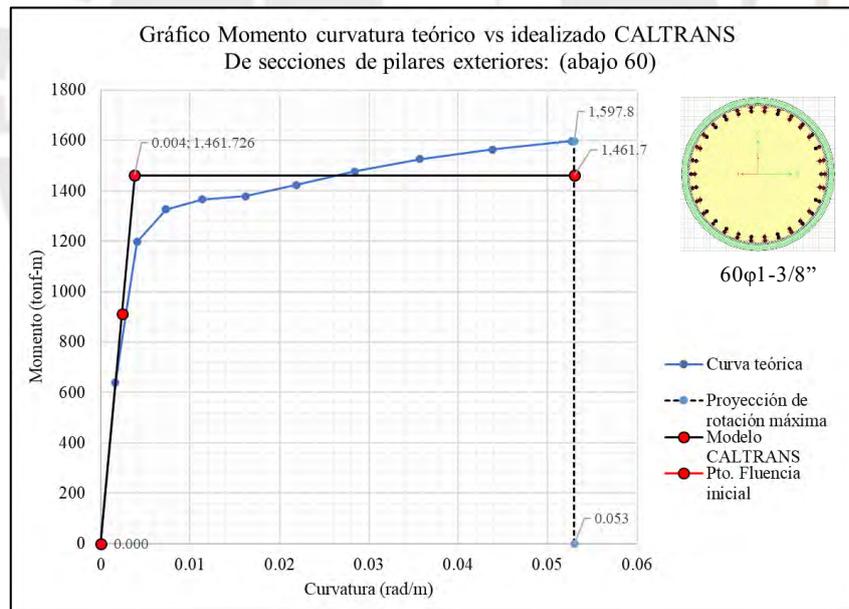
Para la estimación del punto de desempeño del puente, se definieron rótulas plásticas del tipo CALTRANS (California Department of Transportation), las cuales consisten en diagramas bilineales construidas en base al diagrama momento curvatura teórico y el bilineal (Figura 39) obtenido de cada sección según las propiedades no lineales del concreto y el acero.

Estas rótulas permitieron conocer mediante un análisis Pushover la relación no lineal entre los desplazamientos y la fuerza o empuje lateral en cada paso de análisis, desde la primera rótula plástica hasta la falla de los pilares.

Las rótulas plásticas concentradas fueron dispuestas a la mitad de la longitud de estas, es decir, a 0.35m del apoyo empotrado y a 0.35m bajo el fondo de la viga cabezal en cada pórtico.



**Figura 38** Diagramas momento curvatura de secciones de los pilares interiores y exteriores de los pórticos.



**Figura 39** Diagramas momento curvatura de los pilares exteriores de los pórticos (Representación bilineal)

Según (CALTRANS, 2019), cuando se realice el análisis Pushover se debe considerar el agrietamiento progresivo de las secciones y reducción de inercia empleando inercias efectivas o agrietadas debido a las cargas muertas según la siguiente expresión:

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} \dots\dots(62)$$

Donde:

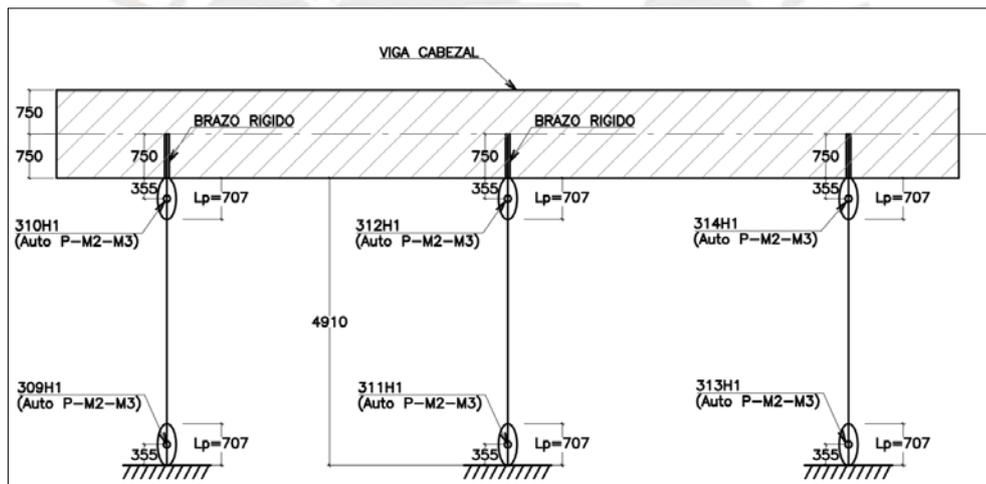
$M_y$ : Momento de la sección asociado a la primera fluencia del acero de refuerzo

$\phi_y$ : Curvatura asociada a la primera fluencia.

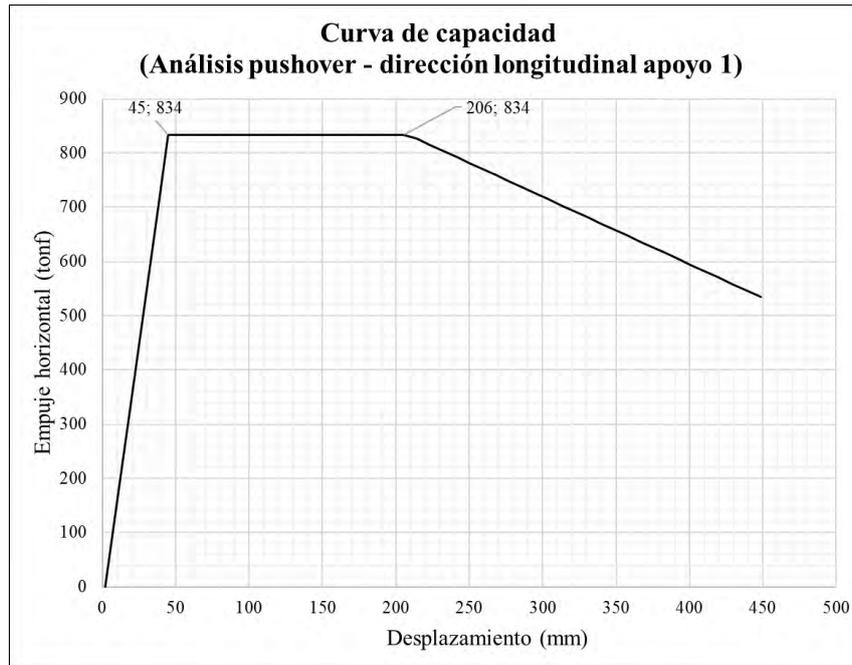
$I_{eff}$ : Momento de inercia efectivo

$$I_{eff} = \frac{912.745 \text{ ton} - m}{(0.00236726 \text{ rad/m})(2806243 \text{ ton/m}^2)} = 0.13739 \text{ m}^4$$

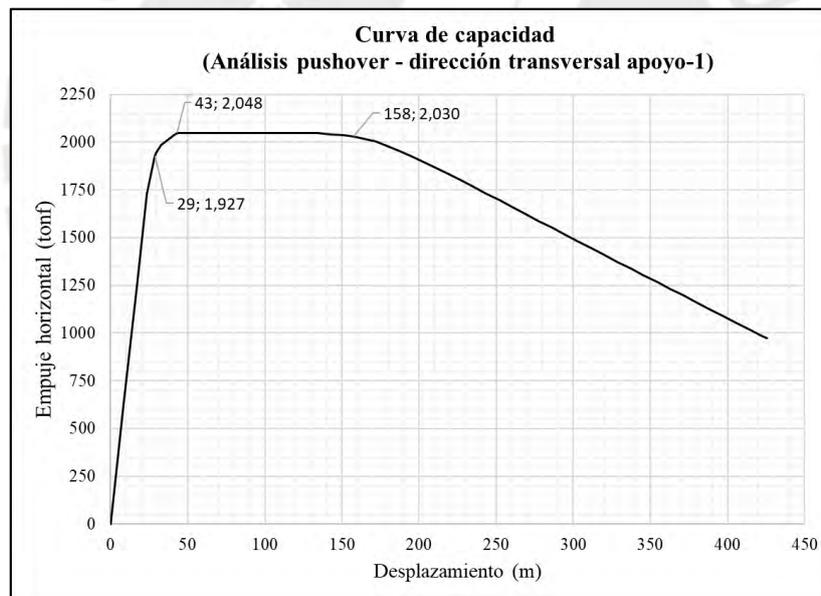
Es decir, el incremento de las cargas axiales incrementará el agrietamiento en las columnas reduciendo la capacidad de deformación final de las rótulas plásticas. A continuación, se muestra la disposición en elevación de las rótulas concentradas en el apoyo intermedio. (Figura 40)



**Figura 40** Esquema de ubicación y asignación de rótulas concentradas en uno de los apoyos centrales del puente.

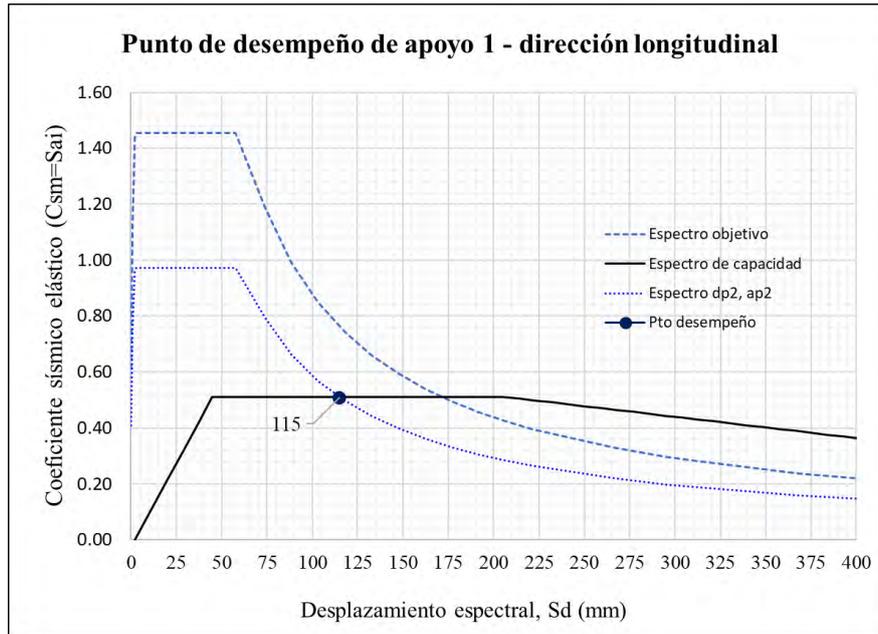


**Figura 41** Curva de capacidad del apoyo central 1 del puente. (Dirección longitudinal)



**Figura 42** Curva de capacidad del apoyo central 1 del puente. (Dirección transversal)

Con los resultados de los gráficos de la curva de capacidad de los pilares y el espectro de demanda, siguiendo la metodología del ATC-40, ambos se transformaron a espectro de demanda y espectro de capacidad (formato ADRS), logrando determinar así el punto de desempeño en la dirección longitudinal y transversal, siguiendo los pasos descritos en el marco teórico correspondiente a este procedimiento.



**Figura 43** Gráfico del punto de desempeño del apoyo central para el sismo  $TR=1000$  años.  
(Dirección longitudinal)

#### 4.4.3 Análisis estático simplificado como sistema de 1GDL

La demanda en la estructura del puente en estudio puede ser calculada de forma aproximada asumiendo un modelo matemático de un grado de libertad, conociendo los parámetros sísmicos, la masa sísmica y rigidez lateral de la subestructura.

A continuación, se muestra el cálculo del cortante basal y el desplazamiento del pórtico o apoyo intermedio del puente en la dirección longitudinal y transversal:

Clase de sitio=	C	$F_{pga} =$	1.00
Suelo de cimentación=	Denso	$F_v =$	1.365g
Zona sísmica=	4	$A_s = F_{pga} * PGA =$	0.612g
PGA=	0.612g	$S_{DS} = F_a * S_s =$	1.453g
$S_s =$	1.453g	$S_{D1} = F_v * S_1 =$	0.594s
$S_1 =$	0.435g	$T_0 = 0.2(S_{D1}/S_{DS}) =$	0.082s
$F_a =$	1.00	$T_s = S_{D1}/S_{DS} =$	0.41s

**Dirección longitudinal:**

$W_{\text{sismico}}(\text{tonf})=$	1774.8
$T_{\text{LONG}}(\text{s})=$	0.57
$C_{\text{msx}}=$	1.05
$V_{\text{apoyo-1}}(\text{tonf})=$	1869
$K_{\text{LAT}_{\text{apoyo-1}}}(\text{tonf/m})=$	34614
$\text{Despl}(\text{mm})=$	54.0
Combinación 100%Vx+30%Vy	
<b>DXy (mm)=</b>	<b>60.1</b>

**Dirección transversal:**

$W_{\text{sismico}}(\text{tonf})=$	1774.8
$T_{\text{TRANS}}(\text{s})=$	0.23
$C_{\text{msx}}=$	1.45
$V_{\text{apoyo-1}}(\text{tonf})=$	2579
$K_{\text{LAT}_{\text{apoyo-1}}}(\text{tonf/m})=$	126721
$\text{Despl}(\text{mm})=$	20.3
Combinación 100%Vy+30%Vx	
<b>DYx (mm)=</b>	<b>36.5</b>

**4.4.4 Análisis modal espectral**

Este análisis elástico se llevó a cabo utilizando un espectro objetivo correspondiente a un periodo de retorno de  $T_R=1000$  años (Figura 29). En la Tabla 15, se muestran las fuerzas cortantes, momentos flectores y los desplazamientos obtenidos en cada una de las direcciones de análisis.

**Tabla 15**

*Resultados de las fuerzas cortantes elásticas y desplazamientos obtenidos del análisis modal espectral (Base fija)*

Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
	Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
Desplazamientos longitudinales (mm.) U1	0	68.05	67.9	68.05
Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	0	628.3	620.5	628.3
Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	0	4035	4015	4035
Desplazamientos transversales(mm.) U2	0	14.97	15.05	14.97
Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	402	541.9	626.8	541.9
Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2275	1592	1774	1592
Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	1054	1318	1054

A continuación, en la Tabla 16, se muestran los resultados del análisis espectral.

**Tabla 16***Resultados de masas de participación y periodos obtenidos. (Puente base fija)*

<b>Modos</b>	<b>Periodos (s)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>RX</b>	<b>RY</b>	<b>RZ</b>
1	<b>0.57</b>	<b>0.97</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.49	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
3	0.47	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00
4	0.39	0.01	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00
5	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
6	0.28	0.00	0.04	0.00	0.48	0.00	0.00
7	0.28	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00	0.00
8	<b>0.23</b>	0.00	<b>0.76</b>	0.00	0.04	0.00	0.00
9	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00
10	0.12	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00
11	0.11	0.00	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
13	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.14
14	0.07	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00
15	0.06	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.06	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
17	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03
18	0.04	0.00	0.09	0.00	0.01	0.00	0.00

#### 4.4.5 Análisis no lineal de historia en el tiempo

Al realizar el análisis no lineal de historia en el tiempo, empleando las señales corregidas y escaladas al espectro de diseño con periodo de retorno de  $T_R=1000$  años, se obtuvieron los siguientes desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores máximos. A continuación, se muestran los resultados obtenidos (Tabla 17).

**Tabla 17**

*Resultados de fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidas en el análisis de historia en el tiempo (Base fija)*

<b>Descripción</b>	<b>Estribos 1 y 2</b>	<b>Pórticos centrales 1 y 2</b>		
<b>Sismo Huacho-Lima (1966)</b>	<b>Estribo</b>	<b>Pilar-ext.</b>	<b>Pilar-int</b>	<b>Pilar-ext.</b>
Desplazamientos longitudinales (mm.) U1	0	69.38	69.32	69.38
Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	0	639.3	633.4	639.3
Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	0	4112	4099	4112
Desplazamientos transversales(mm.) U2	0	14.94	15.02	14.94
Fuerzas cortantes transversales (tonf) V22	435.7	540.2	625.0	540.2
Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2466	1588	1740	1588
Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	1051	1304	1050.6

<b>Descripción</b>	<b>Estribos 1 y 2</b>	<b>Pórticos centrales 1 y 2</b>		
<b>Sismo Ica-Pisco (2007)</b>	<b>Estribo</b>	<b>Pilar-ext.</b>	<b>Pilar-int</b>	<b>Pilar-ext.</b>
Desplazamientos longitudinales (mm.) U1	0	70.02	69.89	70.02
Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	0	645.1	637.6	645.1
Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	0	4150	4132	4150
Desplazamientos transversales(mm.) U2	0	15.82	15.91	15.82
Fuerzas cortantes transversales (tonf) V22	464.8	570.8	661.3	570.8
Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2631	1679	1708.8	1679
Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	1107	1387	1107

<b>Descripción</b>	<b>Estribos 1 y 2</b>	<b>Pórticos centrales 1 y 2</b>		
<b>Sismo Chile (2010)</b>	<b>Estribo</b>	<b>Pilar-ext.</b>	<b>Pilar-int</b>	<b>Pilar-ext.</b>
Desplazamientos longitudinales (mm.) U1	0	66.04	65.92	66.04
Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	0	607.8	601.0	607.8
Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	0	3913	3896	3913
Desplazamientos transversales(mm.) U2	0	15.14	15.23	15.14
Fuerzas cortantes transversales (tonf) V22	422.8	552.8	637.3	552.8
Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2393	1619	1770	1619
Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	1077	1340	1077

Según la norma AASHTO, al emplear tres registros, se deben tomar las máximas respuestas del análisis no lineal de historia en el tiempo. En la Tabla 18 se muestran los resultados de ello.

