



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Estructuras

**SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES
CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO
FRICTIONANTE**

Ing. Pedro Miguel Martínez Guerra

Asesorado por el Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda

Guatemala, julio de 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES
CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO
FRICTIONANTE**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. PEDRO MIGUEL MARTÍNEZ GUERRA
ASESORADO POR EL ING. DANIEL ALFREDO CRUZ PINEDA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MÁSTER EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, JULIO DE 2023

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
DIRECTOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Alvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. José Humberto Rosal Paz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO FRICTIONANTE

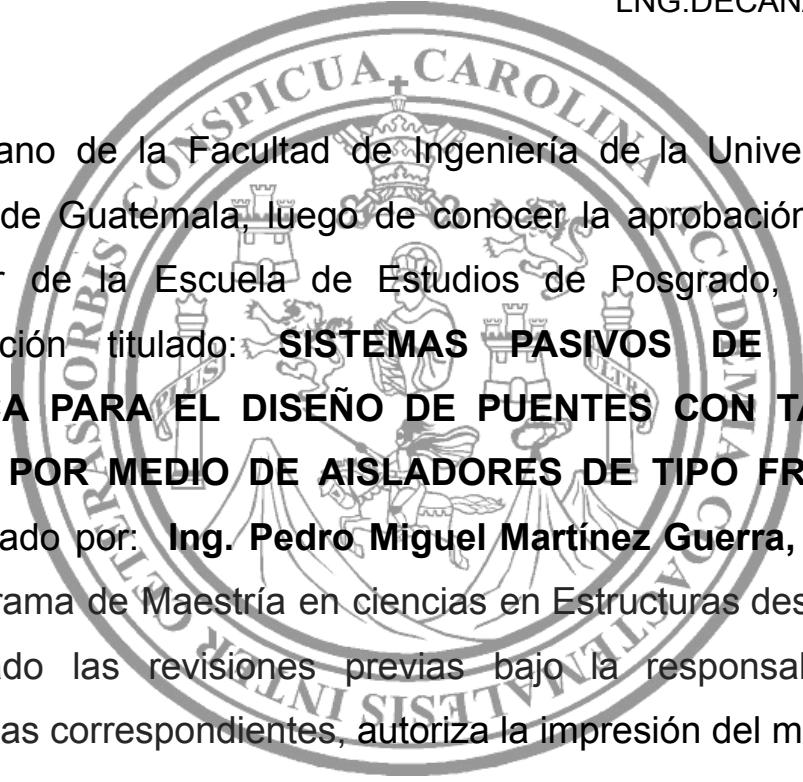
Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Escuela de Estudios de Postgrado Maestría en Estructuras, con fecha 23 de octubre de 2021.



Ing. Pedro Miguel Martínez Guerra

Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.580.2023



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO FRICTIONANTE**, presentado por: **Ing. Pedro Miguel Martínez Guerra**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
DECANO a.i.
Facultad de Ingeniería
Ing. José Francisco Gómez Rivera

Decano a.i.

Guatemala, julio de 2023

AACE/gaoc



Guatemala, julio de 2023

LNG.EEP.OI.580.2023

En mi calidad de Directora de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

**“SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES
CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO
FRICCIÓNANTE”**

presentado por **Ing. Pedro Miguel Martínez Guerra** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras**; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería





Guatemala, 25 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que se ha revisado y APROBADO la siguiente TESIS DE GRADUACIÓN titulado: "SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO FRICTIONANTE" del estudiante Pedro Miguel Martínez Guerra, quien se identifica con numero de carné 999004273, del programa de Maestría en Estructuras.

Con base en la evaluación realizada, se hace constar que se ha evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014.

Por lo anterior, se entrega con la presente, la hoja de evaluación aprobada por el docente del curso y toda la documentación administrativa de respaldo, para su aprobación correspondiente por parte de la Escuela de Estudios de Postgrado.

Sin otro particular

Vo. Bo.
Msc. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador Área Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería

Ciudad de Guatemala, 03 de abril de 2023

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que, como ASESOR, he revisado y aprobado la siguiente **TÉSIS DE GRADUACIÓN** del (la) alumno (a):

Carné: 202090860
Alumno: Pedro Miguel Martínez Guerra
Maestría: Estructuras
Título de la Investigación: SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON TABLEROS DE VIGAS POR MEDIO DE AISLADORES DE TIPO FRICCIÓNANTE

En este sentido, extiendo el Visto Bueno correspondiente, para el cumplimiento de requisitos de la Escuela de Estudios de Postgrado, de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Asimismo, se hace constar que el estudiante recibió dicha asesoría de forma *ad honorem* para dicha tesis de graduación, por lo que no se realizó cobro alguno.

Sin otro particular


Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda
Ingeniero Civil
COTI 5013

Msc. Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda

Asesor

(sello)

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por permitirme alcanzar esta meta.
Mis padres	Iris Esperanza Guerra Espina y Toribio Natanaél Martínez Herrera.
Mis hermanos	Estrella de Lourdes Marroquín Guerra y Henrry Ronaldo Martínez Guerra.
Mis primos	Erik Isaí Martínez Guerra, Elí Martínez Guerra, Andrea Beatriz Martínez Guerra, José Miguel Martínez Castillo, Ariana Andrea Martínez Castillo
Mis tíos	Manáses Isaí Martínez Herrera, Alma Azucena Guerra Espina, Josefina Isabel Castillo Gómez y Miguel Ángel Martínez Herrera.
Mis sobrinos	Mateo Martínez, Dereck Martínez, Sofía Martínez y Nicolle Sunún.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser mi <i>alma máter</i> y nutrirme de conocimientos.
Facultad de Ingeniería	Por abrirme las puertas y formarme como profesional.
Mis amigos	Gonzalo Arriaga Zamora, Hugo Roberto Nájera, Alex Rafael Castellanos, Juan José Gudiel, Erick Josué Velásquez y Melvin Haroldo Chávez.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
HIPÓTESIS.....	XVI
INTRODUCCIÓN.....	XVII
 1. MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. Placas tectónicas.....	1
1.1.1. Movimiento de placas	1
1.2. Cargas AASHTO	2
1.2.1. Estados límites y combinación de acciones.	3
1.2.2. Estado límite de resistencia	3
1.2.2.1. Resistencia I.....	4
1.2.2.2. Resistencia II.....	4
1.2.2.3. Resistencia III.....	4
1.2.2.4. Resistencia IV	4
1.2.2.5. Resistencia V	4
1.2.3. Estados límites correspondientes a eventos extremos	5
1.2.3.1. Evento extremo I	5
1.2.3.2. Evento extremo II	5
1.2.4. Estado límite de servicio.	5
1.2.4.1. Servicio I	6

1.2.4.2.	Servicio II.....	6
1.2.4.3.	Servicio III	7
1.2.4.4.	Servicio IV	7
1.2.5.	Estado límite de fatiga y fractura.	7
1.2.5.1.	Fatiga I.....	8
1.2.5.2.	Fatiga II.....	8
1.3.	Tipos de carga	8
1.3.1.	Cargas permanentes (DC, DW, EV)	8
1.3.2.	Cargas permanentes de un puente típico	8
1.3.2.1.	Peso propio de componentes estructurales y no estructurales (DC).....	9
1.3.2.2.	Peso propio de superficie de rodamiento e instalaciones para servicios (DW).	9
1.3.2.3.	Presión vertical debida al peso propio del suelo de relleno (EV).....	9
1.3.3.	Cargas vivas (LL, PL, IM, CE, BR, CT).....	9
1.3.3.1.	Carga viva vehicular (LL)	9
1.3.3.2.	Carga vehicular de diseño.	10
1.3.3.3.	Número de carriles de diseño.	11
1.3.3.4.	Factor de presencia múltiple	11
1.3.3.5.	Incremento por carga dinámica (IM).	12
1.3.4.	Carga Peatonal (PL).....	13
1.3.4.1.	Combinaciones de carga viva (LL) y peatonal (LP).	14
1.3.4.2.	Fuerza centrífuga (CE)	14
1.3.4.3.	Fuerza de frenado (BR).	15
1.3.4.4.	Fuerza de colisión vehicular (CT).....	15
1.3.4.5.	Cargas de agua (WA).	16

1.3.4.5.1.	Presión hidrostática.	16
1.3.4.5.2.	Flotabilidad.	16
1.3.4.6.	Presión de flujo	16
1.3.4.6.1.	Flujo longitudinal.....	17
1.3.4.6.2.	Flujo transversal.....	17
1.3.4.6.3.	Carga de oleaje.	17
1.3.4.7.	Socavación.....	17
1.3.4.8.	Viento (WS, WL).....	17
1.3.4.8.1	Carga de viento sobre la estructura (WS).	18
1.3.4.8.2	Carga de viento sobre los vehículos (WL).....	18
1.3.4.8.3	Presión de viento vertical....	18
1.3.4.9	Efectos sísmicos (EQ)	18
1.4	Geometría de puentes	19
1.4.1	Puentes normales o rectos.....	19
1.4.2	Puentes esviajados	19
1.4.3	Puentes curvos.	20
1.5	Comportamiento del tablero considerado en los procesos de modelado y análisis.	21
1.5.1	Línea de influencia.....	21
1.5.2	Superficie de influencia	22
1.6	Sistemas de control estructural.....	22
1.6.1	Desarrollo teórico del tema	28
1.6.2	Aislamiento sísmico en puentes.....	30
1.6.2.1	Flexibilidad	32
1.6.2.2	Disipación de energía.....	32
1.6.2.3	Tipos de aisladores en puentes	35
1.7	Aisladores de deslizamiento	36

1.7.1	Características mecánicas de los aisladores de péndulo friccionante FPS.....	38
1.7.2	Formulación del comportamiento del aislador.....	39
	1.7.2.1 Ecuaciones de fuerza de restitución	39
2.	DISEÑO DE AISLADORES MEDIANTE HOJAS DE CÁLCULO Y HERRAMIENTAS DE SOFTWARE	43
2.1	Descripción general del proyecto	43
2.2	Descripción de la superestructura y su geometría.....	44
2.3	Descripción de todos los soportes y dimensiones del proyecto	46
2.4	Propiedades del sitio	48
3.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	59
3.1	Recopilación de los resultados	59
3.2	Comparativa de los resultados para sistemas de tableros sin sistema de aislamiento, y los obtenidos para sistemas de aislamiento FPS	64
3.3	Verificación de la hipótesis	66
	CONCLUSIONES	67
	RECOMENDACIONES	69
	REFERENCIAS	71
	ANEXOS.....	75

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Explicación del movimiento de placas	2
2.	Funcionamiento sistemas de aislamiento	27
3.	Ejemplo de espectro para estructuras fijas (T_f), y aisladas (T_1)...	28
4.	Comparativa de desplazamientos para una estructura fija (a) y una aislada (b).....	29
5.	Cambio de rigidez para estructuras con amortiguadores	30
6.	Comparativa de un puente convencional y uno aislado sísmicamente	31
7.	Efecto de la flexibilidad del aislador en la respuesta del puente ..	32
8.	Lazo histerético bilineal	33
9.	Fuerza desplazamiento para amortiguadores viscosos sometidos a una frecuencia equivalente a la frecuencia natural del puente aislado.....	34
10.	Efecto del amortiguamiento en la respuesta de la estructura.....	34
11.	Tipos de aisladores sísmicos utilizados para protección de puentes (de izquierda a derecha: LRB, Eradiquake, y FPS	35
12.	Aisladores deslizantes (de derecha a izquierda: tipo pot, de disco, aislador esférico	37
13.	Sección y planta de un péndulo friccionante.....	38
14.	Operación de un aislador de péndulo friccionante	38
15.	Comportamiento idealizado del lazo histerético de un péndulo fricccional.....	41
16.	Diagrama de flujo del proceso de diseño	44
17.	Sección transversal de puente típica	45

18.	Sección transversal por utilizar	46
19.	Sección longitudinal del puente por trabajar.....	47
20.	Diagrama de interacción de la columna por utilizar y cálculo de momento plástico	47
21.	Parámetros de sitio en normativa vigente	49
22.	Disminución del espectro debida al amortiguamiento	50
23.	Diagrama de decisión para obtención de espectro y su representación	51
24.	Comparativa de los espectros incluyendo el factor de amortiguamiento	52
25.	Diagrama de flujo diseño de aisladores FPS, paso A y B.....	55
26.	Diagrama de flujo diseño de aisladores FPS, paso C, D, y E	56
27.	Diagrama de flujo chequeo desempeño aisladores	57
28.	Desplazamientos obtenidos para el análisis en sentido longitudinal para el puente aislado	59
29.	Desplazamientos obtenidos para el análisis en sentido transversal para el puente aislado.....	60
30.	Período efectivo, rigidez efectiva, y factor de amortiguamiento para el sentido longitudinal para el puente aislado	60
31.	Período efectivo, rigidez efectiva, y factor de amortiguamiento para el sentido transversal para el puente aislado	60
32.	Momentos y cortantes de diseño para columnas (sismo en sentido longitudinal izquierda, y en sentido transversal derecha) 61	
33.	Momentos y cortantes obtenidos para las pilas transversales con la estructura sin aislamiento.....	63
34.	Desplazamientos obtenidos para la estructura sin aislamiento ...	64
35.	Período de la estructura	64
36.	Cortante en las pilas	65
37.	Desplazamiento en los soportes	65

TABLAS

I.	Factor de presencia múltiple según la cantidad de carriles cargados	12
II.	Porcentaje de incremento de carga viva por carga dinámica según el componente	13
III.	Sistemas de disipación más columnas y su clasificación.....	24
IV.	Presentación gráfica de los sistemas de protección	26
V.	Peso de la estructura de puente	53
VI.	Periodos obtenidos con la herramienta CSI Bridge para el puente	61
VII.	Rigidez de apoyos elastoméricos	62
VIII.	Periodos obtenidos con la herramienta de CSI Bridge para el puente sin aislamiento	63

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
g	Aceleración de gravedad = 9.81 m/s ²
ζ	Amortiguamiento
w	Ancho libre de calzada entre brocales, barreras o defensas.
Δ_{\max}	Desplazamiento máximo del soporte
EDC	Energía disipada en el ciclo, obtenida como el área encerrada en las curvas
F_y	Fuerza de fluencia
F_{max}	Fuerza máxima
f	Igual a 1 para el estado límite por fatiga, y 4/3 para los demás estados.
R	Radio de la curvatura (m).
Q_d	Resistencia característica
K_{eff}	Rigidez efectiva
K_u	Rigidez elástica en la descarga
K_d	Rigidez post elástica
K_d	Rígidez post-fluencia
V	Velocidad de diseño de la carretera (m/s).

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y de transportes
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
NSE	Norma de seguridad estructural para Guatemala
FPS	Sistema de péndulo friccionante
Resilencia	Disminución o limitación de los impactos adversos de un sismo para una estructura, y su capacidad de recuperar la operatividad después de un evento sísmico

RESUMEN

Guatemala es un país eminentemente sísmico con grandes retos respecto a la construcción de obras de infraestructura. La gran mayoría de obras de infraestructura concernientes a pasos viales como pasos a desnivel y puentes urbanos se han concebido en base a teorías como la ductilidad, en lo concerniente a diseño sismorresistente. Lo anterior implica que pueden disipar energía a través de la acumulación de daño, para el sismo de diseño esto implica; que estas deban pasar por un proceso de restauración posterior a un evento de gran magnitud.

Nuevas metodologías permiten diseños resilientes desde el punto de vista sísmico. Un enfoque basado en resiliencia implica que una estructura puede soportar diversos eventos sísmicos sin sufrir daño, o que este sea mínimo, permitiendo según los objetivos de desempeño que sea operativa después del evento. Dicha resiliencia puede conseguirse a través de la incorporación de dispositivos de nueva generación, que pueden acumular gran parte de la energía, y disiparla a través de distintos mecanismos como el desplazamiento, amortiguamiento, o la plastificación de algún fusible.

Los disipadores de energía friccionantes o FPS disipan energía a través de la concentración de desplazamiento y añaden amortiguamiento adicional a la estructura. Estos pueden incorporarse a puentes nuevos, o pueden incorporarse a puentes existentes, con una ventaja competitiva en costo y debido a que son elementos usualmente compactos no afectan significativamente la altura de tableros; lo que inspiró este documento, brindando la metodología para su realización en nuestro país.

OBJETIVOS

General

Diseñar un puente con tableros de vigas de concreto de 50 metros con un soporte intermedio, verificando el desempeño sísmico de dicho soporte, implementando aisladores de tipo friccionante FPS, utilizando el espectro AGIES aplicable.

Específicos

1. Evaluar la modificación en el período fundamental de un puente de tablero de vigas con la inclusión de soportes tipo FPS.
2. Verificar el desempeño de la pila intermedia de un puente de tablero de vigas con la inclusión de soportes FPS.
3. Establecer el procedimiento por seguir para aplicar la guía GSID-4 con la normativa AGIES aplicable.
4. Medir el desempeño en servicio de los soportes FPS de un puente de tableros de vigas, verificando su comportamiento ante viento.

HIPÓTESIS

Utilizar sistemas de protección sísmica en diseño de puentes, mejora su comportamiento frente a aquellos diseñados y construidos basados en la ductilidad de los materiales; lo cual permitirá reducir el riesgo de daños por sismo y mejorar la resilencia sísmica.

INTRODUCCIÓN

Los puentes se conciben como elementos de infraestructura de vital importancia para la sociedad, ya que cumplen con la función primordial de conectar los medios de transporte, y por consiguiente la interacción entre dos o más poblados próximos salvando un accidente geográfico. Esto tienen implicaciones que van desde el flujo económico, hasta la generación de costumbres similares entre poblados.

La tecnología de construcción de puentes en el medio no ha mostrado un gran avance en las últimas décadas, en comparativa con proyectos desarrollados en los países de la región. De igual manera un número importante de puentes se encuentran expuestos sin un plan claro de mantenimiento vial. Este retraso tecnológico conlleva una vulnerabilidad significativa, principalmente en lo que a las fuerzas de sismo se refiere.

Los puentes que se constituyen por medio de tableros de vigas representan la gran mayoría de las tipologías estructurales. La concepción histórica se basa en utilizar elementos más robustos en congruencia con el aumento de las fuerzas de análisis. Es decir, a mayor fuerza de sismo, más grandes serán los elementos que soportan al puente, como lo son los estribos o los soportes intermedios; y vigas más grandes serán necesarias para resistir las fuerzas. Esta concepción también soporta los tableros sobre soportes elastoméricos comunes para las vigas, que acoplan el sistema estructural.

Avances tecnológicos recientes permiten separar los efectos de sismo a los que se someten las vigas y los que se transmiten a los soportes de una

manera confiable y viable económicoamente. Esto se consigue mediante el cambio de soportes tradicionales a mecanismos de disipación de energía, que pueden concebirse en distintos materiales y configuraciones. Siendo los aisladores de tipo péndulo friccionante el objeto de esta investigación.

1. MARCO TEÓRICO

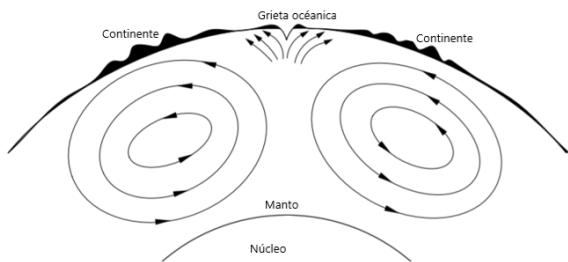
1.1. Placas tectónicas

El núcleo del planeta está formado por primordialmente por fierro y níquel, luego la parte del manto que es la parte media de las capas está hecha de silicatos ferro magnesianos, mientras que la litosfera que es la capa externa está conformada por la corteza del manto esta capa tiene un espesor variable y un comportamiento similar al de un cuerpo rígido que flota y se desplaza sin un patrón determinado. El movimiento interno de la litosfera genera una irregularidad en la superficie por lo cual esta esta segmentada y son elementos separados llamados placas tectónicas. (Chopra, 2020)

1.1.1. Movimiento de placas

La explicación más plausible es la correspondiente a la teoría de las corrientes de convección. Dicha teoría postula que se genera calor en el centro de la tierra debido a la desintegración radioactiva, y este calor se lleva a la superficie por corrientes de convección gigantes; de manera similar que el aire se mueve en un cuarto (el aire caliente tiende a subir). Al enfrentarnos a que el manto terrestre es sólido el movimiento de convección debe ser sumamente lento, si es que existe como tal, se sugiere un movimiento de 0.5 metros cada siglo. Se presenta la imagen del libro del fenómeno, haciendo la aclaración de que los patrones de convección deben presentarse en formas geométricas complejas, y que las formas estilizadas no necesariamente representan la realidad de estas. (Chopra, 2020)

Figura 1. Explicación del movimiento de placas



Fuente: Villaverde, (2009) *Fundamentals of Earthquake Engineering*.

1.2. Cargas AASHTO

Estas representan los requerimientos mínimos para considerar cargas y fuerzas actuantes, el límite para su aplicación, factores de carga y las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de nuevos puentes. Estos requisitos también se pueden aplicar para la evaluación estructural de puentes existentes. Estas cargas también incluyen los efectos debido a colisión, sismo, asentamiento y distorsión de la estructura (AASHTO, 2017).