**Tabla 18**

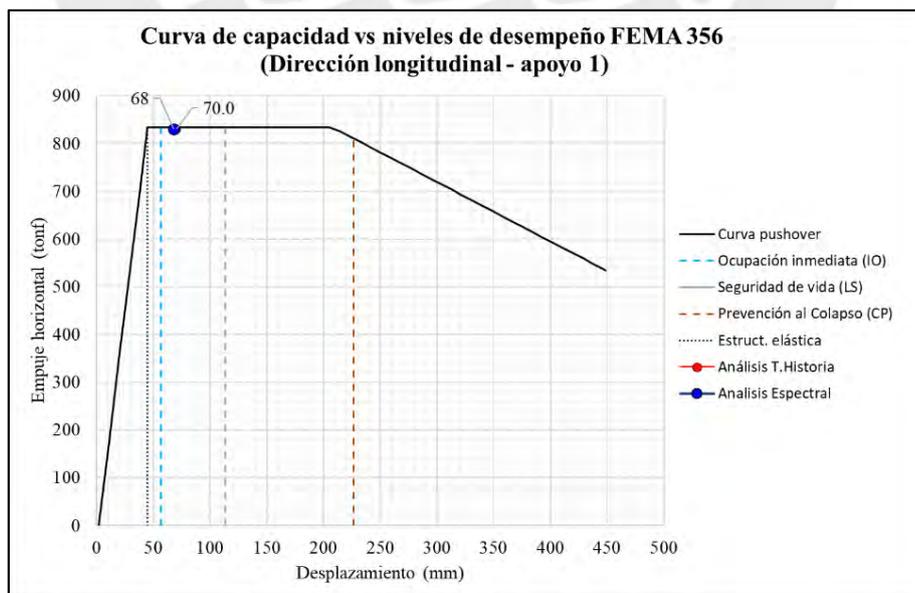
Resultados de máximas fuerzas cortantes y desplazamientos y obtenidas en el análisis no lineal de historia en el tiempo (Base fija)

Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2		
	Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.	
<b>Envolvente TH No Lineal</b>					
Desplazamientos longitudinales (mm.) U1	0	70.02	69.89	70.02	
Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	0	645.1	637.6	645.1	
Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	0	4150	4132	4150	
Desplazamientos transversales(mm.) U2	0	15.82	15.91	15.82	
Fuerzas cortantes transversales (tonf) V22	464.8	570.8	661.3	570.8	
Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2631	1679	1770	1679	
Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	1107	1387	1107	

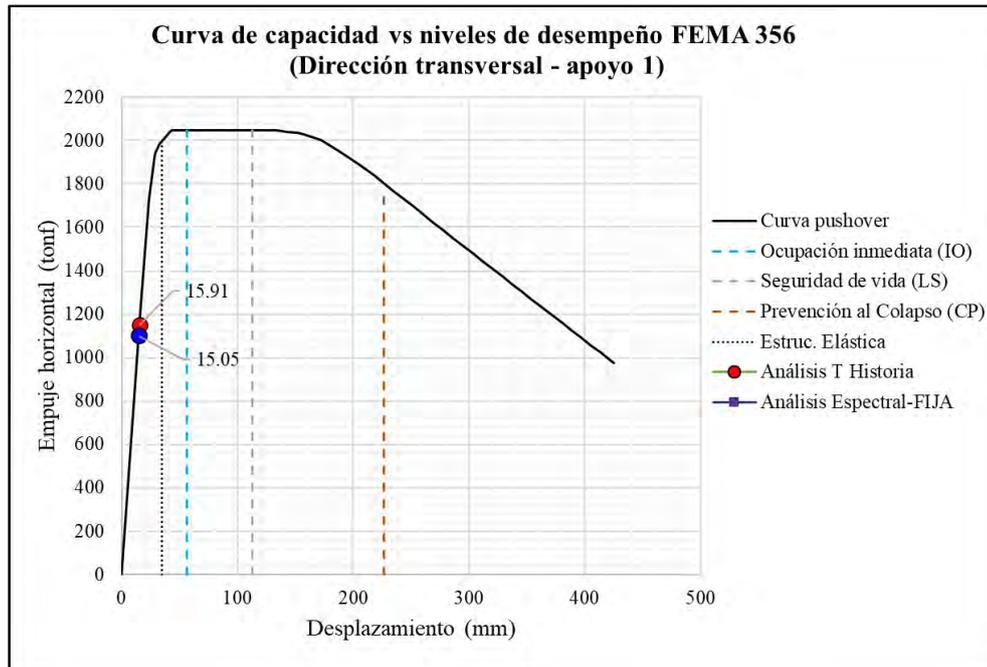
#### 4.4.6 Determinación del desempeño sísmico

Con el fin de evaluar el desempeño, se compararon los desplazamientos y fuerzas cortantes obtenidos del análisis espectral y del análisis no lineal de historia en el tiempo con la capacidad de los apoyos centrales del puente (Figuras 44 y 45).

Para este fin, se han empleado los criterios de desempeño indicados en la tabla C1-3 del (FEMA 356, 2000), donde se consideran tres niveles para elementos de concreto armado, determinados en base a distorsiones o derivas máximas permitidas. Estas distorsiones son de 0.01 para ocupación inmediata, 0.02 seguridad de vida y 0.04 para prevención al colapso, con lo que los desplazamientos máximos permitidos en el extremo superior de los pilares serán 56.6mm, 113.2mm y 226.4mm respectivamente.



**Figura 44** Niveles de desempeño de los pilares (FEMA 356, 2000). (dirección longitudinal)



**Figura 45** Niveles de desempeño de los pilares (FEMA 356, 2000). (dirección transversal)

## **CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL PUENTE EMPLEANDO AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)**

Con el fin de incrementar el periodo de vibración del puente y disminuir la demanda sísmica actuante en su subestructura, se incorporaron dos sistemas de protección sísmica: aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y aisladores de péndulo de fricción triple (FTP). Este capítulo presenta los resultados obtenidos de la incorporación de los aisladores LRB al puente.

### **5.1 PARÁMETROS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO**

La correcta estimación de las propiedades del sistema de aislamiento resulta ser esencial para la obtención de propiedades de diseño que se relacionen correctamente tanto desde el punto de vista numérico como desde el punto de vista de ensamblaje y fabricación de los dispositivos. El seguir solo un proceso de cálculo matemático descuidando el ensamblaje de las piezas que lo componen, podría resultar en aisladores que al final del diseño no sean estables, ni factibles de fabricar.

Por lo antes mencionado y con el fin de poder establecer una mejor comparación del desempeño sísmico de los LRBs frente a los FTPs, el proceso de análisis y diseño en ambos casos iniciará con una estimación preliminar de las propiedades del sistema de aislamiento, para luego, en función a la geometría y componentes de cada dispositivo, proceder al diseño final mediante un proceso de aproximaciones sucesivas.

### **5.2 ANÁLISIS SIMPLIFICADO**

Debido a que en el caso de los puentes los aisladores se instalan sobre pilares relativamente flexibles, debe tenerse en cuenta que podría reducirse en cierta medida la participación modal de los dispositivos de aislamiento. Para considerar este efecto, en el caso de puentes, debe considerarse en el análisis simplificado la rigidez de la subestructura.

A continuación, se muestra el resumen del procedimiento y los resultados obtenidos de este análisis simplificado definido en el marco teórico.

**Para la superestructura:**

$$W_{DL} = 2837.7 \text{ tonf}; \quad W_{LS} = 406 \text{ tonf}$$

$$W_{S\_Super} = 2837.7 + 406 = 3243.7 \text{ tonf}$$

**Para la subestructura:**

$$W_{s\_sub} = 371.1 \text{ tonf}$$

**Peso efectivo:**

$$W_{eff} = 3243.7 + 371.1 = 3614.8 \text{ tonf}$$

$$S_{D1} = 0.59g; \quad d = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \left(\frac{S_{D1} T_{eff}}{B_L}\right) = 0.15m.$$

En el sistema, la resistencia característica  $Q_d$  debe ser la mínima necesaria para que los aisladores no fluyan ante cargas tales como viento y frenado vehicular; pero a la vez también la necesaria para que sea capaz de fluir durante un evento sísmico y pueda disipar energía. La experiencia muestra que tomar un 5% del peso de la superestructura es una buena aproximación inicial para el cálculo de  $Q_d$  (NCHRP, 2011).

$$Q_d = 5\%W_{s\_super} = 5\%(3243.7) = 162.18\text{tonf}$$

Por otro lado, se requiere que el sistema de aislamiento posea una fuerza mínima de restitución lateral asociada al desplazamiento máximo, lo que se traduce en un  $k_{d.mín} \geq 2.5\%W_{s\_super} / d$ ; Asimismo, (NCHRP,2011) en base a la experiencia, indica que inicialmente esta rigidez podría tomarse como el doble es este valor, osea  $k_{d.mín} \geq 5.0\%W_{s\_super} / d$

$$k_{d.mín} = 5\% \left(\frac{W_{s\_super}}{d}\right) = 1081.2 \text{ tonf/m.}$$

En la Tabla 19, se muestran los resultados iniciales y los obtenidos en la última iteración del análisis simplificado.

**Tabla 19**

Resultados del sistema de aislamiento (LRB) empleando el método simplificado (dirección longitudinal)

Apoyos	N de apoyos	$W_{DLs,j}$ (tonf)	$W_{LLs,j}$ (tonf)	$W_{SUPER,j}$ (tonf)	$W_{SUB,j}$ (tonf)	$Q_{d,j}$ (tonf)	$K_{d,j}$ (tonf/m)	$K_{sub,j}$ (tonf/m)
<b>Estribo-1</b>	1 estribo	446.7	75.11	521.8	---	26.09	176.8	180000
<b>Pórtico-1</b>	3pilares	972.2	127.9	1100	185.6	55.00	372.8	10946
<b>Pórtico-2</b>	3pilares	972.2	127.9	1100	185.6	55.00	372.8	10946
<b>Estribo-2</b>	1 estribo	446.7	75.11	521.8	---	26.09	176.8	180000
<b>Total</b>	8	2838	406.0	<b>3244</b>	<b>371.1</b>	162.2	1099	

Apoyos	$\alpha_j$	$K_{eff,j}$ (tonf/m)	$d_{isol,j}$ (m)	$K_{eff\_isol,j}$ (tonf/m)	$d_{sub,j}$ (m)	$F_{sub,j}$ (tonf)	$F_{sub,j/pilar}$ (tonf)
<b>Estribo-1</b>	1.97E-03	353.3	0.15	354.0	2.90E-04	52.13	52.13
<b>Pórtico-1</b>	7.05E-02	721.0	0.14	771.8	9.72E-03	106.4	35.46
<b>Pórtico-2</b>	7.05E-02	721.0	0.14	771.8	9.72E-03	106.4	35.46
<b>Estribo-2</b>	1.97E-03	353.3	0.15	354.0	2.90E-04	52.13	52.13
<b>Total</b>		$\Sigma K_{eff,j} =$ <b>2149</b>				<b>317.0</b>	

#### RESULTADOS ÚLTIMA ITERACIÓN

Apoyos	$\alpha_j$	$K_{eff,j}$ (tonf/m)	$d_{isol,j}$ (m)	$K_{eff\_isol,j}$ (tonf/m)	$d_{sub,j}$ (m)	$F_{sub,j}$ (tonf)	$F_{sub,j/pilar}$ (tonf)
<b>Estribo-1</b>	1.50E-03	269.19	0.28	269.6	0.00	75.81	75.81
<b>Pórtico-1</b>	5.28E-02	549.39	0.27	578.4	0.01	154.7	51.57
<b>Pórtico-2</b>	5.28E-02	549.39	0.27	578.4	0.01	154.7	51.57
<b>Estribo-2</b>	1.50E-03	269.19	0.28	269.6	0.00	75.81	75.81
<b>Total</b>		$\Sigma K_{eff,j} =$ <b>1637</b>				<b>461.0</b>	

$$T_{eff} = 2.98 \text{ s} \quad d = 0.28 \text{ m}$$

$$B_L = 1.55 \quad \xi = 0.22$$

En la Tabla 20, se presentan los resultados de las propiedades obtenidas cada dispositivo en cada apoyo obtenidos del análisis simplificado. Este será el punto de partida del análisis multimodal espectral.

**Tabla 20**

Resultados de las unidades de aislamiento (LRB) colocadas sobre cada apoyo, empleando el método simplificado (dirección longitudinal).

Apoyos	$Q_{d,i}$ (tonf)	$K_{d,i}$ (tonf/m)	$K_{u,i} = 10K_{d,i}$ (tonf/m)	$D_{y,i} = Q_{d,i} / (K_{u,i} - K_{d,i})$ (m)	$K_{eff\_isol,i}$ (tonf/m)
<b>Estribo-1</b>	4.35	29.47	294.7	0.02	44.93
<b>Pórtico-1</b>	9.17	62.13	621.3	0.02	96.40
<b>Pórtico-2</b>	9.17	62.13	621.3	0.02	96.40
<b>Estribo-2</b>	4.35	29.47	294.7	0.02	44.93

Debe tenerse en cuenta que la capacidad a carga vertical de los aisladores elastoméricos sometidos a un desplazamiento  $D_M$  guardan estrecha relación con los factores de modificación  $\lambda_{mín}$ .

Dicho esto, en base a las propiedades obtenidas, se buscará un diseño mecánico que se aproxime a estos resultados nominales, pero satisfaciendo, relaciones de forma, requerimientos mínimos de esbeltez de las unidades y capacidades a carga vertical en condiciones de desplazamiento máximo y de servicio. Del mismo modo, se emplearán los factores  $\lambda_{máx}$  y  $\lambda_{mín}$  para lo cual, se utilizará una planilla de cálculo en Excel, empleando las dimensiones mínimas posibles para cumplir con las capacidades a carga vertical y fuerzas de restitución necesarias, que son las que dominan el diseño de este tipo de dispositivos.

Para establecer una comparación razonable entre los LRB y FTP, se emplearán los factores de modificación mínimos y máximos establecidos en el Anexo 1 de la norma NTP E.031 (2020) para dispositivos clase 1, siendo estos  $\lambda_{mín\_kd} = 0.8$ ;  $\lambda_{mín\_Qd} = 0.8$  y  $\lambda_{máx\_kd} = 1.3$ ,  $\lambda_{mín\_Qd} = 1.5$ .

En la Tabla 21, se muestran las propiedades geométricas del dispositivo de aislamiento que cumple con la capacidad de carga y fuerza de restitución (Figura 46).

**Tabla 21**

*Propiedades geométricas elegidas para los aisladores LRB sobre los estribos y apoyos centrales.*

TIPO	$\Phi = D_B$ (mm)	Nº cap. Caucho (Und)	$\Phi_{PLOMO}$ (mm)	$D_B$ (mm)	$\Phi_{PLOMO}$ (mm)	$t_{steel}$ (mm)	$t_{rubber}$ (mm)	$c_s$ (mm)
AS1	600	25	83.57	100	100	2.5	9.5	17
AS2	735	26	121.35	122.5	125	2.5	10	17

TIPO	$t_p$ (mm)	$t_{bp}$ (mm)	$t_{ip}$ (mm)	B (mm)	Ab (mm <sup>2</sup> )	Ap (mm <sup>2</sup> )	An (mm <sup>2</sup> )	Ae (mm <sup>2</sup> )
AS1	20	20	20	566	251607	7854	243753	274889
AS2	20	20	20	701	385945	12272	373674	412020

TIPO	S	$\Phi = D_B$ (mm)	$H_{TOTAL}$ (mm)	$T_{rubber}$ (mm)	$D_B / \Phi_{PLOMO}$	Altura total del caucho.	$D_M / Tr < 200$ %	B/ $T_{rubber}$
AS1	14.43	600	377.5	237.5	OK	OK	OK_114.2%	2.4
AS2	16.97	735	402.5	260	OK	OK	OK_104.3%	2.7

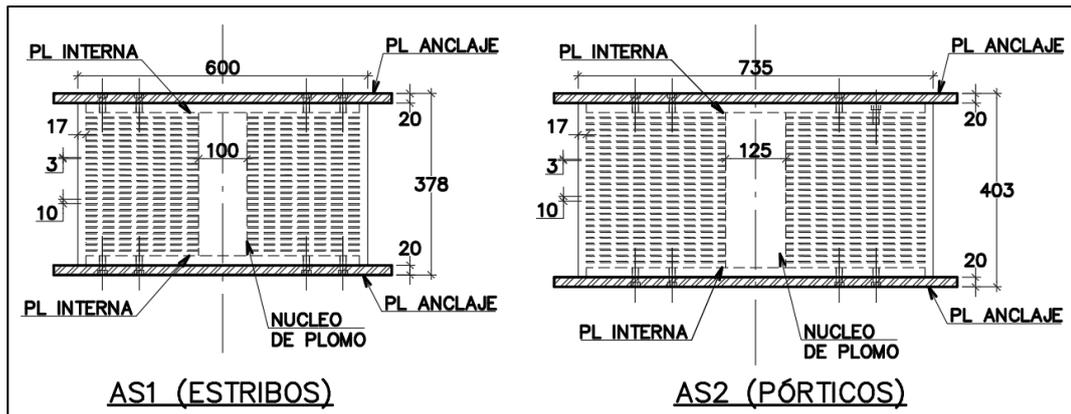


Figura 46 Geometría de los aisladores LRB empleados sobre los estribos y pórticos centrales.