Las combinaciones de carga en estado límite para el diseño de puentes son las siguientes.

- Resistencia (I, II, III, IV, V)
- Evento extremo (I, II)
- Servicio (I, II, III, IV)
- Fatiga (I, II)

1.2.1. Estados límites y combinación de acciones

El código AASHTO LRFD BRIDGE establece el diseño mediante “estados límites”, con la finalidad de proveer una estructura capaz de soportar con seguridad las cargas de diseño para una vida útil especificada; es decir, el término de estado límite se utiliza para definir la condición o circunstancia que podría causar que una estructura o parte de ella, deje cumplir la función para la cual fue diseñada originalmente. Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites con la finalidad de alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y servicio, teniendo en cuenta los aspectos relacionados con la inspección, economía y estética del puente.

Es por ello por lo que los componentes estructurales del puente deben satisfacer los estados límites de servicio, resistencia, fatiga y fractura y eventos extremos; y todos ellos deben ser considerados con el mismo nivel de importancia. (AASHTO, 2017)

1.2.2. Estado límite de resistencia

Se establece con la finalidad de garantizar que el puente sea provisto de la suficiente resistencia y estabilidad, tanto local como global ante presencia de cargas permanentes y vivas. De esta forma, la estructura es capaz de soportar las combinaciones de carga consideradas según las acciones que pueda experimentar durante su periodo de diseño. La razón de ser de dicho estado límite radica en lo siguiente: Si la resistencia de cualquier miembro estructural del puente es excedida, incluyendo empalmes y conexiones, se considera que la resistencia del puente ha sido excedida. (AASHTO, 2017)

1.2.2.1. Resistencia I

Combinación de cargas básicas que representan el uso vehicular normal del puente, sin acción de viento. (AASHTO, 2017)

1.2.2.2. Resistencia II

Combinación de cargas que representa el uso del puente a partir de vehículos de diseño especiales especificado por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin acción del viento. (AASHTO, 2017)

1.2.2.3. Resistencia III

Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90km/h. (AASHTO, 2017)

1.2.2.4. Resistencia IV

Combinación de cargas que representa los casos en los cuales, las solicitudes provocadas por las cargas permanentes sean mucho mayores que los efectos producidos por las cargas vivas. (AASHTO, 2017)

1.2.2.5. Resistencia V

Combinación de cargas que representa el uso del puente con vehículos normales con una velocidad de viento de 90km/h. (AASHTO, 2017)

1.2.3. Estados límites correspondientes a eventos extremos

Los estados límites correspondientes a eventos extremos se consideran para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación, un sismo significativo, cuando es colisionado por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo; o cuando está sometido a severas condiciones de socavación. Estas disposiciones se refieren a las circunstancias únicas y cuyo periodo de retorno es significativamente mayor que la vida útil de diseño del puente. (AASHTO, 2017)

1.2.3.1. Evento extremo I

Combinación de cargas que incluye la acción sísmica. Además, que el factor de carga viva debe ser determinado de forma específica para cada proyecto. Lo más común es considerar la posibilidad de una carga viva parcial durante el evento sísmico. Por lo cual es razonable la aplicación de la regla de Turkstra, la que establece que el factor de carga viva puede ser 0.5 al aplicar las combinaciones de carga correspondiente. (AASHTO, 2017)

1.2.3.2. Evento extremo II

Esta combinación contempla carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, inundaciones y ciertos eventos hidráulicos. Tales eventos se contemplan con carga viva reducida y diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos. (AASHTO, 2017)

1.2.4. Estado límite de servicio

Con la finalidad de satisfacer los criterios del estado límite de servicio se debe cumplir que el comportamiento esperado de los miembros estructurales sea

satisfactorio para la condición de servicio normal del puente, es decir, cuando los coeficientes de factorización de cargas esperadas sean iguales a 1. Las normas AASHTO LRFD establece que para este estado se debe considerar como restricciones a las tensiones, deformaciones y el agrietamiento bajo condiciones de servicio regular. Definiéndose una “condiciones de servicio regular” como aquella que excluye la presencia de vehículos con permisos especiales de carga, vientos superiores a los 90km/h y eventos extremos. (AASHTO, 2017)

1.2.4.1. Servicio I

Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90km/h, considerando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, para el control del agrietamiento en estructuras de concreto armado y para el análisis de tensiones en vigas de concreto segmentales. Esta combinación también se debe utilizar para verificar la estabilidad de taludes. (AASHTO, 2017)

1.2.4.2. Servicio II

Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90km/h, considerando todas las cargas con sus valores nominales. También se relación con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, para el control del agrietamiento en estructuras de concreto armado, y para el análisis de tensiones en vigas de concreto segmentales. Esta combinación de cargas también se debe utilizar para verificar la estabilidad de taludes. (AASHTO, 2017)

1.2.4.3. Servicio III

Combinación de cargas utilizadas para el análisis longitudinal asociados con los esfuerzos en superestructuras de concreto pre-esforzado, cuyo objetivo es controlar la fisuración y validar las tensiones principales en las almas de las vigas de concreto construidas de forma segmental. (AASHTO, 2017)

1.2.4.4. Servicio IV

Combinación de cargas relaciona exclusivamente con la validación de esfuerzos en columnas de concreto pre-esforzado, cuyo objetivo es el de controlar los procesos de fisuración. (AASHTO, 2017)

1.2.5. Estado límite de fatiga y fractura

El objetivo de dicho estado es el de limitar el crecimiento de las fisuras bajo presencias de cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante la vida útil del puente. Esto se debe a que, cuando el concreto u otro material se encuentra sometido a cargas dinámicas repetitivas la rotura de los miembros ocurre más fácilmente que en aquellos sometidos únicamente a cargas estáticas.

El estado límite de fatiga se debe considerar como una restricción impuesta para controlar el crecimiento de las grietas en el concreto y evitar el colapso temprano del puente. Esto se logra tras considerar el paso repetitivo de un único camión de diseño en una cantidad de ciclos asociados a un rango esperado de esfuerzos. (AASHTO, 2017)

1.2.5.1. Fatiga I

Combinación relacionada con la carga de fatiga inducida de repetición infinita durante la vida del puente. (AASHTO, 2017)

1.2.5.2. Fatiga II

Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada con la carga de fatiga inducida de repetición finita durante la vida del puente. (AASHTO, 2017)

1.3. Tipos de carga

A continuación, se presentan los diferentes tipos de carga que hay.

1.3.1. Cargas permanentes (DC, DW, EV)

Las cargas permanentes incluyen: el peso de todos los miembros de la estructura, accesorios y componentes adjuntos a la misma, rellenos de tierra, superficie de rodamiento, futuras repavimentaciones y ensanchamientos planificados. Si no se cuenta con información precisa sobre los pesos específicos de los materiales, se pueden utilizar recomendaciones de AASHTO LRFD Bridge. (AASHTO, 2017)

1.3.2. Cargas permanentes de un puente típico

A continuación, se presentan los elementos propios de las cargas permanentes de un puente típico.

1.3.2.1. Peso propio de componentes estructurales y no estructurales (DC)

Los componentes estructurales de un puente son aquellos que forman parte del sistema resisten a cargas, mientras que los no estructurales corresponden a los aditamentos. (Rodríguez, 2017)

1.3.2.2. Peso propio de superficie de rodamiento e instalaciones para servicios (DW)

Esta acción se estima como la sumatoria del peso propio debido a la superficie de rodamiento y a los servicios. Estos servicios pueden ser como tuberías, telecomunicaciones y otros. (Rodríguez, 2017)

1.3.2.3. Presión vertical debida al peso propio del suelo de relleno (EV)

En el diseño de los estribos del puente y muros de contención de los terraplenes de entrada y salida de este, se identifica como “EV” a la acción en forma de presión que ejerce el relleno sobre las zapatas de estas estructuras. (Rodríguez, 2017)

1.3.3. Cargas vivas (LL, PL, IM, CE, BR, CT)

El código AASHTO considera como cargas vivas las siguientes:

1.3.3.1. Carga viva vehicular (LL)

Los efectos de las cargas vehiculares poseen una importancia evidente en el diseño de estructuras de puentes, de allí tengas que definir primeramente el

modelo de carga viva utilizados en diseño de puentes. Este modelo consiste tanto en un camión o en un tándem que se combina juntamente con una carga uniformemente distribuida, este está denominado como HL-93. Este fue desarrollado como una representación “nacional” de cortante y momento producido por un conjunto de vehículos permitidos de circular de forma rutinaria.

El modelo de carga viva no representa un modelo de camión en particular, por esto se generan diferentes cargas como “camión de diseño”, “tándem de diseño” y “Carril de diseño”. (Rodríguez Serquén, 2017)

Camión de diseño: las características del camión que se definen como el peso asignado a los ejes del camión y el espaciado entre ejes. Estos varían entre 4.3m hasta 9m esto con el fin de obtener la envolvente de las máximas solicitudes sobre el puente.

- Tándem de diseño: este consiste en dos ejes de carga de 11.3 toneladas, espaciados longitudinalmente 1.2m y transversalmente 1.8m.
- Carril de diseño: este posee una carga uniformemente distribuida de 0.96t/m en la dirección longitudinal del puente. Se asume que dicha carga se distribuye uniformemente en un ancho de 3m.

1.3.3.2. Carga vehicular de diseño

Al conocer los componentes de la carga viva vehicular, se puede determinar la acción de dicha carga (LL). (Rodríguez, 2017) En el código AASHTO se especifica que la acción (LL) será la que resulte mayor de las siguientes combinaciones:

- Tándem de diseño más la carga del carril de diseño
- Camión de diseño más carril de diseño

- 90 % del camión de diseño y 90 % del carril de diseño

1.3.3.3. Número de carriles de diseño

Las dimensiones de los carriles de circulación que tenga los tableros pueden diferir de las dimensiones del carril de diseño.

En función de la cantidad de carriles de diseño se determina la distribución de las solicitudes debidas a carga viva sobre el tablero, por lo cual se debe definir primeramente el número de carriles de diseño mediante la siguiente expresión:

Fórmula 1. Número de carriles de diseño

$$Nº\ de\ carriles\ de\ diseño = \left(\frac{w}{3.6m} \right)$$

Se deben tener en cuenta las siguientes condiciones:

- En el caso que $w < 3.6m$, el número de carriles de diseño será igual al número de carriles de circulación.
- En el caso de que $6m < w \leq 7.2m$; entonces el número de carriles de diseño será igual a 2 y cada uno será igual a la mitad del ancho de la vía.

1.3.3.4. Factor de presencia múltiple

El efecto extremo de la carga viva se determinará tras considerar cada posible combinación de número de carriles cargados multiplicado por el correspondiente factor de presencia múltiple (m), esto con la finalidad de tener en cuenta la probabilidad de ocupación de carriles de forma simultánea por la carga viva de diseño HL-93 en su totalidad. (AASHTO, 2017)

Tabla I. Factor de presencia múltiple según la cantidad de carriles cargados

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO, (2017) *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*.

1.3.3.5. Incremento por carga dinámica (IM)

Las cargas de los ejes del camión y del tandem de diseño son de naturaleza gravitación. Sin embargo, en vista de que son cargas de un cuerpo en movimiento, se deben considerar adicionalmente los efectos de la carga de impacto que se transmite a través de la rueda de los vehículos. El efecto dinámico se puede deber a dos aspectos: el primero por el efecto “martillo” este es la respuesta dinámica de la rueda a las discontinuidades de la superficie de rodamiento. La otra es la respuesta dinámica del puente como un todo debido al paso de los vehículos, la cual puede deberse a largas ondulaciones del pavimento de la vía tales como las causadas por asentamientos excitaciones resonantes como resultado de la existencia de similares frecuencias de vibración entre el puente y los vehículos.

El código AASHTO establece que sobre las cargas de camión o del tandem de diseño se aplique el siguiente factor de incremento por carga dinámica (AASHTO, 2017):

Fórmula 2. Factor de incremento dinámico

$$factor\ incremento = 1 + \frac{IM}{100}$$

Donde IM se encuentra en función del componente a evaluarse, según el siguiente cuadro:

Tabla II. Porcentaje de incremento de carga viva por carga dinámica según el componente

Componente	IM
Juntas del tablero: • Todos los estados límite	75 %
Todos los demás componentes: • Estado límite de fatiga y fractura. • Todos los demás estados límite	15 % 33 %
Muros de sostenimiento que no estén sometidos a reacciones verticales de la superestructura. Componentes de fundación que estén completamente por debajo del nivel del terreno. Componentes de madera.	No aplica
Componentes enterrados Ejemplo: alcantarillas	33 (1-0.125 De) >= 0% De: profundidad mínima de la cubierta de tierra (pies)

Fuente: AASHTO, (2017) *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*.

1.3.4. Carga peatonal (PL)

La carga peatonal está definida por la ASHTO de la siguiente manera:

Una carga peatonal de 367 kgf/m² en las aceras con más de 60cm de ancho y considerarla simultáneamente con la carga viva vehicular de diseño en el carril del vehículo. (AASHTO, 2017)

1.3.4.1. Combinaciones de carga viva (LL) y peatonal (LP)

El hecho de considerar las cargas peatonales como un “carril cargado” a los efectos de determinar un factor de presencia múltiple (m) se basa en la hipótesis de que la probabilidad de una presencia simultánea de una carga peatonal densa junta con una carga viva de diseño cuyo periodo de recurrencia es de 75 años. La consideración de la carga peatonal actuando juntamente con la carga viva vehicular se expone de la siguiente forma:

- Si un componente soporta una acera y un carril, debe ser estudiado por la acción de: la carga viva con un actor de presencia múltiple $m=1.20$ y una con la acción simultánea de la carga vehicular y peatonal con un factor de presencia $m= 1$.
- Si un componente soporta una acera y dos carriles de carga vehicular, los casos serán: un carril con una carga viva vehicular con un factor de presencia múltiple $m=1.20$.

La siguiente será la mayor entre un carril de carga viva vehicular con carga peatonal o los dos carriles de carga viva vehicular, al mayor entre estos dos se le aplicará un factor de presencia múltiple $m= 1$. La tercera combinación serán dos carriles de carga viva vehicular más la carga peatonal con un factor de presencia múltiple de $m =0.85$. (AASHTO, 2017)

1.3.4.2. Fuerza centrífuga (CE)

En puentes curvos es especialmente importante considerar la fuerza radial o el efecto del volcamiento producido por los vehículos al efectuar el recorrido sobre la curvatura. El código AASHTO considera la presencia de una fuerza

centrífuga calculada como el producto de las cargas por eje del camión o del tandem de diseño por el coeficiente C. (AASHTO, 2017)

Fórmula 3. Cálculo de fuerza centrífuga

$$C = f \frac{v^2}{gR}$$

Fuente: (AASHTO, 2017)

1.3.4.3. Fuerza de frenado (BR)

Otra acción que se considera en el análisis de la carga vehicular es la fuerza de frenado, y que se puede estimar como la mayor de las siguientes condiciones:

- 25 % del peso por eje del camión o tandem de diseño
- 5 % del camión de diseño más la carga del carril de diseño, o 5 % del tandem de diseño más la carga del carril de diseño.

La fuerza de frenado debe ser ubicado en todos los carriles de diseño que se consideran cargad con tráfico en la misma dirección, además de la aplicación de los factores de presencia múltiple. (AASHTO, 2017)

1.3.4.4. Fuerza de colisión vehicular (CT)

Esta situación se da cuando el puente cubre una vía existente, ya que existe la posibilidad de que un vehículo colisione contra su infraestructura. Por lo cual la AASHTO establece que se debe hacer el análisis de colisión cuando las columnas o estribos de un puente estén a una distancia menor de 9m de la

calzada y la infraestructura no pueda ser protegida o el propietario no lo considere necesario. (AASHTO, 2017)

1.3.4.5. Cargas de agua (WA)

Estas ocurren cuando el puente cubre un curso de agua, y se deben considerar las siguientes acciones:

1.3.4.5.1. Presión hidrostática

Esta representa la presión hidrostática que actúa de forma perpendicular al a superficie que retiene el agua. Esta se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua por encima del punto considera y el peso específico del agua. (AASHTO, 2017)

1.3.4.5.2. Flotabilidad

Es la fuerza de levantamiento, calculada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas y actúa sobre todos los componentes que estén debajo del nivel de agua establecido en el diseño. (AASHTO, 2017)

1.3.4.6. Presión de flujo

A continuación, se presenta la presión de flujo, dando inicio por definir el flojo longitudinal.

1.3.4.6.1. Flujo longitudinal

La presión de una corriente de agua que actúa en dirección longitudinal a la infraestructura del puente. (AASHTO, 2017)

1.3.4.6.2. Flujo transversal

Esta presión lateral uniformemente distribuida sobre la infraestructura ocurre debido a un flujo de agua que actúa como un ángulo de inclinación respecto al eje axial de la columna. (AASHTO, 2017)

1.3.4.6.3. Carga de oleaje

Esta se da debido a la acción de las olas sobre la estructura de puentes deben determinarse conforme a condiciones específicas del sitio. (AASHTO, 2017)

1.3.4.7. Socavación

Si bien esto no es una fuerza si puede llegar a modificar las condiciones iniciales en la infraestructura y puede modificar el efecto de otras fuerzas actuantes. (AASHTO, 2017)

1.3.4.8. Viento (WS, WL)

El viento no solo afecta a puente de grandes longitudes, sino que también puede llegar a generar daños a puentes cortos y los efectos del viento sobre la superestructura del pueden dependerá del tipo, es decir si es de tipo losa, celosía, arco, suspendido con cables y otros. (AASHTO, 2017)

1.3.4.8.1. Carga de viento sobre la estructura (WS)

Se asume que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que por razones de inestabilidad aeroelástica, se deba considerar otra condición. Si las condiciones locales lo exigen, se puede modificar la velocidad base de diseño. (AASHTO, 2017)

1.3.4.8.2. Carga de viento sobre los vehículos (WL)

Si hay vehículos presentes, la presión de viento de diseño debe ser aplicada a la estructura y a los vehículos. La presión de viento sobre estos es representada por una fuerza móvil de 0.148 t/m actuando perpendicular a la calzada y a una altura de 1.8m de la superficie de esta. (AASHTO, 2017)

1.3.4.8.3 Presión de viento vertical

Si hay situaciones de inestabilidad aeroelástica, se requiere considerar otra condición, se debe suponer que actúa una carga longitudinal en sentido vertical en el ancho del tablero, incluyendo en el antepecho y las aceras. (AASHTO, 2017)

1.3.4.9. Efectos sísmicos (EQ)

Según la AASHTO LRFD Bridge, el diseño del puente debe contemplar una baja probabilidad de colapso, y la existencia de un daño significativo e interrupción del servicio cuando este sujeto a movimientos sísmicos que tenga un 7 % de probabilidad de excedencia en 75 años.

La filosofía de diseño sísmico de la AASHTO se basa en:

- Los componentes estructurales deben resistir sismos leves a moderados dentro del rango elástico sin sufrir daños significativos.
- Los procedimientos de diseño deben utilizar intensidades de movimiento sísmico del terreno y fuerza realistas.
- De sufrir daños, estos deben ser fácilmente detectables y encontrarse accesibles para la inspección y reparación. (Chen y Duan, 2014)

1.4 Geometría de puentes

Existen términos relacionados con la configuración geometría del puente, que están implicados en el proceso de modelado y análisis.

Desde el punto de vista de la configuración geométrica, los puentes frecuentemente son descritos como: puentes normales o rectos, puentes esviajados y puentes curvos. (Chen y Duan, 2014)

1.4.1 Puentes normales o rectos

Los puentes normales o rectos son aquellos donde su eje longitudinal, el cual es paralelo al eje longitudinal del tablero, es perpendicular al eje central de los soportes [estribos y columnas]. (Chen y Duan, 2014)

1.4.2 Puentes esviajados

No siempre se puede utilizar un puente recto, ya sea debido a obstáculos impuestos por el urbanismo, intersecciones complejas, limitaciones de espacio, presencia de terrenos montañosos u otras limitantes; por lo tanto, se usan puentes esviados. Esta tipología de puente se caracteriza porque su eje

longitudinal forma un ángulo agudo con el eje central de los soportes. El ángulo de esviaje se define como el ángulo formado entre el eje central de los soportes y la normal al eje longitudinal del puente. Los puentes de este tipo llegan a presentar momentos torsionales lo cual puede restringir el uso de análisis simplificados. (Chen y Duan, 2014)

1.4.3 Puentes curvos

Los puentes horizontalmente curvos se han convertido en una tipología característica de los intercambiadores viales y de las autopistas urbanas. Su característica principal, es su alineamiento no recto en vista de planta. El uso de este tipo de puente puede deberse a diversas razones como: requisitos de diseño de intersecciones, necesidad de una difusión suave de a la gestión del tráfico, limitaciones del derecho de vía, topografía local, condiciones de cimentación y por consideraciones estéticas.