En la Tablas 22 y 23 se muestran las propiedades de los materiales nominales, mínimas y máximas empleadas en el diseño de los LRBs.

Tabla 22

Propiedades de los materiales empleados en las unidades de aislamiento

PROPIEDADES MÍNIMAS:							
TIPO	G MINIMO (ton/m <sup>2</sup> )	K (300Ksi) (Ton/m <sup>2</sup> )	Eo=4G MINIMO (ton/m <sup>2</sup> )	k (Const. empírica)	Ec MINIMO (ton/m <sup>2</sup> )	Ev MINIMO (ton/m <sup>2</sup> )	Kv MINIMO (ton/m)
AS1	36.56	210921	146.2	0.85	51911	41658	42755
AS2	36.56	210921	146.2	0.85	71722	53522	76922

PROPIEDADES NOMINALES:							
TIPO	G NOMINAL (ton/m <sup>2</sup> )	K (300Ksi) (Ton/m <sup>2</sup> )	Eo=4G NOMINAL (ton/m <sup>2</sup> )	k (Const. empírica)	Ec NOMINAL (ton/m <sup>2</sup> )	Ev NOMINAL (ton/m <sup>2</sup> )	Kv NOMINAL (ton/m)
AS1	45.7	210921	182.8	0.85	64889	49623	50929
AS2	45.7	210921	182.8	0.85	89652	62912	90417

PROPIEDADES MÁXIMAS:							
TIPO	G MAXIMO (ton/m <sup>2</sup> )	K (300Ksi) (Ton/m <sup>2</sup> )	Eo=4G MAXIMO (ton/m <sup>2</sup> )	k (Const. empírica)	Ec MAXIMO (ton/m <sup>2</sup> )	Ev MAXIMO (ton/m <sup>2</sup> )	Kv MAXIMO (ton/m)
AS1	59.41	210921	237.64	0.75	74459	55032	56481
AS2	59.41	210921	237.64	0.75	102864	69144	99374

**Tabla 23**

Resultado de propiedades no lineales de los dispositivos con propiedades mínimas, nominales y máximas ( $K_e$ ,  $Q_d$  y  $K_d$ )

**RESULTADOS MÍNIMOS:**

$\lambda$	$K_D$	$Q_D$
mín	0.80	0.80

TIPO	An (mm <sup>2</sup> )	N. aisl.	Dp (mm)	W.prom (ton)	G <sub>(MÍNIMO)</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	Kd <sub>MÍNIMO</sub> (ton/m)	Ke <sub>MIN</sub> (ton/m)	$\sigma_{yMÍN}$ (ton/m <sup>2</sup> )	Qd <sub>MÍN</sub> (ton)	Kv <sub>MÍN</sub> (ton/m)	Fy (ton)	$\Delta y$ (mm)
AS1	243753	12	100	86.96	36.56	42.3	423.2	646.8	5.08	42755	5.64	13.34
AS2	373674	12	125	183.3	36.56	57.9	579.4	646.8	7.94	76922	8.82	15.22
		24			$\Sigma=$	1203	12030		156.2	$\Sigma=$	173.6	

**RESULTADOS NOMINALES**

$\lambda$	$K_D$	$Q_D$
nom	1.00	1.00

TIPO	An (mm <sup>2</sup> )	N. aisl.	Dp (mm)	W.prom (ton)	G <sub>NOM</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	Kd <sub>NOM.</sub> (ton/m)	Ke <sub>NOM.</sub> (ton/m)	$\sigma_{yNOM.}$ (ton/m <sup>2</sup> )	Qd <sub>NOM.</sub> (ton)	Kv <sub>NOM.</sub> (ton/m)	Fy (ton)	$\Delta y$ (mm)
AS1	243753	12	100	86.96	45.70	52.9	528.9	808.5	6.35	50929	7.06	13.34
AS2	373674	12	125	183.3	45.70	72.4	724.2	808.5	9.92	90417	11.02	15.22
		24			$\Sigma=$	1504	15038		195.3	$\Sigma=$	217.0	

**RESULTADOS MÁXIMOS**

$\lambda$	$K_D$	$Q_D$
máx	1.30	1.50

TIPO	An (mm <sup>2</sup> )	N. aisl.	Dp (mm)	W.prom (ton)	G <sub>MÁX.</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	Kd <sub>MÁX.</sub> (ton/m)	Ke <sub>MAX.</sub> (ton/m)	$\sigma_{yMÁX}$ (ton/m <sup>2</sup> )	Qd <sub>MÁX</sub> (ton)	Kv <sub>MÁX</sub> (ton/m)	Fy (ton)	$\Delta y$ (mm)
AS1	243753	12	100	86.96	59.41	68.8	687.6	1213	9.53	56481	10.58	15.39
AS2	373674	12	125	183.35	59.41	94.1	941.5	1213	14.88	99374	16.54	17.57
		24			$\Sigma=$	1955	19549		292.9	$\Sigma=$	325.4	

En la Tabla 24, se presentan los resultados obtenidos luego de realizar un análisis estático con estas propiedades mecánicas.

**Tabla 24**

*Propiedades del sistema  $\lambda_{\min}$ ,  $\lambda_{\text{mon}}$ ,  $\lambda_{\max}$  (Análisis estático).*

<b>PROPIEDADES MÍNIMAS.</b>												
TIPO	N. aisl.	$kd_{\min}$ (ton/m)	$Qd_{\min}$ (ton)	$\Delta y$ (mm)	$D_B$ (mm)	$D_M$ (mm)	Fmax (ton)	$K_{eff}$ (ton/m)	EDC (ton-m)	$\beta$ (%)	C (ton*seg)/m	
AS1	12	42.32	5.08	13.34	600	271.1	16.55	61.05	5.24	0.19	9.78	
AS2	12	57.94	7.94	15.22	735	271.1	23.65	87.21	8.12	0.20	15.17	
24								$K_M=K_{\text{eff.sist}} =$	1779	160	12.5	
								$T_M =$	2.71	seg	$\beta_M = 19.37\%$	
<b>PROPIEDADES NOMINALES</b>												
TIPO	N. aisl.	$kd_{\text{nom}}$ (ton/m)	$Qd_{\text{nom}}$ (ton)	$\Delta y$ (mm)	$D_B$ (mm)	$D_M$ (mm)	Fmax (ton)	$K_{eff}$ (ton/m)	EDC (ton-m)	$\beta$ (%)	C (ton.seg)/m	
AS1	12	52.89	6.35	13.34	600	228.0	18.41	80.75	5.45	0.21	12.50	
AS2	12	72.42	9.92	15.22	735	228.0	26.43	115.94	8.44	0.22	19.36	
24								$K_M=K_{\text{eff.sist}} =$	2360	167	15.9	
								$T_M =$	2.35	seg	$\beta_M = 21.49\%$	
<b>PROPIEDADES MÁXIMAS.</b>												
TIPO	N. aisl.	$kd_{\text{máx}}$ (ton/ m)	$Qd_{\text{máx}}$ (ton)	$\Delta y = F_y/K_e$ (mm)	$D_B$ (mm)	$D_M$ (mm)	Fmax (ton)	$K_{eff}$ (ton/m)	EDC (ton-m)	$\beta$ (%)	C (ton*seg)/m	
AS1	12	68.76	9.53	15.39	600	172.5	21.39	123.99	5.99	0.26	19.27	
AS2	12	94.15	14.88	17.57	735	172.5	31.12	180.43	9.22	0.27	29.69	
24								$K_M=K_{\text{eff.sist}} =$	3653	182	24.5	
								$T_M =$	1.89	seg	$\beta_M = 26.58\%$	

### 5.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DEL PUENTE

Para el análisis modal espectral se utilizó el software CsiBridge, asignando a los elementos tipo link las propiedades de rigideces ( $K_{eff}$ ) y amortiguamientos efectivos ( $C$ ) conseguidos de la última iteración del análisis estático. Producto del análisis espectral se obtuvieron nuevos periodos, desplazamientos, rigideces y amortiguamientos efectivos. Este proceso, al igual que el análisis estático, es iterativo y termina cuando los valores de los periodos y desplazamientos son iguales o similares entre una y otra iteración.

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_M} \dots\dots(63); \quad C = \frac{EDC}{2\pi^2 D_M^2} T_M \dots\dots(64)$$

#### 5.3.1 Modelamiento del puente

Los aisladores sísmicos fueron ubicados sobre la viga cabezal y por debajo del fondo de las vigas longitudinales del tablero del puente. Estos dispositivos son axialmente rígidos en la dirección Z, llamada U1 y horizontalmente muy flexibles, lo que permite el desacoplamiento entre la sub y superestructura del puente. El desacoplamiento origina que las formas modales cambien notoriamente respecto a las del puente de base fija, haciéndose

ahora predominante la participación de los modos en la dirección longitudinal X llamada U2 y en la dirección transversal Y llamada U3.

### 5.3.2 Propiedades del sistema

En la Tabla 25, se presentan los resultados obtenidos de la última iteración en la dirección longitudinal y transversal del puente, empleando para ello, solo las propiedades nominales. Como era de esperarse los periodos de vibración en cada una de las direcciones de análisis son ligeramente diferentes entre sí, debido a la rigidez de los pilares en cada una de las direcciones principales del puente.

**Tabla 25**

*Participación Modal – Caso Con Aisladores LRB y propiedades nominales ( $\lambda$ . nom)*

Modos	Periodos (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	2.31	0.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2.29	0.00	0.91	0.00	0.01	0.00	0.00
3	1.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96
4	0.50	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
5	0.48	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00
6	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.57	0.00
7	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.38	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
9	0.29	0.00	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00
10	0.29	0.00	0.00	0.56	0.00	0.00	0.00
11	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.14	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
16	0.13	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
17	0.12	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
18	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabla 26**

Propiedades de los dispositivos ( $\lambda_{\min}$ ,  $\lambda_{nom}$ ,  $\lambda_{\max}$ ) obtenidas de la última iteración del análisis modal espectral.

PROPIEDADES MÍNIMAS											
TIPO	$\Phi=D_B$ (mm)	N.aisl.	Keff2 (ton/m)	Keff3 (ton/m)	$\beta_{eff2}$ (%)	$\beta_{eff3}$ (%)	Keff2 (ton/m)	Keff3 (ton/m)	C <sub>2</sub> (ton*seg)/m	C <sub>3</sub> (ton*seg)/m	EDC (ton-m)
AS1	600	12	64.9	64.6	0.21	0.21	778.7	775.5	11.39	11.21	4.30
AS2	735	12	93.2	92.8	0.22	0.22	1119	1114	17.64	17.36	6.66
		24			0.22	0.22	1897	1889			131.5
D.long=		0.23	m.	D.trans=		0.23	m.	T <sub>M</sub> =		2.65	seg
PROPIEDADES NOMINALES											
TIPO	$\Phi=D_B$ (mm)	N.aisl.	Keff2 (ton/m)	Keff3 (ton/m)	$\beta_{eff2}$ (%)	$\beta_{eff3}$ (%)	Keff2 (ton/m)	Keff3 (ton/m)	C <sub>2</sub> (ton*seg)/m	C <sub>3</sub> (ton*seg)/m	EDC (ton-m)
AS1	600	12	86.5	86.0	0.23	0.23	1037.5	1032.2	14.52	14.25	4.47
AS2	735	12	124.9	124.2	0.25	0.24	1498	1490	22.45	22.03	6.90
		24			0.24	0.24	2536	2522			136.5
D.long=		0.19	m.	D.trans=		0.19	m.	T <sub>M</sub> =		2.30	seg
PROPIEDADES MÁXIMAS											
TIPO	$\Phi=D_B$ (mm)	N.aisl.	Keff2 (ton/m)	Keff3 (ton/m)	$\beta_{eff2}$ (%)	$\beta_{eff3}$ (%)	Keff2 (ton/m)	Keff3 (ton/m)	C <sub>2</sub> (ton*seg)/m	C <sub>3</sub> (ton*seg)/m	EDC (ton-m)
AS1	600	12	138.6	137.7	0.28	0.28	1663.8	1652.8	22.95	22.39	4.61
AS2	735	12	203.3	201.9	0.30	0.30	2440	2423	35.21	34.37	7.07
		24			0.29	0.29	4104	4076			140.1
D.long=		0.14	m.	D.trans=		0.14	m.	T <sub>M</sub> =		1.83	seg

### 5.3.3 Verificación de la capacidad axial de los aisladores

Luego de obtenidos los resultados de las propiedades lineales de los LRBs y del sistema, fue necesaria la revisión de la capacidad de los dispositivos a carga vertical, a desplazamiento cero y a desplazamiento máximo. Para ello, se consideró un factor de seguridad para cargas de servicio de F.S=3.0 y de F.S=1.0 para la condición de máximo desplazamiento.

En la Tabla 27 se muestran los resultados obtenidos para las propiedades con los factores de modificación mínimos, los cuales resultaron ser los más críticos en términos de capacidad vertical dado su mayor desplazamiento.

**Tabla 27**

Capacidad máxima de las unidades de aislamiento a desplazamiento nulo y máximo, empleando las propiedades mínimas de modificación de propiedades

**A DESPLAZAMIENTO NULO**

F.S=3.0

TIPO	R <sub>zero</sub>	Δ <sub>zero</sub>	Θ <sub>zero</sub>	G <sub>MÍN</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )	Pstrain <sub>0</sub> (tonf)	AR (m <sup>2</sup> )	B/Tr	Pcrit <sub>zero</sub> (tonf)	3Ksi*Ae*3 (tonf)	P <sub>mín</sub> (tonf)	P <sub>ADMISIBLE</sub> (tonf)
AS1	1	0	0	36.6	1131	0.25	2.4	351.4	1739	351.4	117.1
AS2	1	0	0	36.6	2039	0.39	2.7	717.0	2607	717.0	239.0

**A DESPLAZAMIENTO MÁXIMO**

$$D_{MAX\_X}=D_{MX}+0.3D_{MY}= 0.299 \text{ m.}$$

$$D_{MAX\_Y}=D_{MY}+0.3D_{MX}= 0.295 \text{ m.}$$

F.S=1.0

TIPO	B (mm)	(R)	D <sub>TM</sub> (mm)	e <sub>avail</sub>	Pstrain <sub>DTM</sub> M (ton)	AR (m <sup>2</sup> )	B/Tr	Pcrit <sub>DTM</sub> (tonf)	2.5Ksi*Ae *1 (tonf)	P <sub>mín</sub> (tonf)	P <sub>ADMISIBLE</sub> (tonf)
AS1	566	0.360	299.3	4.74	321.4	0.09	2.4	126.3	483.2	126.3	126.3
AS2	701	0.473	299.3	4.85	780.1	0.18	2.7	339.4	724.2	339.4	339.4

**Tabla 28**

Ratios demanda capacidad de aisladores por carga vertical en servicio y a desplazamiento máximo, empleando las propiedades mínimas de modificación de propiedades

Ubicación	Tipo de aislador LRB	P <sub>DL+PLL</sub> (ton)	1.2P <sub>DL-PSL</sub> (T)(ton)	1.2P <sub>DL+PSL</sub> (C)(ton)	Padm/Pserv P <sub>DL+PLL</sub> (Ratio D/C)	Púlt/Pmáx 1.2P <sub>DL+PSL</sub> (Ratio D/C)
Estribo-1	AS1	94.61	84.09	108.3	0.81	0.86
Estribo-1	AS1	97.52	82.51	91.09	0.83	0.72
Estribo-1	AS1	106.31	83.66	86.36	0.91	0.68
Estribo-1	AS1	106.31	83.66	86.36	0.91	0.68
Estribo-1	AS1	97.52	82.51	91.09	0.83	0.72
Estribo-1	AS1	94.61	84.09	108.3	0.81	0.86
Pórt. Central-1	AS2	171.2	162.6	185.8	0.72	0.55
Pórt. Central-1	AS2	234.5	215.3	235.4	<b>0.98</b>	0.69
Pórt. Central-1	AS2	208.3	182.2	185.4	0.87	0.55
Pórt. Central-1	AS2	208.3	182.2	185.4	0.87	0.55
Pórt. Central-1	AS2	234.5	215.3	235.4	<b>0.98</b>	0.69
Pórt. Central-1	AS2	171.2	162.6	185.8	0.72	0.55
Pórt. Central-2	AS2	171.2	162.6	185.8	0.72	0.55
Pórt. Central-2	AS2	234.5	215.3	235.4	<b>0.98</b>	0.69
Pórt. Central-2	AS2	208.3	182.2	185.4	0.87	0.55
Pórt. Central-2	AS2	208.3	182.2	185.4	0.87	0.55
Pórt. Central-2	AS2	234.5	215.3	235.4	<b>0.98</b>	0.69
Pórt. Central-2	AS2	171.2	162.6	185.8	0.72	0.55
Estribo-2	AS1	94.61	84.09	108.3	0.81	0.86
Estribo-2	AS1	97.52	82.51	91.09	0.83	0.72
Estribo-2	AS1	106.3	83.66	86.36	0.91	0.68
Estribo-2	AS1	106.3	83.66	86.36	0.91	0.68
Estribo-2	AS1	97.52	82.51	91.09	0.83	0.72
Estribo-2	AS1	94.61	84.09	108.3	0.81	0.86

### 5.3.4 Verificación de la capacidad de restitución del sistema

Se ha verificado la capacidad de restitución del sistema empleando los factores de modificación mínimos, nominales y máximos, siendo el caso más desfavorable el primero de ellos (Tabla 29)

**Tabla 29**

*Verificación de la fuerza de restitución mínimas requerida con las propiedades mínimas*

P.sísmico=	3244 ton.						
$D_{(100\%D_x+0.3D_y)}$ =	0.299 m.						
$D_{(100\%D_y+0.3D_x)}$ =	0.295 m.						
$D_{MAX}$ =	0.299 m.						
$\Phi=D_B$ (mm)	N. aisl	$Qd_{MIN.}$ (tonf/m)	$Kd_{MÍN.}$ (tonf/m)	$F_{yMÍN.}$ (tonf)	$Ke_{MÍN.}$ (tonf/m)	$F_{MAX-MIN.}$ (tonf)	$\Delta y$ (mm)
600	12	61.0	507.8	67.7	5078	212.9	13.3
735	12	95.3	695.2	105.8	6952	303.3	15.2
	<b>24</b>	<b>156</b>	<b>1203</b>	<b>174</b>	<b>12030</b>	<b>516</b>	

$F_{DM/2}$ = 336.2 tonf.  
2.5%P= 81 tonf.

Fuerza requerida= 417.3 tonf.  
Fuerza generada= 516.3 tonf.  
**Ratio F. Rest. D/C= 0.81 OK**

### 5.3.5 Desplazamientos y fuerzas internas en los pilares.

En la Tabla 30 se muestran los desplazamientos, cortantes y momentos generados empleando los factores de modificación de las propiedades, mínimos, nominales y máximos.

**Tabla 30***Desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos Flectores – análisis espectral elástico*

$\lambda_{mín}$		Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
	Descripción	Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0	6.69	6.65	6.69
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	231.59	231.69	231.69	231.69
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf)	74.45	69.64	61.38	69.64
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m)	421.387	410.48	366.16	410.48
	Desplazamientos transversales (mm.)	0	1.20	1.20	1.20
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	224.86	228.93	228.93	228.93
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf)	87.0	39.64	47.29	39.64
	Momentos transversales-abajo (tonf-m)	492.4	120.94	129.24	120.94
	Momentos transversales-arriba (tonf-m)	0	73.68	102.96	73.68

$\lambda_{nom}$		Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
	Descripción	Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales (mm.)	0	6.88	6.83	6.88
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	195.91	196.02	196.02	196.02
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf)	100.5	70.60	62.14	70.60
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m)	568.83	420.13	374.53	420.13
	Desplazamientos transversales (mm.)	0	1.35	1.35	1.35
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	188.57	193.02	193.02	193.02
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf)	97.2	44.69	53.28	44.69
	Momentos transversales-abajo (tonf-m)	550.2	136.32	145.61	136.32
	Momentos transversales-arriba (tonf-m)	0	83.11	116.00	83.11

$\lambda_{máx}$		Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
	Descripción	Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales (mm.)	0	7.15	7.10	7.15
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	143.31	143.44	143.44	143.44
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf)	116.58	71.95	63.17	71.95
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m)	659.84	434.47	386.95	434.47
	Desplazamientos transversales (mm.)	0	1.57	1.57	1.57
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	134.77	139.62	139.71	139.62
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf)	110.7	52.19	62.20	52.19
	Momentos transversales-abajo (tonf-m)	626.6	159.18	169.99	159.18
	Momentos transversales-arriba (tonf-m)	0	97.07	135.41	97.07

## 5.4 ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN TIEMPO

Con el objetivo de poder analizar el comportamiento de los dispositivos de forma más precisa, y debido a la naturaleza inelástica de estos, fue necesario realizar un análisis no lineal de historia en el tiempo. Para ello se emplearon las propiedades no lineales de los aisladores obtenidos directamente de las formas y propiedades de estos, es decir, de la formación de sus propios lazos histeréticos según la señal excitadora.

En la Tabla 31 se muestran las propiedades no lineales empleadas para cada uno de los dispositivos de aislamiento.

**Tabla 31***Propiedades mecánicas inherentes a los dispositivos ( $\lambda_{\text{mín}}$ ,  $\lambda_{\text{nom}}$ ,  $\lambda_{\text{máx}}$ )*

<b>Propiedades (<math>\lambda_{\text{mín}}</math>)</b>							
<b>TIPO</b>	<b>G<sub>MÍN</sub></b> <b>(tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Kd<sub>MÍN</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b>Ke<sub>MÍN</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b><math>\sigma_{\text{yMÍN}}</math></b> <b>(tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Qd<sub>MÍN</sub></b> <b>(tonf)</b>	<b>Kv<sub>MÍN</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b>Fy</b> <b>(tonf)</b>
AS1	36.56	42.32	423.2	646.8	5.08	42755	5.64
AS2	36.56	57.94	579.4	646.82	7.94	76922	8.82

<b>Propiedades (<math>\lambda_{\text{nom}}</math>)</b>							
<b>TIPO</b>	<b>G<sub>NOM</sub></b> <b>(tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Kd<sub>NOM</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b>Ke<sub>NOM</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b><math>\sigma_{\text{yNOM}}</math></b> <b>(tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Qd<sub>NOM</sub></b> <b>(tonf)</b>	<b>Kv<sub>NOM</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b>Fy</b> <b>(tonf)</b>
AS1	45.70	52.89	528.9	808.5	6.35	50929	7.06
AS2	45.70	72.42	724.2	808.5	9.92	90417	11.02

<b>Propiedades (<math>\lambda_{\text{máx}}</math>)</b>							
<b>TIPO</b>	<b>G<sub>MÁX</sub></b> <b>(tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Kd<sub>MÁX</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b>Ke<sub>MÁX</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b><math>\sigma_{\text{yMÁX}}</math></b> <b>(tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Qd<sub>MÁX</sub></b> <b>(tonf)</b>	<b>Kv<sub>MÁX</sub></b> <b>(tonf/m)</b>	<b>Fy</b> <b>(tonf)</b>
AS1	59.41	68.76	687.6	1213	9.53	56481	10.58
AS2	59.41	94.15	941.5	1213	14.88	99374	16.54

Para la obtención de los resultados, en base a las propiedades de los aisladores y los máximos de tres registros sísmicos convenientemente escalados, se obtuvo la respuesta de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores.

A continuación, en la Tabla 32 se muestran los resultados asociados a las propiedades mínimas, nominales y máximas para cada uno de los registros antes mencionados.

**Tabla 32**

*Desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores máximos – Análisis de historia en el tiempo (LRB) – (Sismos Lima-Pisco-Chile)*

**Máximos Lima-Pisco-Chile.**

$\lambda_{mín}$	Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
		Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0.00	11.60	11.60	11.60
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	266.2	252.2	252.2	252.2
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	398.7	130.8	116.2	130.8
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	2257	732.7	656.1	732.7
	Desplazamientos transversales(mm.)	0.00	3.00	3.00	3.00
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	256.0	258.0	258.2	258.0
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	348.6	117.1	117.1	117.1
	Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	1973	332.3	320.2	332.3
	Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	242.5	255.0	242.5

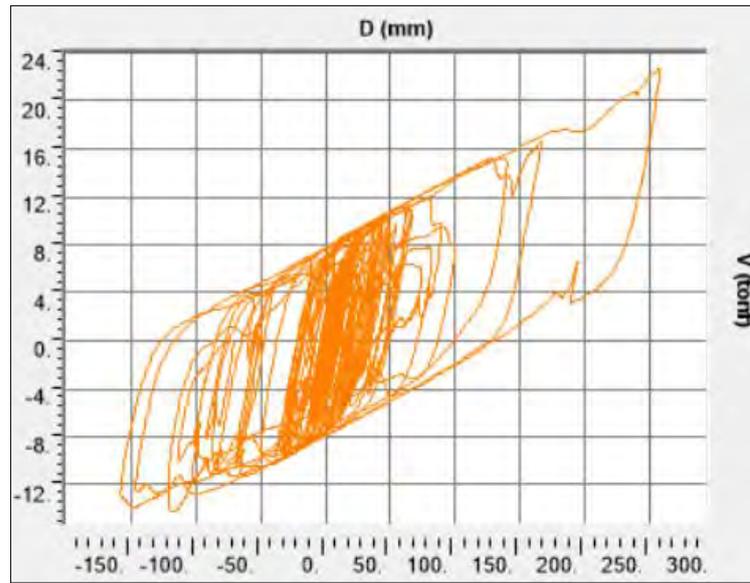
**Máximos Lima-Pisco-Chile.**

$\lambda_{non}$	Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
		Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0	11.12	11.10	11.12
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	230.2	215.1	216.7	215.1
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	367.6	119.2	105.11	119.2
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	2081	692.6	617.9	692.6
	Desplazamientos transversales(mm.)	0	2.70	2.70	2.700
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	222.2	223.2	223.5	223.2
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	321.6	108.3	106.4	108.3
	Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	1820.1	305.2	290.8	305.2
	Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	226.7	231.6	226.7

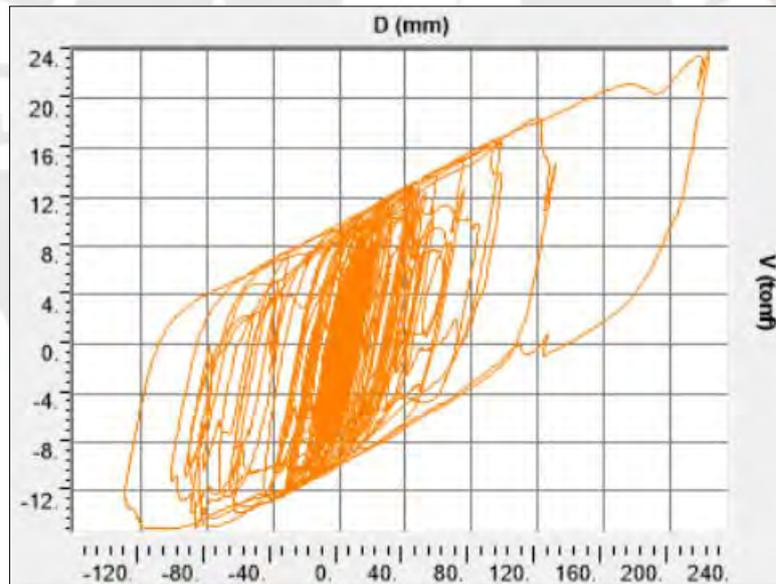
**Máximos Lima-Pisco-Chile.**

$\lambda_{máx}$	Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
		Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0	11.10	11.00	11.10
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	189.2	175.9	173.7	175.9
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	367.8	118.6	104.7	118.6
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	2081.5	646.0	613.6	646.0
	Desplazamientos transversales(mm.)	0	2.90	2.90	2.900
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	175.6	178.5	178.8	178.5
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	319.0	105.3	113.8	105.3
	Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	1806	300.0	295.3	300.0
	Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	216.8	246.7	216.8

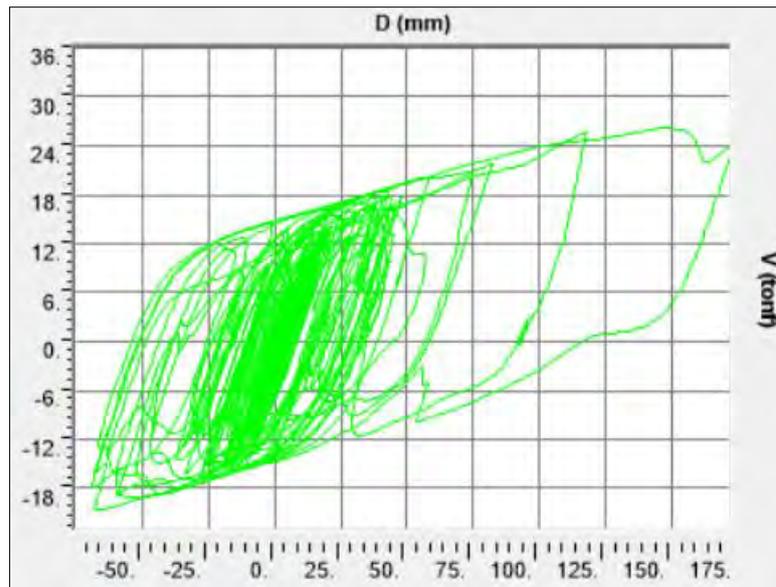
A continuación, en las Figuras 47, 48 y 49 se muestran los ciclos histeréticos correspondientes al registro sísmico de Chile en la dirección longitudinal del puente, para las propiedades mínimas, nominales y máximas.



**Figura 47** Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades mínimas), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010.  $D_{\max}=257.2\text{mm}$ ;  $V_{\max}=22.6\text{ tonf}$ .



**Figura 48** Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades nominales), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010.  $D_{\max}=223.5\text{mm}$ ;  $V_{\max}=23.9\text{ tonf}$ .



**Figura 49** Ciclo histérico, dirección longitudinal (Link 119-propiedades máximas), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010.  $D_{\text{máx}}=172.89$  mm;  $V_{\text{max}}=26.1$  tonf.



## **CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DEL PUENTE EMPLEANDO AISLADORES DE PÉNDULO TRIPLE (FTP)**

En este capítulo se analizará el desempeño sísmico del puente en estudio incorporando esta vez aisladores de péndulo de fricción triple (FTPs). El espectro de demanda y los registros utilizados serán los mismos que los empleados para el análisis con LRBs. Como en el sistema con los LRBs, el objetivo será ampliar el periodo fundamental del puente de base fija con el fin de reducir la demanda sísmica.

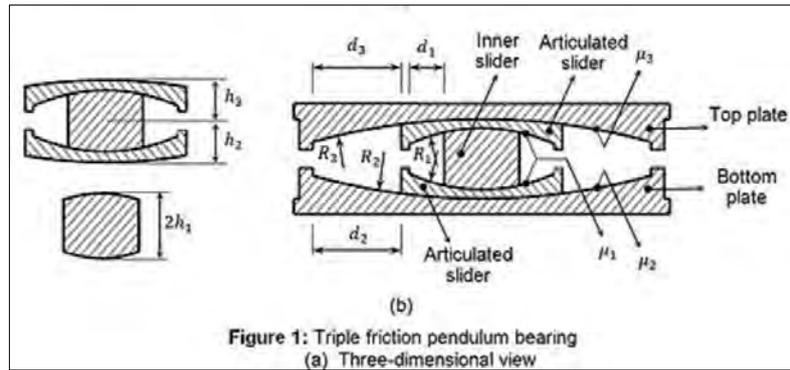
Para el diseño, se asume que todas las unidades de aislamiento FTPs tendrán las mismas características físicas y mecánicas.