Esta curvatura se logra con las técnicas modernas al utilizar perfiles metálicos curvados, esto genera consideraciones especiales en el análisis ya que este va a tener efectos torsionales debido a la excentricidad entre el vano y los soportes. Debido a que diseño del puente curvo es matemáticamente complejo se utilizan secciones huecas o secciones cajón, para luego analizarlo mediante el método de grilla, en el cual los miembros curvos son discretizados como segmentos de cuerdas curvas de elementos rectos mediante un modelo 3D y elementos finitos. (Chen y Duan, 2014)

1.5 Comportamiento del tablero considerado en los procesos de modelado y análisis

En el análisis de edificaciones por lo general las cargas se consideran que ocupan posiciones fijas, mientras que los puentes la carga vivía o móvil sobre el tablero puede ocupar posiciones variables, tanto longitudinal, como transversalmente. Para ello se deben utilizar líneas de influencia en análisis bidimensionales y mediante superficies de influencia en análisis tridimensionales, es posible representar estos efectos de cargas móviles en las diferentes direcciones de los tableros. Con la finalidad de comprender el comportamiento que envuelve el tablero de un puente, se puede emplear el siguiente razonamiento físico. Se asume un tablero cargado longitudinalmente mediante un eje de carga. (Chen y Duan, 2014)

1.5.1 Línea de influencia

Esta es una representación gráfica de la variación modulosa de una solicitud en una sección específica de miembro longitudinal. Aunque los conceptos son diferentes, gráficamente se pueden confundir los diagramas de fuerza de corte y momento flector con sus respectivas líneas de influencias, es por ello por lo que es conveniente resaltar las diferencias. Un diagrama de fuerza ilustra los valores de dicha fuerza en todas las secciones a lo largo del eje del miembro, mientras que la línea de influencia muestra la variación de los valores de fuerza corte para una posición específica en la longitud del miembro, inducidos por una carga o sistemas de cargas móviles. (Rodríguez, 2017)

El uso de las líneas de influencia en el procedimiento establecido en AASHTO LRFD, es estudiar cuáles serán las secciones más críticas según la vinculación y el sistema de cargas, y determinar qué posición de la carga genera

los valores extremos de las solicitudes en dichas secciones para diseñar con ellos. (Rodríguez, 2017)

1.5.2 Superficie de influencia

Las líneas de influencia son características de secciones en elementos longitudinales. En miembros bidimensionales, al interceptar las líneas de influencia de dos secciones, se obtiene la superficie de influencia característica del punto interceptado sobre la placa. Para comprender mejor la idea se considera una placa plana de dimensiones “a” y “b” saber la cual se grafica la línea de influencia de momento flector de la sección media de la placa en dirección “x” y en dirección “y” como se muestra en la siguiente figura. (Rodríguez, 2017)

Así como en la definición de las líneas influencia se deben estudiar cuáles serían las secciones críticas según la vinculación y el sistema de cargas; para la definición de la superficie de influencia es necesario realizar un análisis de cuáles serían los puntos de mayor solicitud, para los cuales se halla la superficie de influencia correspondiente y se determina la posición de carga que genere los valores extremos, tal como se especifica en el código AASHTO LRFD. (Rodríguez, 2017)

1.6 Sistemas de control estructural

Los dispositivos de disipación de energía se conforman por elementos que por sus características de amortiguamiento permiten que, a través de desplazamiento, la energía que se introduce en un sistema se concentre en ellos; disminuyendo así la demanda de un sistema completo. Este efecto reduce las deformaciones y esfuerzos sobre todo el sistema o sobre la estructura completa.

Hecho importante en el caso de estructuras sometidas a grandes niveles de desplazamiento y esfuerzos; como es notorio en estructuras sometidas a sismo, que representan un importante porcentaje de la infraestructura a nivel mundial. El enfoque global es controlar los niveles de daño que pueden sufrir las estructuras y proteger la vida. (Cheng, Jian y Lou, 2008)

Los fenómenos sísmicos son tan antiguos como la edad del planeta; y sus estructuras guardan registro de ello; conociendo que desde las antiguas civilizaciones europeas se encuentra evidencia de edificios soportados fundados sobre capas de arenas o gravas con el fin de flexibilizar el comportamiento ante cargas dinámicas; civilizaciones asiáticas también muestran estructuras con dispositivos de madera ubicados en los nudos que permitían el desplazamiento global de la estructura. No fue sino hasta mediados del siglo pasado cuando se comenzaron a utilizar dispositivos de caucho que soportaban estructuras que permitían la disipación de energía. (Oviedo y Duque, 2006)

Es así, que en la práctica se buscó que el suelo pudiera desplazarse de manera diferente a la estructura, y este hecho podía lograrse por distintas técnicas. Recientemente, y posterior al estudio de la dinámica estructural se ha tomado el amortiguamiento como el factor crítico del comportamiento estructural, controlando los desplazamientos por medio de masas concentradas en determinadas zonas de una edificación. También es posible concentrar dispositivos que a través de grandes concentraciones de esfuerzos pueden generar cedencia o fuerzas friccionantes, y así disipar energía. Un enfoque distinto puede ser utilizar líquidos que sometidos a presión puedan convertir el desplazamiento en calor u otras formas de energía.

Los sistemas basados en asilamiento de base, o amortiguamiento representan un campo de investigación abierto en la investigación

sismorresistente. Los distintos sistemas muestran características técnicas muy distintas, por lo que los enfoques de investigación son usualmente diferentes. Es importante mencionar que no necesariamente debe seleccionarse un sistema con preferencia respecto a otro, sino que se pueden utilizar combinaciones de las distintas soluciones existentes. Estos dispositivos proveen protección respecto a eventos sísmicos; que es el tema de interés del presente documento. Y que, estos sistemas de protección puedan tener mejor comportamiento en estructuras según su clasificación, presentando el caso de las estructuras nuevas y las estructuras existentes como ejemplo.

Tabla III. Sistemas de disipación más columnas y su clasificación

Sistema de control	Tipo	Mecanismo	Dispositivo
Pasivo	Aislamiento sísmico	Deslizante o de rodillos	Rodillos
			Placa deslizante
			Péndulo basculante
			Capa deslizante
		Flexible	Elástomero multicapas
			Dispositivo flexible
	Disipación de energía	Histéretico	Acero
			Plomo
		Friccionante	
		Fluido	Hidráulico
			Viscoso
		Viscoelástico	
	Masa adicional	Masa y resortes	
		Péndulo	
		Vibración de líquido	
Semi activo	Amortiguamiento	Amortiguamiento variable	Hidráulico
	Rigidez	Rigidez variable	Riostra
Activ o e híbrido	Efecto de masa	Activo de masa	
		Híbrido de masa	
	Control de fuerza	Tendón Activo	
		Otros	

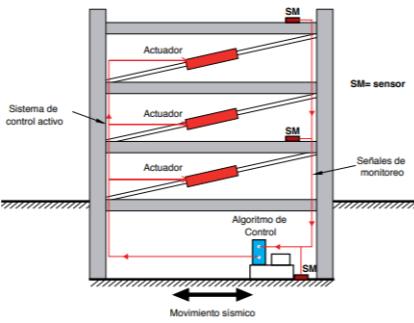
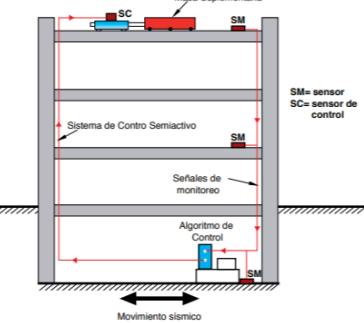
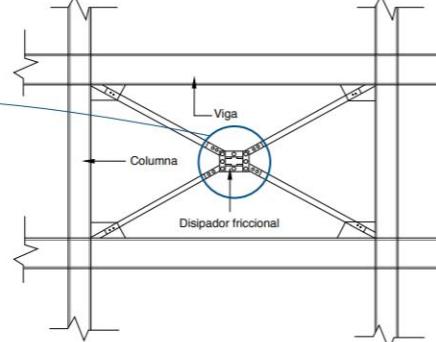
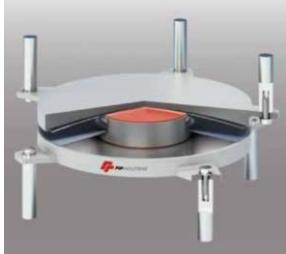
Fuente: Oviedo Duque, (2006) *Resultados de la Inspección Realizada para Conocer la Condición Actual de Puentes Existentes, en la Red de Covial.*

La elaboración de estos dispositivos ha conllevado a una sistematización de procesos en la cual se requieren distintos ensayos y protocolos que garanticen el adecuado comportamiento de estos. Debido a esto han surgido distintas empresas que proveen y fabrican estos dispositivos. Esto permite un mayor control de la calidad de estos. Entre las empresas más reconocidas a nivel latino americano se encuentran: Vulco, Mageba, Dynamic Isolator Systems, Sirve, entre otros.

La utilización de sistemas de protección ha tenido un auge importante debido al incremento en la conciencia de los daños y pérdidas económicas que ocurren durante los sismos; la protección de la vida de las personas y las inversiones. Claro está que los sistemas de proyección no buscan generar estructuras más económicas, sino más resilientes desde el punto de vista sísmico. Adicional a esto puede mencionarse que se toma mucho más en cuenta que las estructuras a todo nivel puedan seguir funcionando después de un sismo; especialmente en estructuras esenciales, como hospitales y aeropuertos. (Corporación de Desarrollo Tecnológico y Cámara Chilena de la Construcción, 2010)

A continuación, se presentan gráficas de los distintos sistemas de aislamiento:

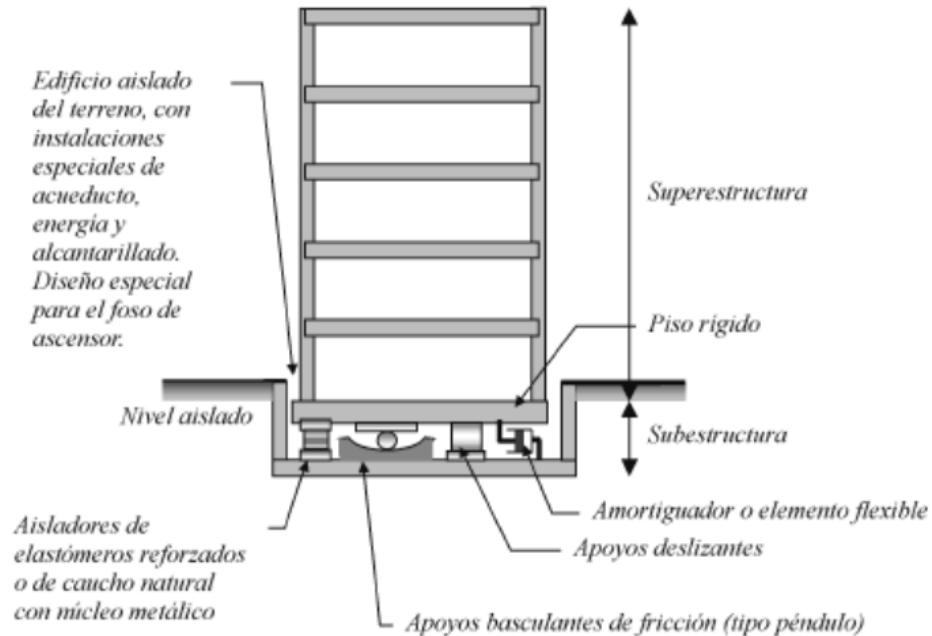
Tabla IV. Presentación gráfica de los sistemas de protección