### **6.1 DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA**

Dada la gran cantidad de parámetros de forma, tales como el radio de curvatura de los platos metálicos, recorridos en cada fase de operación, los diferentes coeficientes de rozamiento utilizados en cada superficie y el comportamiento no lineal en 5 regímenes; la realización de análisis simplificados podría devenir en resultados lejanos al comportamiento real de estos dispositivos. Por ello, para el diseño preliminar se empleará el software libre de análisis estructural “OpenSees” con el fin de poder realizar múltiples análisis tiempo historia en modelos de masa concentrada. De esta forma, se podrá comprender mediante múltiples análisis cómo variarán las fuerzas cortantes y desplazamientos en función al uso de diversos parámetros geométricos y friccionales empleados en las superficies.

El modelo de los aisladores de péndulo triple creado por (Dao, Ryan, Sato y Sasaki, 2013) para OpenSees, llamado (TPB) “Triple Friction Pendulum Bearing”, consiste en un modelo de aisladores de fricción en serie. Este modelo no considera la flexibilidad de la estructura y concentra la totalidad del desplazamiento en el sistema de aislamiento sísmico (Figura 49).

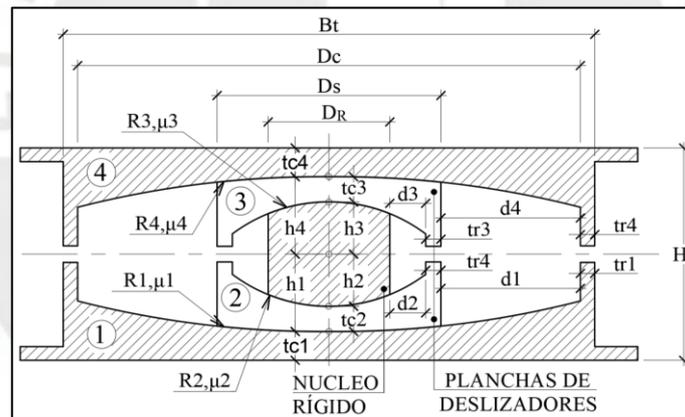
Para el diseño de los FTPs se seguirán las recomendaciones y criterios descritos en SEAOC, (2013).



**Figura 49** Vista de aislador TPB (FTP), según formulación Dao, Ryan, Sato y Sasaki, 2013

Los aisladores de péndulo triple y en general, cualquier aislador de péndulo de fricción, su desplazamiento no depende de la masa sísmica. Así mismo la fuerza cortante del sistema puede ser estimada en base a un peso unitario o en función del peso sísmico.

En la Figura 50 se muestra el esquema de la nomenclatura empleada para el diseño de estos dispositivos.



**Figura 50** Nomenclatura de geometría y parámetros de un FTP. Adaptado de Constantinou, 2011, p 31.

En los numerales siguientes, se plantea la secuencia de estimación de las dimensiones mínimas requeridas para la incorporación de los FTPs al modelo de estudio. Se prevé que los FTPs funcionen solo hasta el régimen de operación III, dejando el IV y V como reserva ante un sismo de mayor magnitud que el empleado para el diseño (TR=1000 años)

### 6.1.1 Estimación del diámetro del núcleo $D_R$

En base a la carga última máxima a uno de los aisladores en uno de los apoyos centrales:

$$P_u = 253.4 \text{ tonf.}$$

$$D_R \geq \sqrt{\frac{4P_U}{\pi F y}} = \sqrt{\frac{4(253 \text{ tonf})}{\pi(28122.78 \text{ ton/m}^2)}} = 0.107 \text{ m} = 107.1 \text{ mm}$$

Se aproximará a un núcleo de  $127 \text{ mm} = 5''$ , entonces  $D_R = 127 \text{ mm}$ .

### 6.1.2 Estimación de las alturas $h_2$ y $h_3$ :

Para salvaguardar la estabilidad de los dispositivos, la esbeltez del núcleo interior debe ser menor a la unidad, con lo que se tiene:

$$h_2 + h_3 \leq D_R; \quad h_2 = h_3 \leq \frac{D_R}{2}$$

$$h_2 = h_3 \leq \frac{127}{2} = 63.5 \text{ mm}$$

Entonces la altura del núcleo será:  $h_2 = h_3 = 63.5 \text{ mm} = 2.5''$

### 6.1.3 Estimación de las alturas $h_1$ y $h_4$

Considerando que el espesor mínimo de las planchas 2 y 3 será de  $1''$  o  $25.4 \text{ mm}$ , las alturas serán  $h_1 = h_4 = 63.5 + 25.4 = 88.9 \text{ mm} = 3.5''$ .

### 6.1.4 Estimación de los radios de curvatura exteriores

Con el fin de obtener FTPs que posean similares niveles de desplazamientos que los obtenidos en los LRBs, de la Tabla 33 se escogieron los radios de curvatura más pequeños de las superficies 1 y 4, siendo estos  $R_1 = R_4 = 1555 \text{ mm}$  o  $61''$ . En base a esto, más adelante se podrá seleccionar un diámetro del aislador  $D_C$  que no exceda los rangos de fabricación para los radios elegidos.

Asimismo, a los radios exteriores elegidos  $R_1 = R_4 = 1555 \text{ mm}$ , dado que  $h_1 = h_4 = 88.9 \text{ mm}$ , le corresponderán radios efectivos  $R_{eff1} = R_{eff4} = L2 = L3 = 1555 - 88.9 = 1466.1 \text{ mm}$ . L2 y L3 corresponden a la nomenclatura empleada en OpenSees.

**Tabla 33**

*Lista de dimensiones estándar de apoyos metálicos cóncavos FP.*

TABLE 4-2 Partial List of Standard Sizes of FP Bearing Concave Plates	
Radius of Curvature, mm (inch)	Diameter of Concave Surface, mm (inch)
1555 (61)	356 (14)
	457 (18)
	559 (22)
	787 (31)
	914 (36)
2235 (88)	686 (27)
	787 (31)
	914 (36)
	991 (39)
	1041 (41)
	1118 (44)
	1168 (46)
	1295 (51)
3048 (120)	1422 (56)
	686 (27)
3962 (156)	1422 (56)
	1600 (63)
	1778 (70)
	2692 (106)
6045 (238)	3150 (124)
	1981 (78)
	2388 (94)
	2692 (106)
	3327 (131)
	3632 (143)

*Nota:* Fuente: Constantinou 2011.

### 6.1.5 Estimación de los radios de curvatura interiores

Para la definición de los radios de curvatura efectivos de los platos metálicos internos, se emplearán diferentes radios, siendo estos de  $R_{eff2} = R_{eff3} = L1 = 139.7 = 5''$ ,  $304.8\text{mm} = 12''$ ,  $584.2\text{mm} = 23''$ ,  $838.2\text{mm} = 33''$ . Estos radios siempre serán mucho menores a los radios exteriores  $R_{eff1} = R_{eff4}$ , que son los que proveen la mayor parte del desplazamiento de los FTPs. L1 corresponde a la nomenclatura empleada en OpenSees.

### 6.1.6 Estimación de los coeficientes de fricción de las superficies cóncavas exteriores

Para las superficies de los platos externos donde  $\mu_1 < \mu_4$  se emplearán coeficientes de fricción de 0.05 a 0.10, siendo estos los que influirán en mayor medida en los desplazamientos y cortantes actuantes en el puente. Estos coeficientes son los que participarán en la mayor cantidad de fases a lo largo del movimiento de los dispositivos (fases II, III y IV) y son los que poseerán mayores restricciones al desplazamiento dado sus mayores coeficientes de fricción. Para investigar el comportamiento del sistema, estos coeficientes de rozamiento se harán variar cada 0.01 en los análisis no lineales múltiples ejecutados con ayuda del software OpenSees.

### 6.1.7 Estimación de los coeficientes de fricción de las superficies cóncavas interiores

Para las superficies de los platos internos, se empleará un coeficiente de fricción igual para  $\mu_2 = \mu_3 = 0.02$ . Estas superficies actuarán al inicio del régimen I, luego en el régimen II, IV y V. Al tener coeficientes de fricción más bajos que el de las superficies  $\mu_1$  y  $\mu_4$  reducirán las aceleraciones en el puente.

### 6.1.8 Análisis sísmicos múltiples no lineales NLRHA (OpenSees).

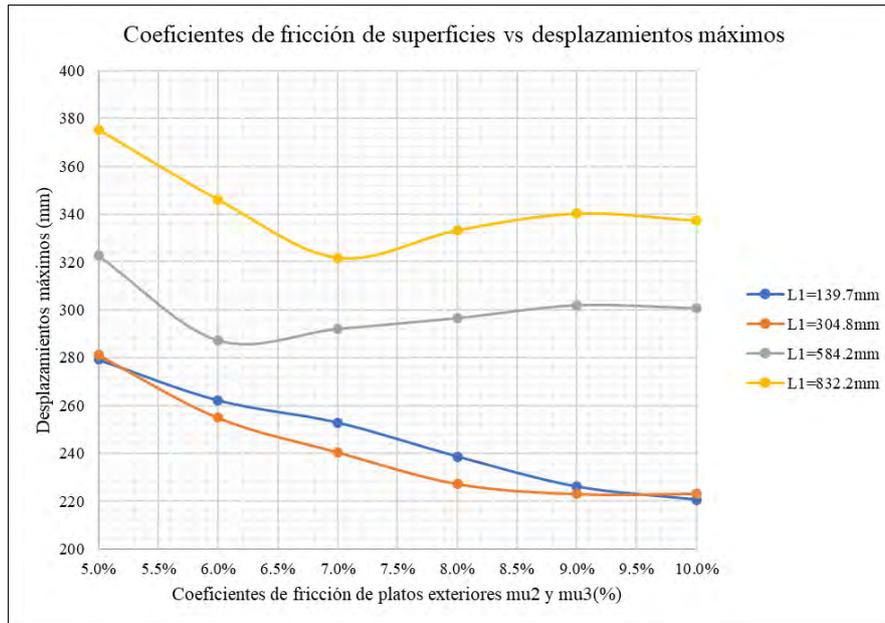
Con el fin de entender el complejo comportamiento de los FTPs, inicialmente fue necesario la realización de múltiples análisis tiempo historia, en total 24, variando la geometría y las propiedades de rozamiento de las superficies, empleando para esto el software OpenSees. Este software es capaz de analizar tridimensionalmente el comportamiento de los aisladores FTP en todas sus fases mediante el uso de un elemento denominado FTB.

Este estudio prevé que los dispositivos FTP solo funcionen hasta el régimen III de comportamiento. Los regímenes IV y V quedarán como reserva ante la posibilidad de un sismo mayor al de diseño. En la Tabla 34 se presentan los resultados obtenidos de este análisis.

**Tabla 34**

*Resultados de desplazamientos máximos (análisis no lineal de historia en el tiempo – OpenSees)*

<b>Propiedades de los FTPs para los análisis TH (Open Sees)</b>				
L1(mm)	<b>139.7</b>	<b>304.8</b>	<b>584.2</b>	<b>838.2</b>
L2(mm)	1466.1	1466.1	1466.1	1466.1
L3(mm)	1466.1	1466.1	1466.1	1466.1
mu1 (%)	2	2	2	2
d1 (mm)	52.5	52.5	52.5	52.5
d2 (mm)	210	210	210	210
d3 (mm)	210	210	210	210
<b>Máximos desplazamientos (mm) variando mu2=mu3 (registros Lima, Pisco, Chile)</b>				
<b>5%</b>	279.2	281.1	322.6	375.3
<b>6%</b>	262.1	254.9	287.2	346.1
<b>7%</b>	252.8	240.5	292.0	321.7
<b>8%</b>	238.6	227.3	296.5	333.2
<b>9%</b>	226.0	223.0	301.9	340.2
<b>10%</b>	220.5	223.1	300.6	337.3



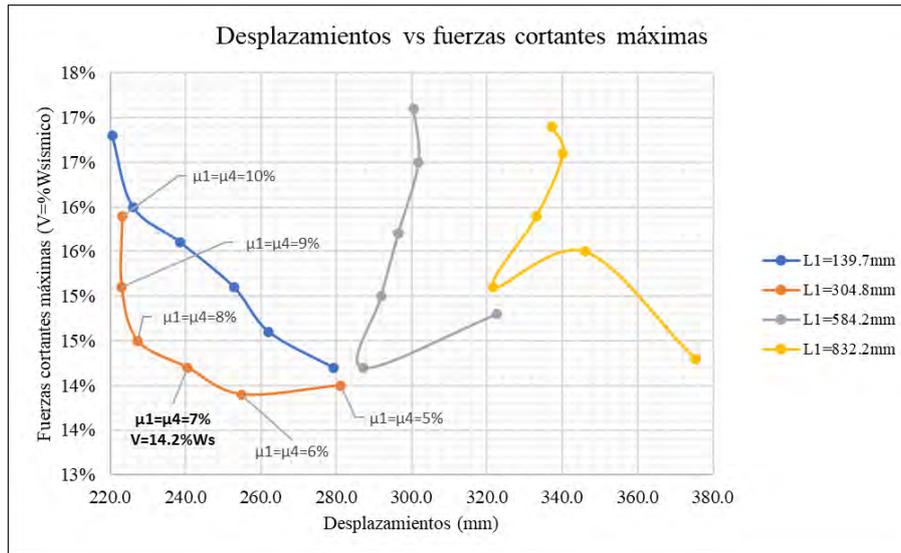
**Figura 51** Variación del desplazamiento según el uso de diferentes radios de curvatura y diferentes coeficientes de fricción. Nota: La nomenclatura usada en este gráfico corresponde a la usada para el elemento TPB de OpenSees.

Como se observa en la Figura 51, en líneas generales el desplazamiento del sistema crece con la disminución de los coeficientes de fricción y el incremento de los radios de curvatura efectivos de las superficies.

**Tabla 35**

Variación de la fuerza cortante según el uso de diferentes planchas internas y para diversos coeficientes de fricción.

<b>Propiedades de los FTPs para los análisis TH (Open Sees)</b>				
L1(mm)	<b>139.7</b>	<b>304.8</b>	<b>584.2</b>	<b>838.2</b>
L2(mm)	1466.1	1466.1	1466.1	1466.1
L3(mm)	1466.1	1466.1	1466.1	1466.1
mu1 (%)	2	2	2	2
d1 (mm)	52.5	52.5	52.5	52.5
d2 (mm)	210	210	210	210
d3 (mm)	210	210	210	210
<b>Máximas fuerzas cortantes (V=%W) variando mu2=mu3 (registros Lima, Pisco, Chile)</b>				
<b>5%</b>	14.2%	14.0%	14.8%	14.3%
<b>6%</b>	14.6%	13.9%	14.2%	15.5%
<b>7%</b>	15.1%	14.2%	15.0%	15.1%
<b>8%</b>	15.6%	14.5%	15.7%	15.9%
<b>9%</b>	16.0%	15.1%	16.5%	16.6%
<b>10%</b>	16.8%	15.9%	17.1%	16.9%



**Figura 52** Variación desplazamiento y la fuerza cortante según el uso de diferentes radios de curvatura y diferentes coeficientes de fricción.

En base a las Figuras 51 y 52, y considerando que los aisladores analizados se encuentran siempre dentro del régimen III de comportamiento, se elegirá el dispositivo con las propiedades que reduzcan la fuerza cortante y que tenga un desplazamiento tal que sea el promedio, esto con el fin de no tener dispositivos de gran tamaño que signifiquen mayor costo.

Por lo antes descrito, se eligió el aislador FTP con las siguientes propiedades nominales:

$$\mu_2 = \mu_3 = 2\%$$

$$\mu_1 = \mu_4 = 7\%$$

$$R_{eff1} = R_{eff4} = 1466.1 \text{ mm}$$

$$R_{eff2} = R_{eff3} = 304.8 \text{ mm}$$

$$h_1 = h_4 = 88.9 \text{ mm}$$

$$h_2 = h_3 = 63.5 \text{ mm}$$

### 6.1.9 Verificación de la capacidad de restitución del sistema

Dado que el aislador elegido se encuentra en el régimen de operación III, y siendo  $D_M = 240.5 \text{ mm} = 0.245 \text{ m}$ . la rigidez post fluencia será:

$$K_3 = \frac{W}{R_{ef1} + R_{ef4}} = \frac{W}{1.47 \text{ m} + 1.47 \text{ m}} = 0.34W \text{ en } \left(\frac{\text{tonf}}{\text{m}}\right)$$

$$F_{rest} = 50\%(K_3 D_M) \geq 2.5\%W$$

$$F_{rest} = 50\%(0.34W)(0.245m) \geq 2.5\%W$$

$$F_{rest} = 4.2W\% \geq 2.5\%W$$

Como se puede verificar, el dispositivo elegido cumple con la fuerza de restitución mínima. Debe tenerse en cuenta que esta fuerza se verá reducida cuando se empleen los factores de modificación mínimos de las superficies de rozamiento.

Hasta este punto, por simplicidad y entendimiento del comportamiento de este tipo de dispositivos, se ha considerado  $\mu_1 = \mu_4$ , no aprovechando aun completamente el comportamiento triple péndulo, donde  $\mu_1 < \mu_4$ .

En vista a ello, con las propiedades ya establecidas, se verificó cómo afecta la reducción del coeficiente de rozamiento  $\mu_1$  al comportamiento del sistema (Tabla 36).

**Tabla 36**

*Desplazamientos máximos obtenidos variando el coeficiente de rozamiento  $\mu_2$  (OpenSees)= $\mu_1$  (Cosntantinou)*

Variación de $\mu_2$	Lima 1966	Pisco 2007	Chile 2010	$d_{m\acute{a}x}$ (mm)
<b><math>\mu_2 = \mu_1</math></b>	6%	234.021	249.024	242.443
	5%	239.46	259.573	260.266
	4%	252.43	274.187	280.117
	3%	286.403	289.202	298.384

En base a los resultados, empleando las propiedades nominales, se seleccionó un coeficiente de rozamiento para la superficie 1  $\mu_1 = 5\%$  con lo que se obtuvo un desplazamiento máximo de 260.27mm, con el que se cumple con la fuerza de restitución mínima requerida según se muestra a continuación.

$$F_{rest} = 50\%(0.34W)(0.267m) \geq 2.5\%W$$

$$F_{rest} = 4.5W\% \geq 2.5\%W$$

Quedando las siguientes propiedades nominales del aislador tal como se muestra a continuación:

$$d_1 = d_4 = 210mm; \quad d_2 = d_3 = 53mm$$

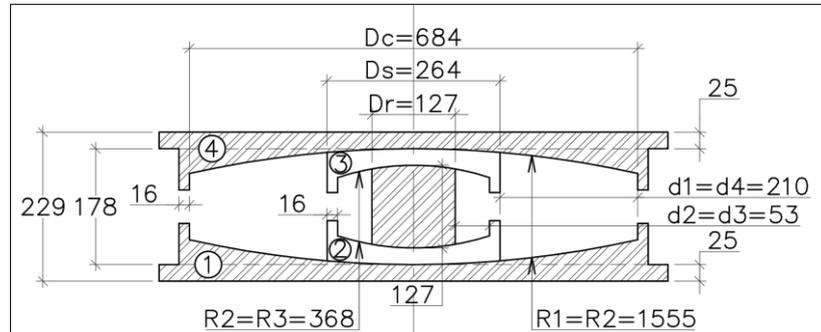
$$\mu_2 = \mu_3 = 2\%; \quad \mu_1 = 5\%; \quad \mu_4 = 7\%$$

$$R_1 = R_4 = 1555.1 \text{ mm}; \quad R_2 = R_3 = 368.3mm$$

$$R_{eff1} = R_{eff4} = 1466.1 \text{ mm}; \quad R_{eff2} = R_{eff3} = 304.8mm$$

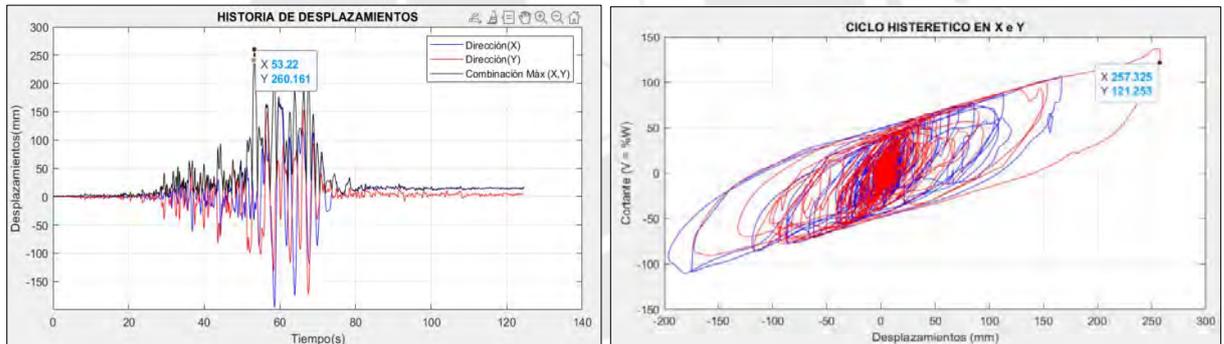
$$h_1 = h_4 = 88.9 \text{ mm}; \quad h_2 = h_3 = 63.5 \text{ mm}$$

En la Figura 53 se muestra la geometría obtenida para los FTPs, la cual será utilizada para la verificación de resultados en el diseño tridimensional de la estructura completa.

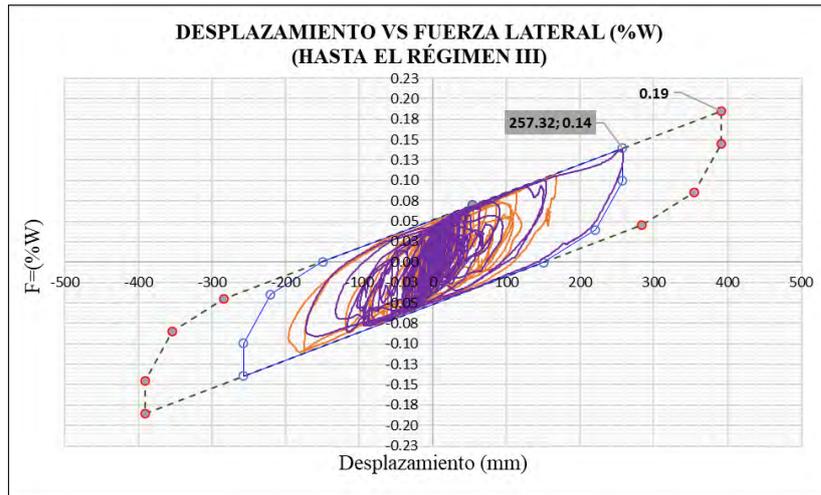


**Figura 53** Geometría de los aisladores FTP empleados sobre los estribos y pórticos centrales.

La Figura 54, presenta uno de los resultados del análisis realizado en OpenSees, ploteado en base a un código propio desarrollado en Matlab. En la Figura 55, se puede observar que el ciclo histerético no lineal (OpenSees), se ajusta muy bien al ciclo teórico del régimen III calculado manualmente según la formulación mostrada en la Tabla 11.



**Figura 54** Desplazamiento máximo y ciclos histeréticos en X e Y, de señal Chile 2020 (Propiedades nominales)



**Figura 55** Ciclo histerético del aislador y ciclo histerético obtenido de la señal (Chile 2010) en X e Y (OpenSees). (Propiedades nominales) y ciclo teórico de hasta el régimen III.

En la Figura 55, puede notarse la coincidencia entre el régimen teórico III y los límites de los ciclos obtenidos con el software OpenSees para el registro de Chile empleando las propiedades nominales.

### 6.1.10 Cálculo de factores $\lambda_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$

Los factores empleados para considerar las variaciones debidas al envejecimiento, contaminación, fabricación y ensayos de los dispositivos FTP serán de 0.80 para el límite inferior ( $\lambda_{m\acute{i}n}$ ) y 1.60 para el límite superior de las propiedades de las superficies de rozamiento ( $\lambda_{m\acute{a}x}$ ) según se establece en la norma NTP E031 (2020)

**Tabla 37**

*Propiedades mínimas, máximas y nominales de los coeficientes de fricción del FTP*

Coeficientes de fricción ( $\mu$ )	Límite inferior	Propiedades nominales	Límite Superior
Superficie 1 ( $\mu_1$ )	4.0%	5%	8.0%
Superficie 2 ( $\mu_2$ )	5.6%	7%	11.2%
Superficie 3 ( $\mu_3$ )	1.6%	2%	3.2%
Superficie 4 ( $\mu_4$ )	1.6%	2%	3.2%

## 6.2 ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO:

En base a las estimaciones hechas previamente, se procederá a analizar el puente empleando el modelo tridimensional en el software CsiBridge. Este software emplea un modelo en serie, el cual consiste en conectar tres aisladores de péndulo de fricción, donde cada uno es definido por sus propiedades de radio de curvatura, capacidad de desplazamiento y coeficiente de fricción. Para ello, se empleará la nomenclatura definida en la Figura 17.

## **Propiedades para ingresar al software:**

### **Parámetros generales:**

Peso de aislador = 0.50tonf.

Masa del aislador= 0.050968 tonf s<sup>2</sup>/m.

$$R = \frac{D_c}{2} = \frac{0.684m}{2} = 0.342m$$

Inercia rotacional 1:

$$I_z = \frac{m R^2}{2} = \frac{(0.050968) (0.342)^2}{2} = 0.0029807 \text{ tonf m s}^2$$

Inercia rotacional 2 y 3:

$$I_{xy} = \frac{m R^2}{4} = \frac{(0.050968) (0.342)^2}{4} = 0.00149 \text{ tonf m s}^2$$

### **Propiedades en la dirección vertical:**

$$D_R = 0.127 \text{ m}; \quad A_R = 0.01267 \text{ m}^2; \quad H_{FTP} = 0.229 \text{ m}$$

$$E_s = 20389019 \text{ tonf/m}^2.$$

$$K_v = 1127866.8 \text{ tonf/m}.$$

### **Cálculo de la rigidez inicial de las superficies:**

Dado que la rigidez de los dispositivos está asociada a los coeficientes de rozamiento de sus superficies y a la carga vertical que reciben, para el análisis se tomarán dos rigideces iniciales. Se empleará una para los estribos y otra para los apoyos centrales, ya que las cargas verticales promedio en los dispositivos ubicados sobre los estribos es de 86.97 tonf y en los apoyos centrales es de 183.35 tonf.

En las Tablas 38 y 39 se muestran las propiedades nominales utilizadas para el análisis no lineal de historia en el tiempo, para el caso de las propiedades máximas y mínimas se procedió de manera similar.

**Tabla 38***Propiedades nominales empleadas para el análisis tiempo historia en FTPs sobre estribos*

Propiedades No Lineales (Propiedades nominales)	Descripción	Unid.	Superficies exteriores		Superficies interiores	
			Superior (4)	Inferior (1)	Superior (3)	Inferior (2)
Rigidez de fluencia		tonf/m.	475.6	285.3	190.2	190.2
Coefficiente de fricción, lento. ( $\mu_{slow}=2/3\mu_{fast}$ )		%	0.047	0.033	0.013	0.013
Coefficiente de fricción, rápido ( $\mu_{fast}$ )		%	0.070	0.050	0.020	0.020
Parametro de ratio de velocidad		s/m	50	50	50	50
Radio de curvatura de superficies deslizantes ( $R_4, R_1, R_3, R_2$ )		m.	1.555	1.555	0.386	0.386
Distancia de tope. ( $u^{**}=2D_y+2d_{4,1}^*$ )		m.	0.414	0.414	0.105	0.105

**Tabla 39***Propiedades nominales empleadas para el análisis tiempo historia en FTPs sobre apoyos centrales.*

Propiedades No Lineales (Propiedades nominales)	Descripción	Unid.	Superficies exteriores		Superficies interiores	
			Superior (4)	Inferior (1)	Superior (3)	Inferior (2)
Rigidez de fluencia		tonf/m.	1003	601.5	401.0	401.0
Coefficiente de fricción, lento. ( $\mu_{slow}=2/3\mu_{fast}$ )		%	0.047	0.033	0.013	0.013
Coefficiente de fricción, rápido ( $\mu_{fast}$ )		%	0.070	0.050	0.020	0.020
Parametro de ratio de velocidad		s/m	50	50	50	50
Radio de curvatura de superficies deslizantes ( $R_4, R_1, R_3, R_2$ )		m.	1.555	1.555	0.386	0.386
Distancia de tope. ( $u^{**}=2D_y+2d_{4,1}^*$ )		m.	0.414	0.414	0.105	0.105

En la Tabla 40, se muestran los resultados obtenidos del análisis no lineal de historia en el tiempo con el empleo de las propiedades mínimas, nominales y máximas.

Así mismo, en las Figuras 56, 57 y 58 se muestran los ciclos histeréticos generados en el software CSIBridge, luego de realizado el análisis de historia en el tiempo, para el registro del terremoto de Chile 2010, empleando las propiedades mínimas de los dispositivos.

**Tabla 40**

*Desplazamientos, fuerzas Cortantes y Momentos Flectores máximos – Análisis de historia en el tiempo (FTP) – (Sismos Lima-Pisco-Chile)*

**Máximos Lima-Pisco-Chile.**

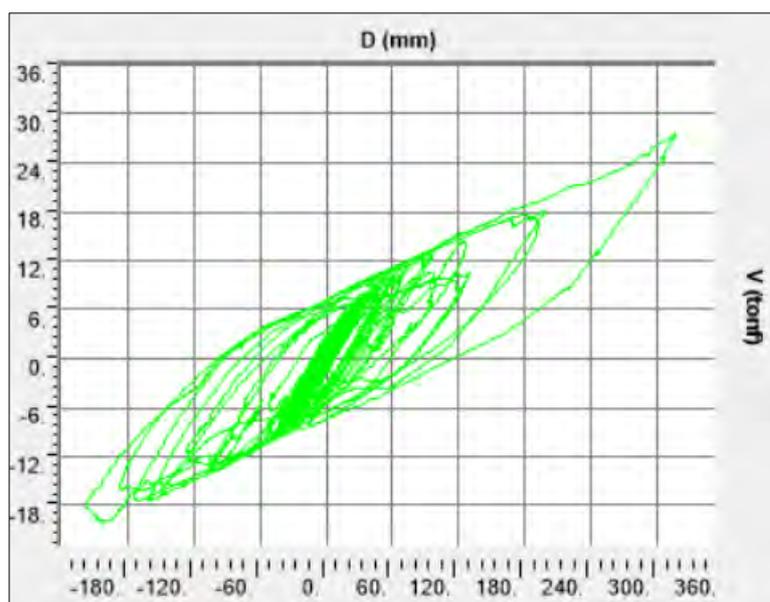
$\lambda_{\min}$	Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
		Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0	14.00	13.90	14.00
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	346.8	330.5	330.5	330.5
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	478.2	158.2	139.3	158.2
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	2707	884.0	786.9	884.0
	Desplazamientos transversales(mm.)	0	3.40	3.40	3.40
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	340.5	336.9	337.2	336.9
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	400.9	131.3	134.1	131.3
	Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2269	375.5	366.4	375.5
	Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	269.1	292.0	269.1

**Máximos Lima-Pisco-Chile.**

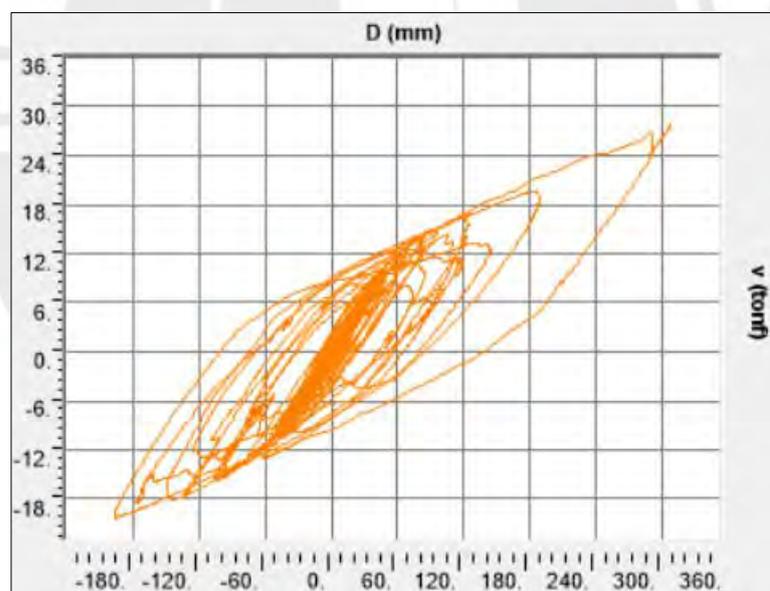
$\lambda_{\text{mon}}$	Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
		Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0	13.40	13.40	13.40
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	334.1	318.3	320.8	318.3
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	456.5	151.1	132.8	151.1
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	2584	839.9	747.1	839.9
	Desplazamientos transversales(mm.)	0	3.40	3.40	3.40
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	321.4	326.8	329.0	326.8
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	388.1	130.6	133.3	130.6
	Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2196	373.5	364.3	373.5
	Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	268.0	290.3	268.0

**Máximos Lima-Pisco-Chile.**

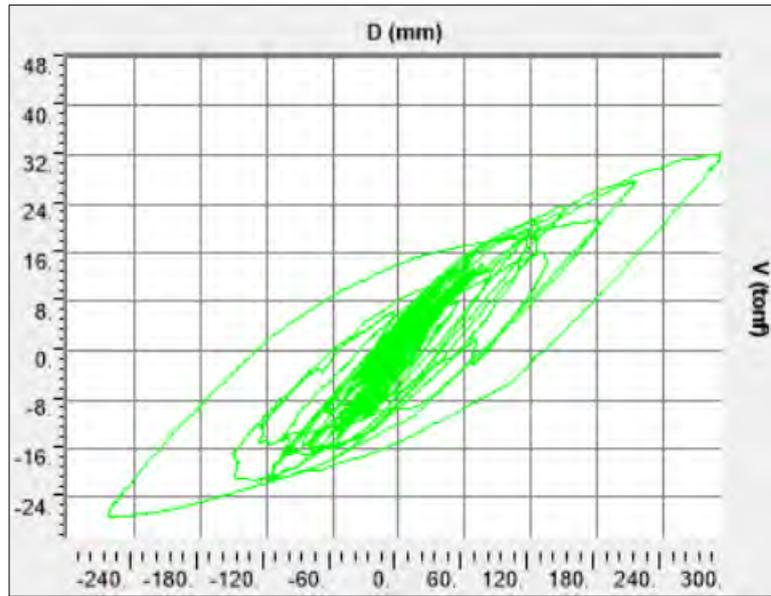
$\lambda_{\max}$	Descripción	Estribos 1 y 2		Pórticos centrales 1 y 2	
		Estribo	Pilar-ext.	Pilar-int	Pilar-ext.
	Desplazamientos longitudinales pilar (mm.)	0	13.10	13.10	13.10
	Desplazamientos longitudinales aislador (mm.)	333.4	318.1	318.0	318.1
	Fuerzas cortantes longitudinales (tonf) V33	443.9	147.1	129.3	147.1
	Momentos longitudinales en la base (tonf-m) M22	2512	817.8	731.0	817.8
	Desplazamientos transversales(mm.)	0	3.40	3.40	3.40
	Desplazamientos transversales aislador (mm.)	299.7	294.6	294.9	294.6
	Fuerzas cortantes transversales-arriba (tonf) V22	410.6	133.6	136.5	133.6
	Momentos transversales-abajo (tonf-m) M33	2324	382.0	372.9	382.0
	Momentos transversales-arriba (tonf-m) M33	0	273.7	297.2	273.7



**Figura 56** Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades mínimas), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010.  $D_{\max}=314.41\text{mm}$ ;  $V_{\max}=27.92\text{ tonf}$ .