Sistema activo  <p>Actuador Sistema de control activo SM= sensor SM= sensor SM= sensor Senales de monitoreo Algoritmo de Control Movimiento sísmico</p>	Sistema semi activo  <p>Masa Suplementaria SC= sensor de control SM= sensor Sistema de Control Semiactivo Senales de monitoreo Algoritmo de Control SM Movimiento sísmico</p>
Sistema pasivo metálico con dissipador viscoelástico 	Sistema pasivo con dissipador friccionante  <p>Viga Columna Dissipador friccional</p>
Control semiactivo de fluido viscoso 	Control pasivo de masa sintonizada 
Control pasivo con aislador eleastomérico 	Control pasivo con péndulo friccional 

Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico (2010) *Protección Sísmica de Estructuras*

Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía No. 29.

Figura 2. Funcionamiento sistemas de aislamiento



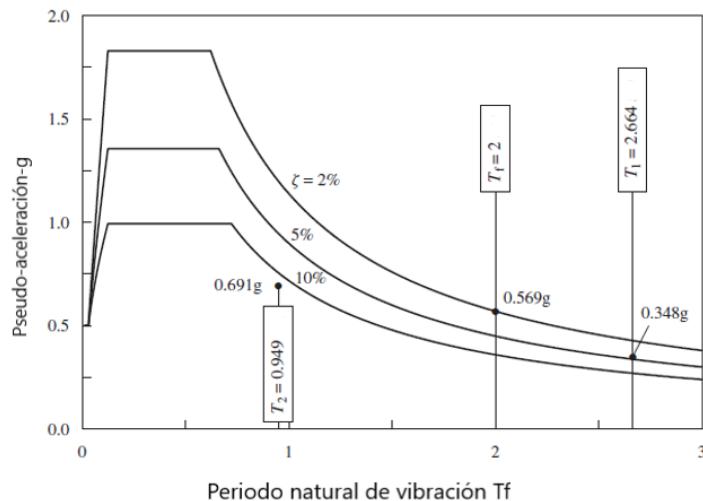
Fuente: Oviedo y Duque, (2006) *Resultados de la Inspección Realizada para Conocer la Condición Actual de Puentes Existentes, En la Red de Covial.*

Históricamente las edificaciones e infraestructura con sistemas de disipación de energía se desarrollan con un grado tecnificado desde hace menos de 100 años, lo que representa una brecha histórica, hablando en términos sísmicos sumamente reducida. Se menciona como un punto importante dentro de los sistemas de protección, su utilización para rehabilitar estructuras existentes; esto radica en que el avance tecnológico y hallazgos en sismos resientes han mostrado que diseños estructurales más antiguos exhiben comportamientos poco adecuados ante sismos de gran magnitud, generando incertidumbres sobre su uso y la función de garantizar la vida; es aquí donde los sistemas de protección tienen un aporte fundamental, ya que mediante intervenciones puntuales a una estructura podemos lograr un comportamiento adecuado frente a estos fenómenos. (Oviedo y Duque, 2006)

1.6.1 Desarrollo teórico del tema

Con el propósito de valuar el comportamiento dinámico de las estructuras con sistemas de disipación de energía ese necesario comprender su conceptualización teórica y así poder predecir el comportamiento final. El primer cambio importante que ocurre en una estructura con sistemas de disipación es la afectación al amortiguamiento de esta, lo que varía radicalmente su comportamiento dinámico en comparación con una estructura convencional. El segundo cambio importante es el aumento en el período natural de la estructura, especialmente importante ya que los análisis de pseudo aceleración muestran que, a menor período natural, la estructura recibirá más fuerza de sismo, y a mayor período la relación se vuelve inversamente proporcional, disminuyendo las fuerzas de sismo. Este hecho hace que deban utilizarse espectros de respuesta específicos para cada estructura. (Chopra, 2020)

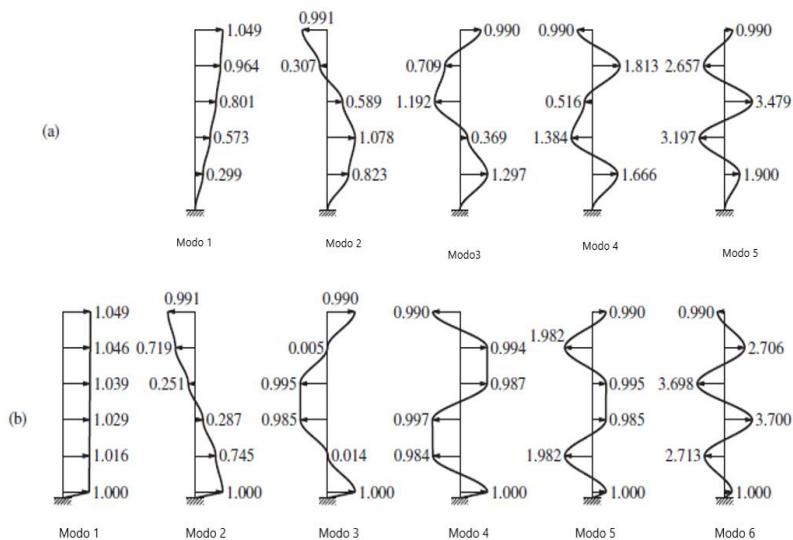
Figura 3. **Ejemplo de espectro para estructuras fijas (Tf), y aisladas (T1)**



Fuente: Chopra, (2020) *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*.

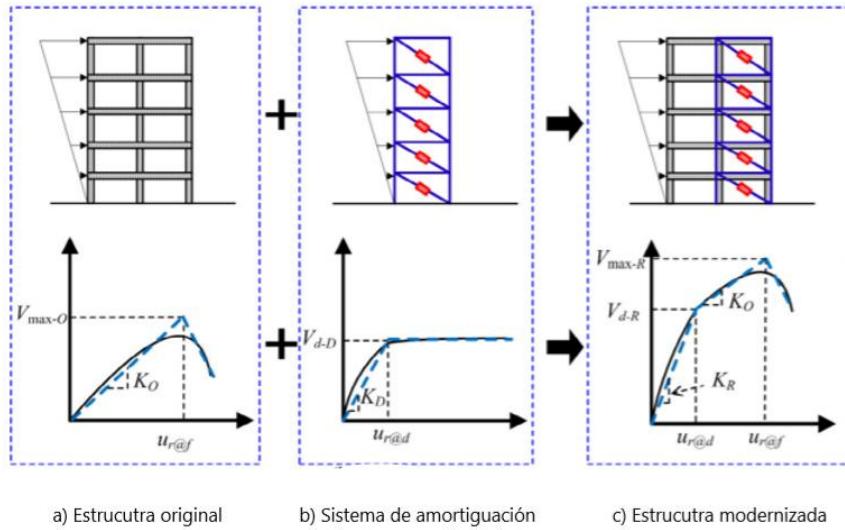
El siguiente efecto por considerar, como consecuencia de dichos cambios es la modificación de los desplazamientos esperados usualmente menores, hecho que mejora las condiciones de servicio durante un evento extremo, adicionalmente tiene la ventaja de disminuir el daño a los elementos no estructurales. Esto se debe a que el desplazamiento se concentra en los dispositivos de aislamiento al igual que la energía a disipar. En el caso de estructuras con amortiguadores el efecto se genera de manera distribuida en toda la altura de la edificación. A continuación, se presenta una comparativa de los fenómenos:

Figura 4. Comparativa de desplazamientos para una estructura fija (a) y una aislada (b)



Fuente: Chopra, (2020) *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*.

Figura 5. Cambio de rigidez para estructuras con amortiguadores



Fuente: Hoon, Whan, y Seok, (2017) *Seismic retrofit design method using friction damping systems for old.*

1.6.2 Aislamiento sísmico en puentes

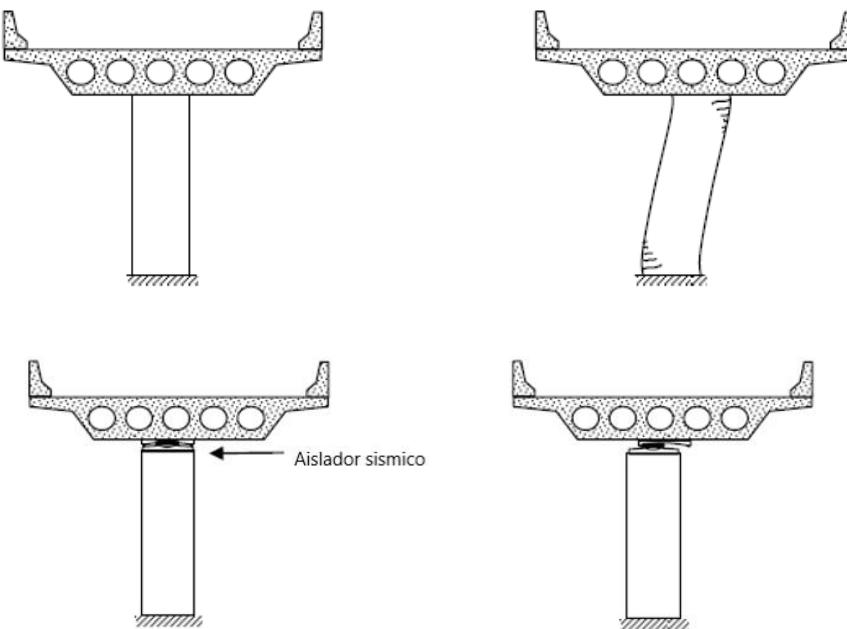
El aislamiento es una técnica de modificación de respuesta estructural que a grandes rasgos busca reducir los efectos de un sismo en puentes y en otras estructuras. Este modifica la estructura ya que físicamente desacopla la superestructura de la subestructura, y por consiguiente de los efectos de las fuerzas horizontales, lo que conlleva a una reducción sustancial de las fuerzas generadas por el sismo. Esta mejora puede conseguirse con incrementos nulos o muy pequeños en el costo; es especialmente atractivo en el caso de reforzamiento de puentes existentes. Este desacople se lleva a cabo interponiendo piezas mecánicas entre la super y la subestructura; estos dispositivos son los que se conocen como soportes de aislamiento, o simplemente aisladores. De esta manera cuando un puente aislado es sometido a sismo, la deformación ocurre en el aislador en lugar de la estructura; esto

reduce significativamente las fuerzas y desplazamientos que deben transmitirse a la subestructura. (Buckle, Constantinou, Decleli, y Ghasemi, 2006)

Como mínimo un aislador sísmico posee las siguientes tres características:

- Flexibilidad debida al aumento en el período de vibración del puente, lo que reduce la fuerza sísmica en la subestructura.
- Disipación de energía para limitar los desplazamientos de la superestructura.
- Adecuada rigidez ante cargas de servicio, al mismo tiempo que acomoda los efectos del ambiente en la estructura.