**Figura 57** Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades nominales), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010.  $D_{\max}=307\text{mm}$ ;  $V_{\max}=27.89\text{ tonf}$ .



**Figura 58** Ciclo histerético, dirección longitudinal (Link 119-propiedades máximas), sobre pórtico central 1. Registro Chile-2010.  $D_{\max}=291.73$  mm;  $V_{\max}=32.98$  tonf.

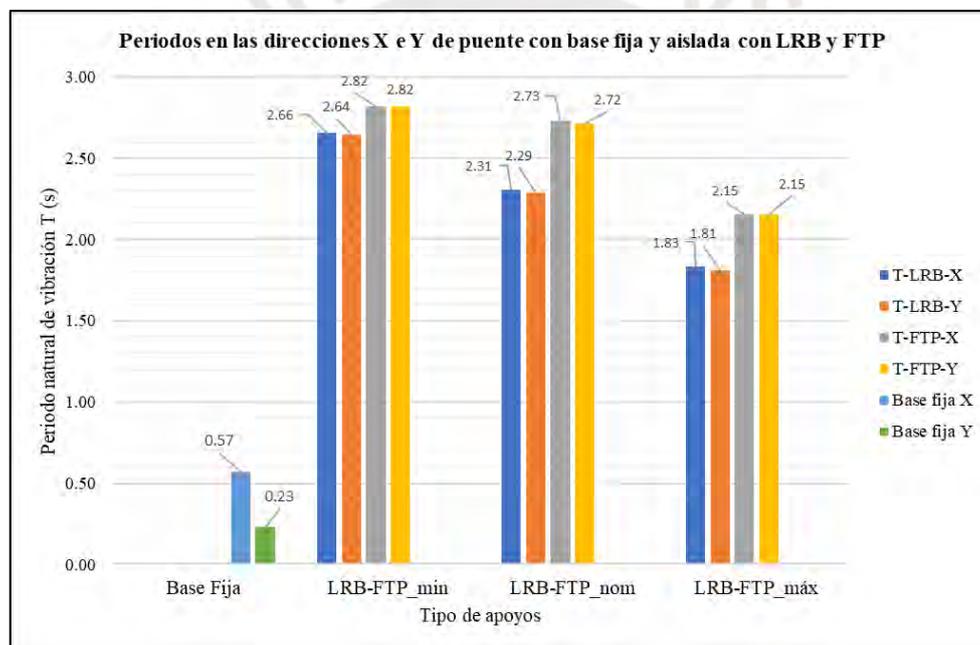


## CAPÍTULO 7: ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

Este capítulo presenta el análisis comparativo de los resultados obtenidos del puente en su condición actual, es decir, sin ningún sistema de protección sísmica e incluyendo aislamiento sísmico de los tipos LRB y FTP.

### 7.1 COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN

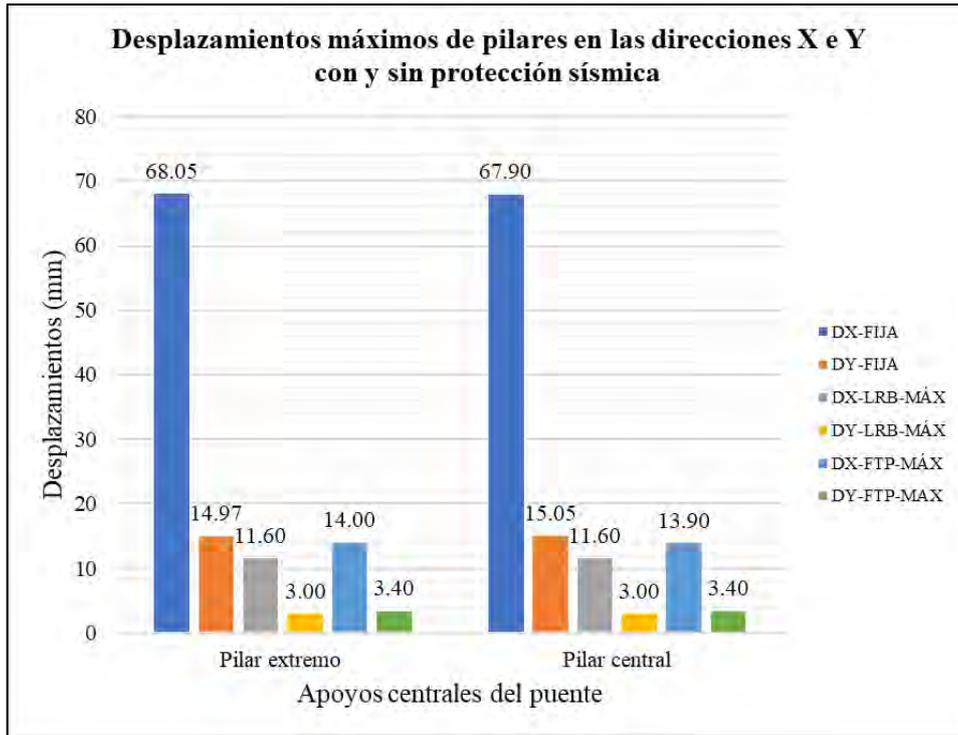
Las formas modales del puente cambiaron significativamente con la incorporación de los aisladores BRBs y FTPs, notándose que en la estructura sin protección sísmica los periodos predominantes se dieron en el 1er y 8mo modo de vibración, mientras que para el caso de las estructuras con aisladores se dieron en los dos primeros modos con un porcentaje de participación modal mayor al 90% en cada dirección (Figura 59).



**Figura 59** Periodos predominantes de vibración en las direcciones longitudinales y transversales.  
*Nota: Periodos naturales de vibración, empleando para los sistemas aislados los factores de modificación mínimos de sus propiedades.*

### 7.2 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN PILARES

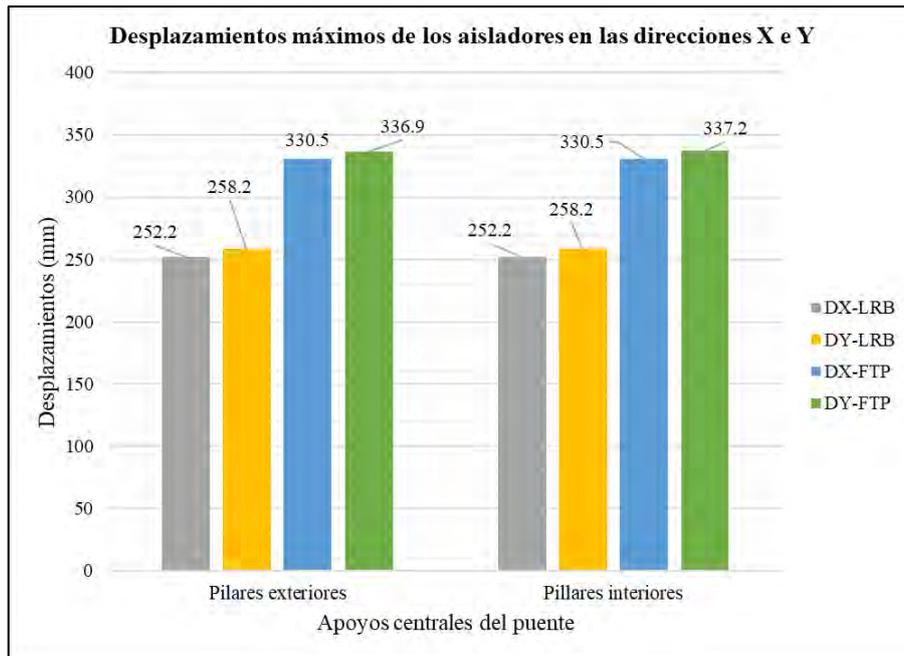
Como se aprecia en la Figura 60, los desplazamientos en el extremo superior de los pilares, en ambas direcciones, experimentaron una reducción significativa de alrededor del 79% para los aisladores LRBs y 75% en el caso de los FTPs, respecto al desplazamiento del puente sin protección sísmica.



**Figura 60** Desplazamientos máximos de los pilares en las direcciones longitudinales y transversales para el puente con base fija y aislada con LRBs y FTPs

### 7.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO.

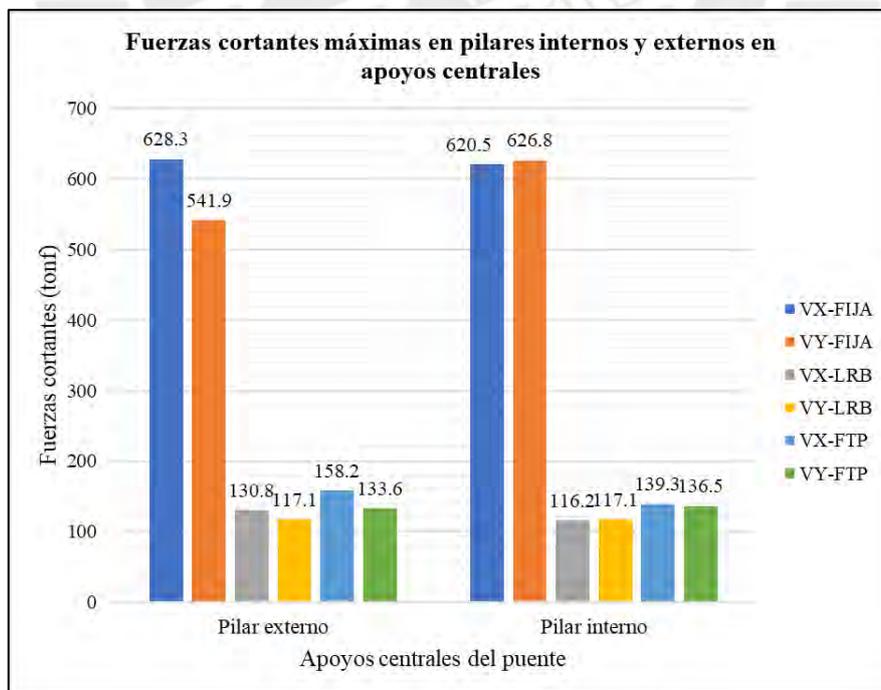
Empleando los factores de modificación mínimos de las propiedades, el sistema de protección compuesto por aisladores de péndulo triple FTPs exhibió un desplazamiento 30% mayor al obtenido con los LRBs. (Figura 61).



**Figura 61** Desplazamientos máximos del sistema de aislamiento en dirección longitudinal y transversal para el puente con LRBs y FTPs, usando las propiedades mínimas.

#### 7.4 COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN PILARES

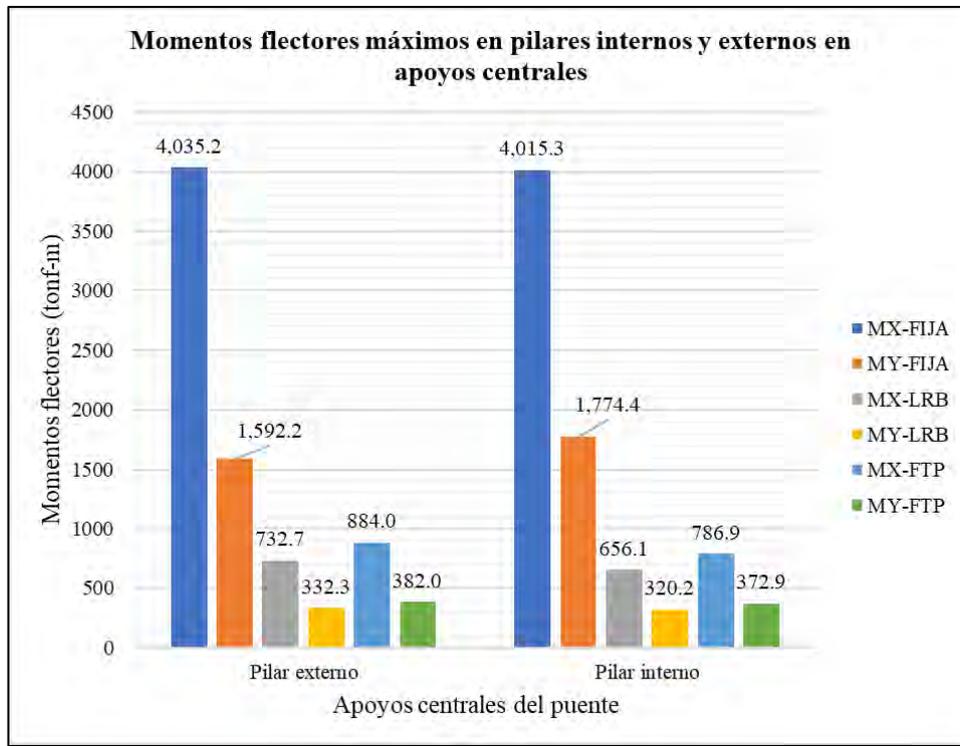
Con la inclusión de los LRBs y FTPs se alcanzó una reducción en la fuerza cortante respecto al puente sin protección de alrededor del 79% y 75% respectivamente (Figura 62).



**Figura 62** Fuerzas cortantes máximas en pilares en la dirección longitudinal y transversal para el puente sin protección sísmica, con LRBs y FTPs. (Propiedades máximas)

## 7.5 COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES EN PILARES

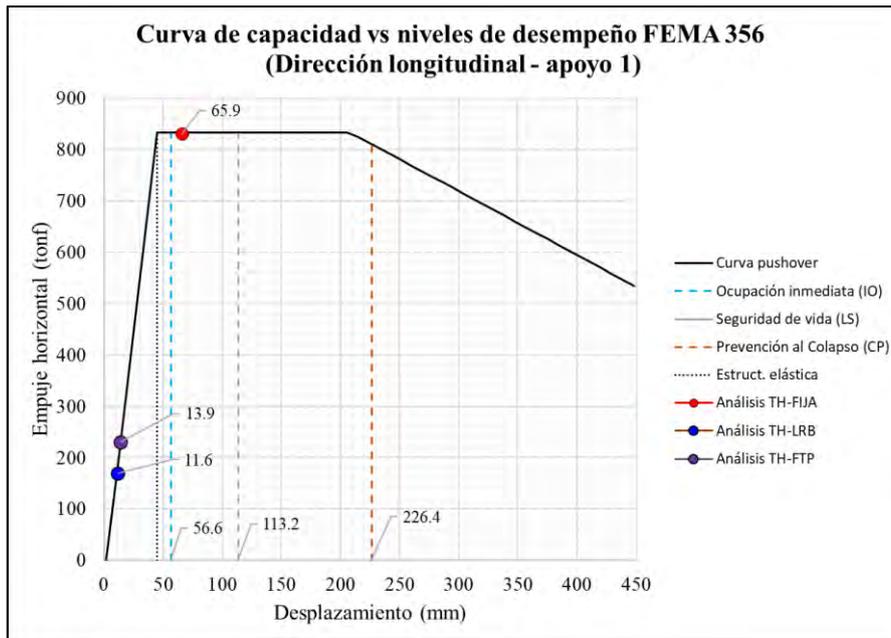
Con la inclusión de los LRBs y FTPs se alcanzó una reducción del momento flector respecto al puente sin protección de alrededor del 80% y 77% respectivamente (Figura 63).



**Figura 63** Momentos flectores máximos en pilares en las direcciones longitudinales y transversales para el puente sin protección sísmica, con LRBs y FTPs.

## 7.6 COMPARACIÓN NIVELES DE DESEMPEÑO

En la Figura 64, se presenta el nivel de desempeño obtenido según FEMA 356 para el puente en estudio, donde se puede visualizar que el desempeño del puente de base fija en su dirección longitudinal se encuentra en “seguridad de vida”, cumpliendo con los objetivos de diseño mínimos previstos en el Manual de Puentes con algunas incursiones inelásticas (MTC, 2018). Así mismo, se puede observar que cuando la estructura se aísla mediante el uso de LRBs o FTPs, su comportamiento mejora notablemente, comportándose en el régimen elástico, quedando completamente operativa luego de un sismo con una aceleración de  $S_{D1} = 0.60g$ . Por otro lado, el puente en la dirección transversal permanecerá en el rango elástico, aun sin la incorporación de los dispositivos de aislamiento. (Figura 45).



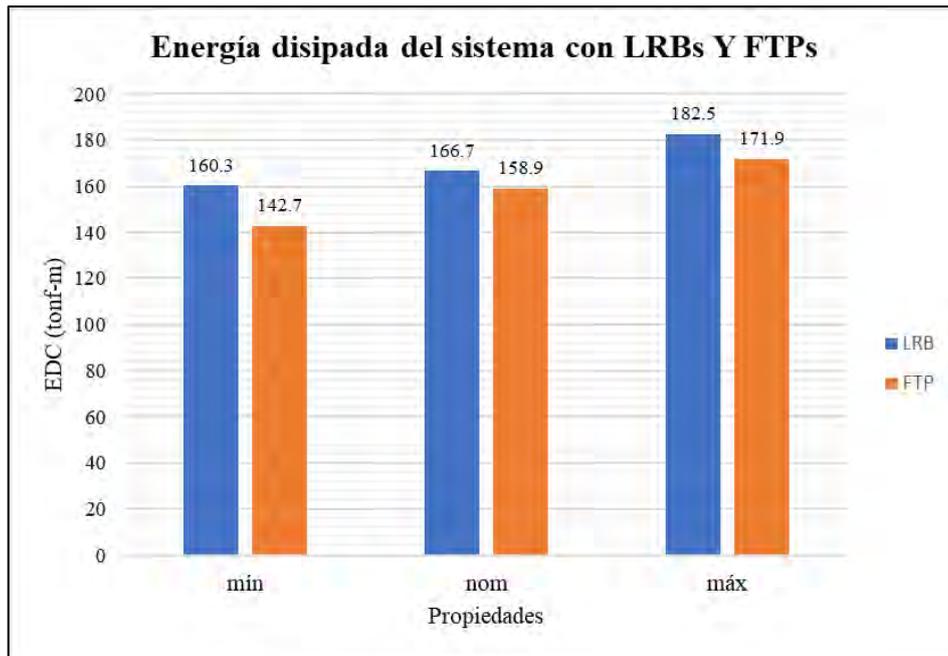
**Figura 64** Desempeño del puente para base fija, aislada con LRBs y aislada con FTPs, dirección longitudinal.

### 7.7 COMPARACIÓN LA ENERGÍA DISIPADA EN EL SISTEMA LRB y FTP

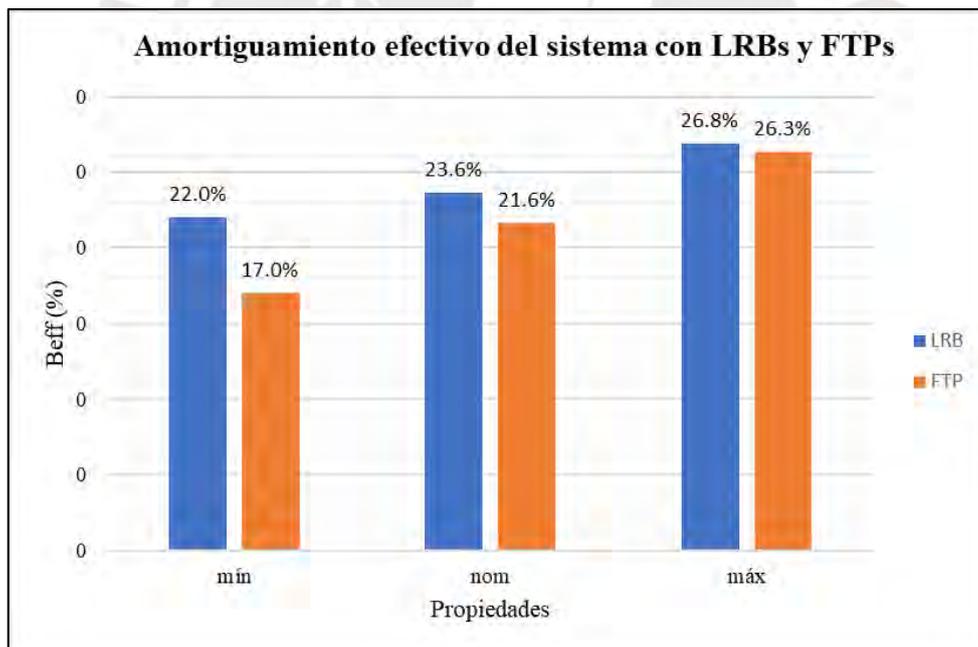
En las Figura 65 y 66, se muestra la energía disipada y amortiguamientos efectivos producto de la incorporación de los LRBs y FTPs, empleando las propiedades nominales, mínimas y máximas.

Se puede apreciar que, en el sistema, la energía disipada es relativamente mayor para el caso de los LRBs respecto a los FTPs, siendo estas diferencias empleando las propiedades mínimas, nominales y máximas de 12%, 5% y 6% respectivamente.

Se puede apreciar que, en el sistema, el amortiguamiento es mayor para el caso de los LRBs que en los FTPs, siendo estas diferencias empleando las propiedades mínimas, nominales y máximas de 29%, 9% y 2% respectivamente.



**Figura 65** Energía disipada del sistema, empleando aisladores LRB y FTP, con propiedades nominales, mínimas y máximas.



**Figura 66** Amortiguamientos efectivos del sistema, empleando aisladores LRB y FTP, con propiedades nominales, mínimas y máximas.

## CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación, se describen las conclusiones y recomendaciones derivadas del presente estudio:

1. Con el fin de establecer comparaciones de desempeño entre dos dispositivos con características geométricas y mecánicas diferentes, se ha llevado a cabo el análisis y diseño de cada unidad de aislamiento LRB y del sistema. Este análisis se realizó utilizando las dimensiones mínimas requeridas, las propiedades de los materiales comúnmente empleados, las cantidades mínimas de planchas de acero y capas de caucho establecidas por los proveedores en sus catálogos según el diámetro elegido, además de lo descrito en el capítulo 5. De igual manera, para el análisis y diseño de los FTPs, se han utilizado los radios de curvatura de las superficies tomados de la Tabla 4-2 de Constantinou (2011). El objetivo fue obtener las propiedades de un dispositivo con las menores dimensiones posibles y que, a su vez, cumpla con el cometido de aislar la estructura, en este caso, el puente.
2. El diseño del puente con aisladores LRB estuvo controlado básicamente por la capacidad a desplazamiento máximo ( $FS=1.0$ ), la capacidad de restitución y las relaciones de  $Q_d/W$  recomendadas. Así, el sistema de aislamiento no pudo flexibilizarse más, pues ello hubiera significado la pérdida de la capacidad de carga vertical y de la capacidad de restitución del sistema.
3. Con la incorporación de los aisladores sísmicos al puente, se logró que el desempeño de la subestructura sea completamente elástico. Obteniendo una reducción de fuerza cortante de 79% en los LRBs y 75% en los FTPs respecto a la estructura sin sistemas de protección sísmica. Estas reducciones en términos de diseño estructural son similares entre sí.
4. Ambas tecnologías, FTPs y LRBs no se activarán ante cargas no sísmicas, tales como el frenado vehicular y viento. Con ello se concluye que no es necesaria la incorporación de sistemas suplementarios de restricción de desplazamiento para este tipo de cargas.
5. Los desplazamientos en el extremo superior de los pilares del puente disminuyeron significativamente con la inclusión de los sistemas de aislamiento compuestos por LRBs y FTPs, reduciéndose alrededor de 77% respecto al puente sin protección sísmica. Esta reducción en términos de diseño estructural fue muy similar al emplear LRBs (79%) y FTPs (75%).
6. El nivel de aislamiento del puente con dispositivos de péndulo triple FTPs, experimentó mayores desplazamientos, alrededor del 30% con respecto a los obtenidos empleando

aisladores LRBs. Por otro lado, la disipación de energía fue 12%, 5% y 6% mayor para los LRBs y el amortiguamiento fue 29%, 9% y 2% mayor para los LRBs, empleando las propiedades mínimas, nominales y máximas respectivamente. Esto condujo a que, con los LRBs, se obtuvieran fuerzas cortantes menores respecto a las obtenidas con los FTPs, de alrededor de 20% y 14% en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

7. La estructura del puente Freyre en su condición actual; es decir, sin protección sísmica, tendrá un nivel de desempeño de seguridad de vida, lo que significa que disipará energía a través de incursiones inelásticas controladas. Así mismo, en la dirección transversal, la subestructura se mantendrá completamente elástica para el sismo de diseño.
8. Los aisladores de péndulo de fricción triple (FTP) poseen una ventaja comparativa en términos de márgenes de seguridad respecto a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRBs). Esta ventaja la ofrecen los FTPs dado que en estos dispositivos es posible elegir de antemano, un determinado régimen de operación, pudiendo dejar uno o dos como resguardo ante la eventualidad de que pudiera ocurrir un sismo con mayores aceleraciones que el previsto en el diseño.
9. Las formas modales del puente cambiaron significativamente con la incorporación de los aisladores elastoméricos y de péndulo de fricción triple. Esto no ocurrió del mismo modo en la estructura sin protección sísmica, donde los periodos predominantes se dieron en el 1er y 8vo modo de vibración. Para el caso del puente con aisladores sísmicos, los porcentajes de participación se dieron en los dos primeros modos de vibración, siendo estos mayores al noventa por ciento en cada dirección de análisis.
10. Los aisladores de péndulo de fricción triple (FTP), a pesar de tener una formulación de análisis mucho más compleja que los aisladores (LRBs), ofrecen una ventaja comparativa para su incorporación en puentes de poco peso sísmico. Un ejemplo de esto, son los puentes compuestos por vigas metálicas y losa de sección compuesta, donde resultaría complicado el aislamiento sísmico con (LRBs). Esta ventaja la ofrece el hecho de que su capacidad de deformación y la forma de su ciclo histérico no dependen de su peso sísmico. Esto permite que pueda modelarse inicialmente como un sistema de peso unitario en la etapa del diseño preliminar del proyecto, dando una muy buena aproximación al diseño definitivo. Esta ventaja es válida para cualquier aislador de péndulo de fricción sea simple, doble o triple.
11. Dada su complejidad, previo al análisis definitivo de un sistema de aislamiento compuesto por aisladores FTPs, se recomienda efectuar varios análisis de sensibilidad de resultados de fuerzas cortantes y desplazamientos. Esto se consigue mediante el procesamiento de múltiples análisis de historia en el tiempo (NLRHA) con modelos

simplificados, variando en cada caso, los coeficientes de fricción, radios de curvatura y distancias de recorrido según el régimen de operación deseado de los dispositivos. Esto permitirá al diseñador estructural entender y conocer de antemano que características geométricas y mecánicas de los dispositivos se ajustarán mejor al registro sísmico seleccionado.

12. Dada la complejidad del comportamiento no lineal de los aisladores de triple péndulo (5 regímenes), el tiempo de procesamiento de datos y recursos computacionales es mayor que el caso de los aisladores LRB.
13. Se concluye que, empleando las dimensiones y propiedades mínimas requeridas, el desempeño de ambos tipos de dispositivos en términos ingenieriles, es similar. La elección de uno u otro dispositivo de protección sísmica dependerá del nivel de desempeño establecido por el proyectista estructural; para lo cual debe existir un balance entre el costo y beneficio del nivel de protección deseado.
14. Dado que el alcance de esta investigación excluye el costo de los dispositivos, se recomienda que en futuros estudios se realice un análisis de costos que incluya ambos tipos de protección sísmica (LRBs y FTPs) aplicado a la realidad peruana. Este análisis debería considerar no solo los costos directos de adquisición e instalación de los aisladores, sino también los costos de mantenimiento a largo plazo.

## REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, (2011). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2nd Edición, con revisiones 2012, 2014, 2015, and 2022. Washington DC, USA.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, (2020). LRFD Bridge Design Specifications. 9th Edición. Washington DC, USA.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, (2014). Guide Specifications for Seismic Isolation Design. 4th Edición. Washington DC, USA.
- American Society of Civil Engineers, ASCE, (2010). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI Standard 7-10.
- American Society of Civil Engineers, ASCE, (2014). Seismic evaluation and retrofit of existing bulidings. ASCE/SEI Standard 41-13.
- American Society of Civil Engineers, ASCE, (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI Standard 7-16.
- American Society of Civil Engineers, ASCE, (2014). Seismic evaluation and retrofit of existing bulidings. ASCE/SEI Standard 41-13.
- American Society of Civil Engineers, ASCE, (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing bulidings. ASCE/SEI Standard 41-17.
- American Society of Civil Engineers, ASCE, (2022). Minimun Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures. ASCE/SEI Standard 7-22.
- Applied Technology Council ATC-40, (1996), Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1 and 2; California, USA.
- Buckle I., Constantinou M., Dicleli M. y Ghasemi H., (2006), Seismic Isolation of Highway Bridges, Technical Report N° MCEER-06-SP07, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), Bufalo, New York, USA.
- California Departament of Transportation, CALTRANS, (2019), Seismic Desing Criteria (SDC), Versión 2; California, USA.

- Carl Lüders, (2013), Aislación sísmica de estructuras (pasado-presente-futuro), Expo Hormigón 2013, Instituto del Cemento y Hormigón de Chile; Chile.
- Constantinou M., Kalpakidis I., Filiatrault A. and Ecker R., (2011), LRFD - Base Analysis and Design procedures for Bridge Bearings and Seismic isolators. Technical Report N° MCEER-11-0004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), Bufalo, New York, USA.
- Constantinou M., Whitaker A., Fenz D., Apostolakis G., (2007), Seismic Isolation of Bridges. Versión 2, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), Bufalo, New York, USA.
- CsiBridge. (2017). CSI Analysis Reference Manual. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures INC. USA.
- Dao, N. D., Ryan, K. L., Sato, E. and Sasaki, T. (2013). “Predicting the displacement of triple pendulum bearings in a full-scale shaking experiment using a three-dimensional element”, Earthquake engineering and structural dynamics.
- Federal Emergency Management Agency – FEMA 273, (1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington DC, USA
- Federal Emergency Management Agency – FEMA 274, (1997), Nehrps Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington DC, USA
- Federal Emergency Management Agency – FEMA 356, (2000), Prestandar and commentary for the seismic Rehabilitation of buildings, Washington DC, USA
- Federal Emergency Management Agency – FEMA 440, (2005), Improvement of Nonlinear Seismic Static Analysis procedure, Washington DC, USA
- Fenz and Constantinou., (2008) Mechanical Behavior of Multi-Spherical Sliding Bearings, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), Bufalo, New York, USA.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2018), Manual de Diseño de Puentes, Lima, Perú.
- National Cooperative Highway Research Program, NCHRP, (2011), Seismic Isolation design Examples of Highway Bridges. Final Report NCHRP 20-7/Task 262(M2) Reno, USA

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, SENCICO, (2020), Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima, Perú.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, SENCICO, (2020), Norma E.031 Aislamiento Sísmico, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima, Perú.

Structural Engineers Association of California, SEAOC, (1995), “VISION 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings” Volume I and II; California, USA.

Structural Engineers Association of California, SEAOC, (2013). “2012 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual”, Volume 5: Examples for Seismically Isolated Buildings and Buildings with Supplemental Damping. International Building Code. International Code Council: Washington DC, USA

Structural Engineers Association of California, SEAOC (1995), “VISION 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings” Volume I; California, USA.

Trevor E. Kelly, R. Ivan Skinner, Bill (W.H.) Robinson (2010), Seismic isolation for designers and structural engineers, Kanpur, India