Figura 6. **Comparativa de un puente convencional y uno aislado sísmicamente**

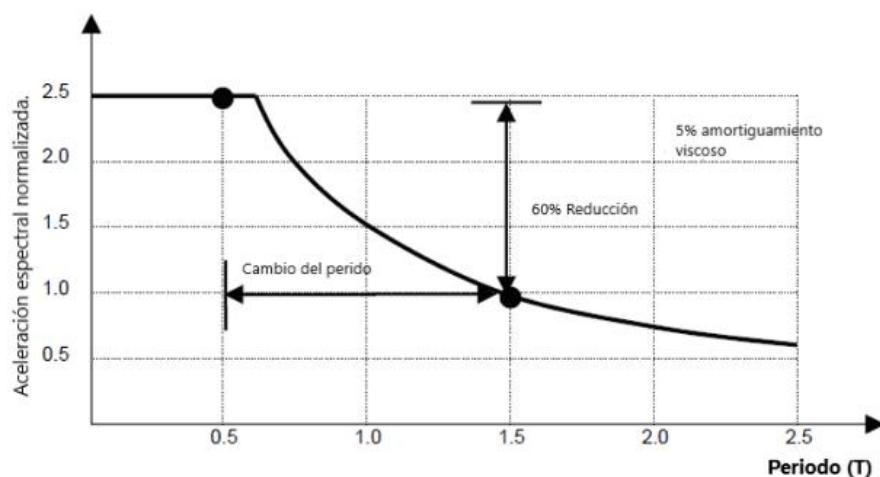


Fuente: Buckle, Constantinou, Decleli, y Ghasemi, (2006) Seismic retrofit design method using friction damping systems for old.

1.6.2.1 Flexibilidad

La baja rigidez lateral de los aisladores cambia el período fundamental de la estructura, alargándolo comparativamente a la estructura sin aislamiento. Este mayor período se escoge de manera que sea significativamente mayor que el período predominante del movimiento, y este hecho se traduce en una reducción significativa de la demanda espectral. (Buckle, *et al.*, 2006)

Figura 7. **Efecto de la flexibilidad del aislador en la respuesta del puente**



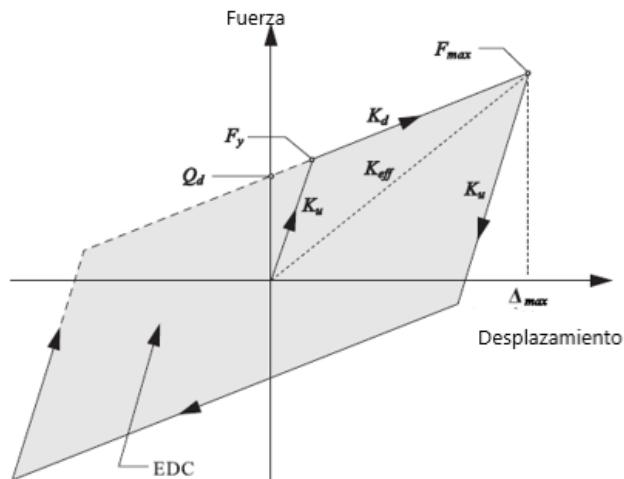
Fuente: Buckle, *et al.*, (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

1.6.2.2 Disipación de energía

A pesar de que la baja rigidez lateral de los aisladores sísmicos conlleva a una reducción en las fuerzas sísmicas, esto puede resultar en mayores desplazamientos hacia la superestructura. Esto requiere juntas de expansión más anchas y también soportes de mayor longitud para acomodar estos desplazamientos. En consecuencia, la mayoría de los sistemas de aislamiento

incluyen mecanismos de disipación de energía que introducen un significativo nivel de amortiguamiento en el sistema a fin de disminuir dichos desplazamientos a niveles aceptables. Estos mecanismos usualmente son tipo histerético, lo que implica que existe una distancia entre las curvas de fuerza y desplazamiento; durante los ciclos de carga y descarga. La energía que no se recobra durante la descarga se disipa en otras fuentes alternas como el calor. Este hecho se muestra en la figura a continuación:

Figura 8. Lazo histerético bilineal



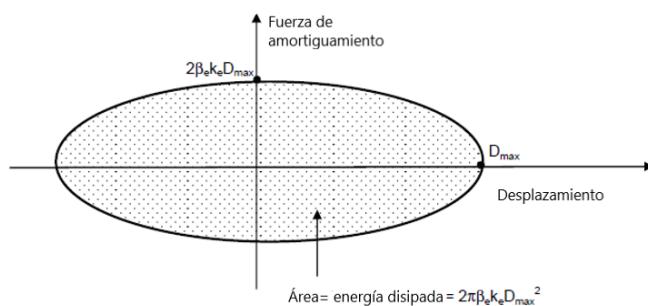
Fuente: Buckle, Constantinou, Decleli, y Ghasemi, (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

Herramientas analíticas para estos sistemas bilineales se encuentran disponibles utilizando análisis de tiempo historia inelástico en la mayoría de las paqueterías de software. En su mayoría son de engorrosa utilización. Algunos métodos simplificados han sido desarrollados para la estimación de parámetros de amortiguamiento utilizando la rigidez efectiva del sistema. El amortiguamiento efectivo puede estimarse de la siguiente manera:

Fórmula 4. Cálculo de amortiguamiento

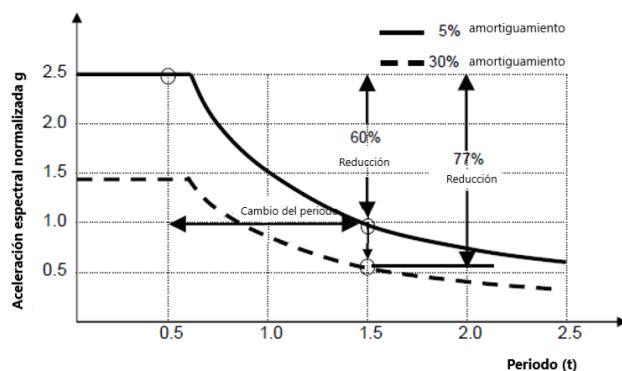
$$\beta_e = \frac{\text{Energía Histerética Disipada}}{2\pi k_e D_{max}^2}$$

Figura 9. Fuerza desplazamiento para amortiguadores viscosos sometidos a una frecuencia equivalente a la frecuencia natural del puente aislado



Fuente: Buckle, et al., (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

Figura 10. Efecto del amortiguamiento en la respuesta de la estructura

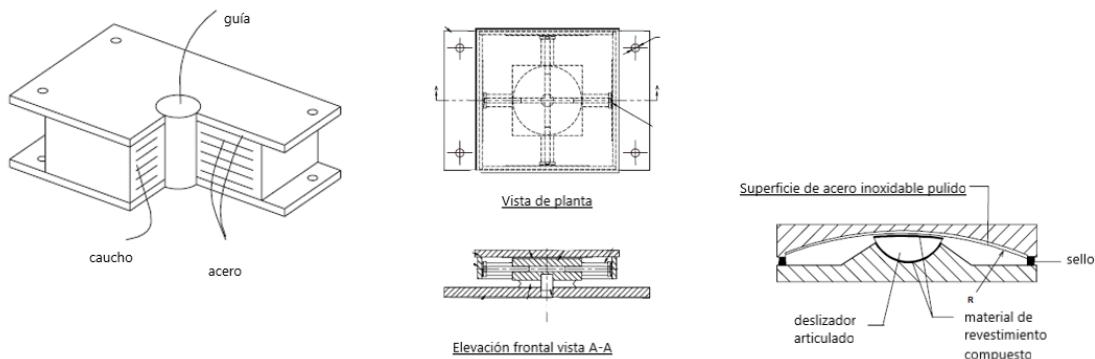


Fuente: Buckle, et al., (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

1.6.2.3 Tipos de aisladores en puentes

Los aisladores sísmicos en puentes pueden clasificarse en 2 categorías: aquellos que usan componentes elastómeros y los que utilizan deslizadores. La mayoría de los aisladores se basan en elastómeros y pueden tener o no un núcleo interno para disipación de energía (comúnmente plomo), estos se denominan comúnmente como LRB (Lead Rubber Bearing). Los deslizadores más utilizados son los péndulos de fricción, y se denominan FPS (Friction Pendulum Isolator). Los últimos conocidos como Eradiquake también utilizan el deslizamiento como principal mecanismo de disipación.

Figura 11. **Tipos de aisladores sísmicos utilizados para protección de puentes (de izquierda a derecha: LRB, Eradiquake, y FPS**



Fuente: Buckle, et al., (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

La selección de un sistema respecto a otro es una decisión que involucra distintas consideraciones y un número importante de factores, dentro de estos factores se incluyen los siguientes:

- Carga axial (los sistemas de deslizamiento usualmente tienen mayor capacidad que los sistemas elastoméricos).

- Tolerancias disponibles (aisladores con mayor amortiguamiento, como los LRB tienen menores demandas de desplazamiento).
- Espacio disponible (los sistemas de deslizamiento usualmente con más compactos en alturas).
- Cargas de servicio a ser resistidas y efectos ambientales que deban ser acomodados.
- Confiableidad de cada sistema ante agentes externos.

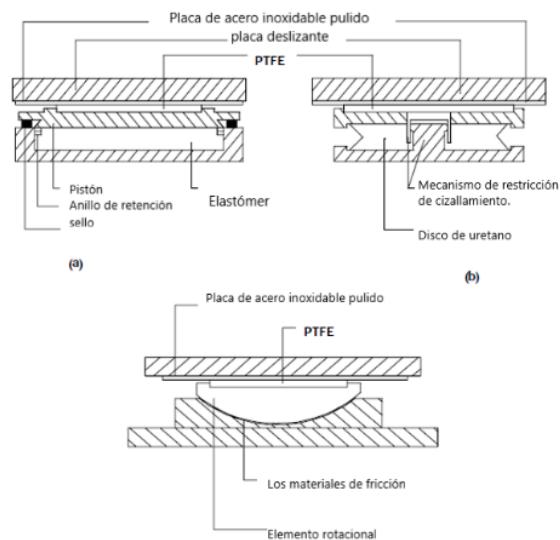
Respecto a los últimos dos puntos, un aislador debe ser lo suficientemente rígido para proveer resistencia ante las cargas laterales (como el viento y el frenado). Adicionalmente los desplazamientos de la superestructura debido a variaciones de temperatura, fluencia, y retracción, deben acomodarse sin sobre esforzar la subestructura. Esto requiere que las propiedades del material sean estables bajo condiciones ambientales adversas por largos períodos de tiempo. Un aislador ideal debe ser libre de mantenimiento, no debe requerir tolerancias precisas para poder funcionar satisfactoriamente, y debe construirse con materiales inertes ante ataques químicos, la polución, radiación ultravioleta, y el deshielo. (Buckle, *et al.*, 2006)

1.7 Aisladores de deslizamiento

Los aisladores deslizantes pueden tomar una variedad de formas. Soportes deslizantes pueden combinarse con soportes elastomericos para formar sistemas híbridos con un rango de capacidades de disipación de energía y rigidez lateral característicos. Los tipos básicos de aisladores deslizantes son el tipo pot, de disco, y el esférico. Los materiales utilizados para la fabricación de estos son usualmente el acero inoxidable austenítico (tipo 304 o tipo 316. Para obtener la capacidad de disipación de energía este se deja en contacto con un PTFE, más conocido como teflón, no lubricado. Otros tipos como los PTFE

tejidos, compuestos de PTFE y aleaciones de bronce son utilizados; aunque es importante mencionar que se consideran las interfaces bimetálicas como problemáticas según AASHTO (Buckle, *et al.*, 2006).

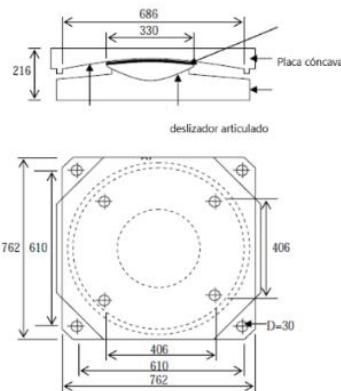
Figura 12. Aisladores deslizantes (de derecha a izquierda: tipo pot, de disco, aislador esférico



Fuente: Buckle, *et al.*, (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

El soporte de péndulo de fricción o FPS es un soporte esférico con una interfaz deslizante de geometría esférica. La geometría de los FPS puede manufacturarse para que la placa esférica se encuentre en la parte inferior. El deslizador articulado en contacto con la superficie cóncava esta recubierto con un material con un bajo coeficiente de fricción; y el otro lado del deslizador esta recubierto con acero inoxidable y soporta la superficie esférica que también esta recubierta con un material con bajo coeficiente de fricción (Buckle, *et al.*, 2006).

Figura 13. Sección y planta de un péndulo friccionante

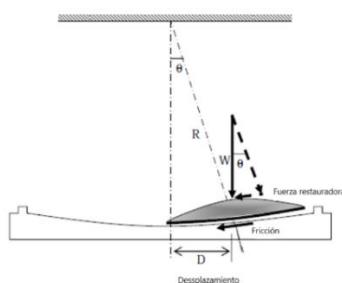


Fuente: Buckle et al., (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

1.7.1 Características mecánicas de los aisladores de péndulo friccionante FPS

Estos sistemas están descritos por la misma ecuación de movimiento que los péndulos y su período de vibración es directamente proporcional al radio de curvatura de la superficie cóncava. Cambios mayores en el período son posibles con superficies con radio de curvatura mayor. La fricción entre el deslizador articulado y la superficie cóncava disipa energía; siendo el peso del puente el que aporta la fuerza de restitución, debido a la curvatura de la superficie deslizante (Buckle, et al., 2006).

Figura 14. Operación de un aislador de péndulo friccionante



Fuente: Buckle, et al., (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

1.7.2 Formulación del comportamiento del aislador

La resistencia del soporte ante cargas laterales actuantes se provee por dos mecanismos distintos. Uno de ellos es la resistencia friccional en la interfaz, F_f , que se genera en la interfaz del deslizador articulado y la superficie cóncava; dicha fuerza equivale al producto del coeficiente de fricción dinámica y el componente del peso normal a la superficie. El segundo es del debido a la fuerza de restitución generada por el componente agencia del peso actuando en el soporte (Buckle, et al., 2006).

1.7.2.1 Ecuaciones de fuerza de restitución

Fórmula 5. Cálculo de fuerza de restitución

$$F_r = \mu W \cos \theta \quad F_r = W \sin \theta$$

Si se tiene que el desplazamiento D (componente horizontal del movimiento), es pequeño comparado con el radio de la superficie concava R, entonces $\cos \theta = 1$, y $\sin \theta = D/R$. Al sustituir en las ecuaciones de restitución tenemos que la fuerza total de restitución es:

Fórmula 6. Cálculo de fuerza total de restitución

$$F = \mu W + (W/R)D$$

Renombrando los términos $Q_d = \mu W$ y $k_d = W/R$ y sustituyendo en la ecuación anterior tenemos que:

Fórmula 7. Fuerza de restitución

$$F = Q_d + k_d D$$

Se puede aprecia que el termino W/R es la rigidez lateral que produce la componente tangencial del movimiento, lo que permite calcular el período como:

Ecuación 9. Cálculo del período de oscilación

$$T = 2\pi\sqrt{R/g}$$

Debido a que el comportamiento del aislador es no lineal, las propiedades pueden analizarse como sus envalentes bilineales, como sus análogos elastoméricos se puede calcular la rigidez efectiva y la relación de amortiguamiento para poder calcular el efecto de la disipación de energía por fenómenos histeréticos.

Dicha rigidez efectiva puede analizarse como:

Fórmula 10. Cálculo de la rigidez efectiva

$$k_e = \mu W/D + W/R$$

Y el área de un lazo histerético como

Fórmula 11. Cálculo de área de un lazo histerético

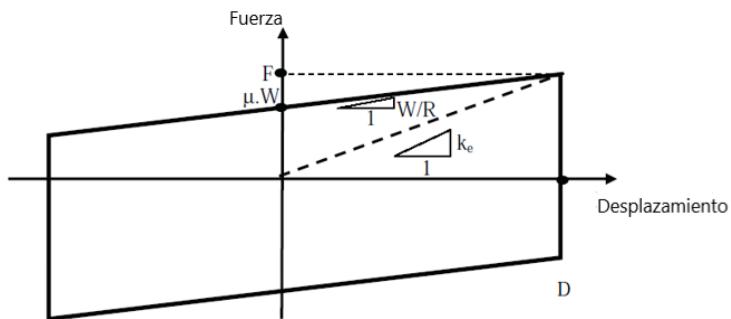
$$\text{Área} = 4\mu WD$$

Y el amortiguamiento viscoso calculado de la siguiente manera:

Fórmula 12. Cálculo de amortiguamiento viscoso

$$\beta_e = (2/\pi) (\mu / (\mu + \mu/R))$$

Figura 15. **Comportamiento idealizado del lazo histerético de un péndulo friccional**



Fuente: Buckle, et al., (2006) *Seismic Isolation of Highway Bridges*.

2. DISEÑO DE AISLADORES MEDIANTE HOJAS DE CÁLCULO Y HERRAMIENTAS DE SOFTWARE

2.1 Descripción general del proyecto

Se busca generar un método que permita encontrar los parámetros mecánicos iniciales necesarios para el diseño de aisladores friccionantes de tipo FPS, entendiéndose estos parámetros como AASHTO, (2014):

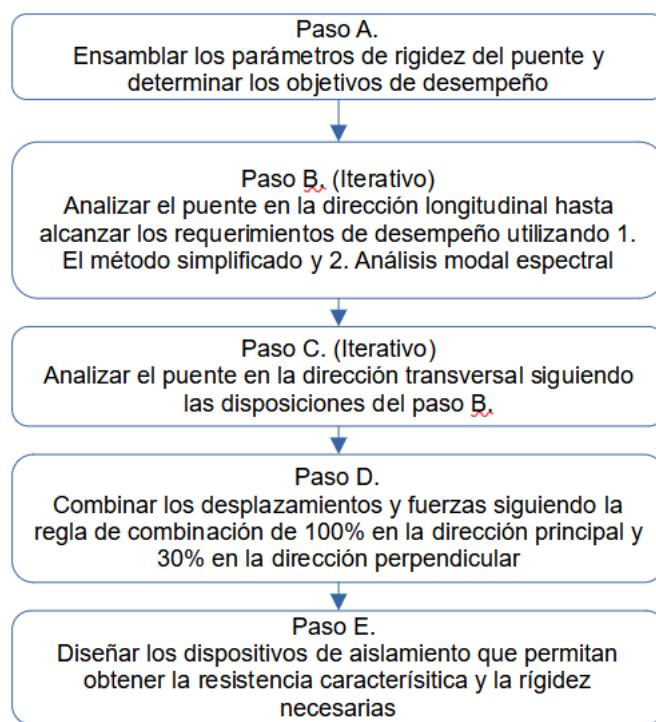
Q_d	Resistencia característica
K_{eff}	Rigidez efectiva
K_d	Rígidez post-fluencia
ζ	Amortiguamiento

Posterior a la obtención de dichos parámetros se procede a iterar para verificar que el puente se comporte según los parámetros iniciales con ayuda de un modelo FEM. En este caso se utilizará el software CSI Bridge para tal efecto. Estos modelos se iteran en conjunto con los parámetros iniciales necesarios hasta obtener convergencia; la herramienta indispensable en este caso es la utilización del análisis modal. El análisis modal se realizará con el espectro de la normativa AGIES, el parámetro de rigidez efectiva se modela, e itera con ayuda de hojas de cálculo hasta llegar a un resultado satisfactorio en convergencia para los desplazamientos obtenidos, y las rigideces. (AASHTO, 2014)

Finalmente, estos resultados se reportan para las direcciones longitudinales y transversales, combinándolos con la regla de 100 % en una

dirección y 30 % en su dirección perpendicular. Lo que lleva al tamaño final del aislador y los soportes necesarios y su diseño geométrico. Que permita alcanzar los requerimientos de resistencia característica Q_d , y rígidez post-fluencia K_d necesarios. A fin de ilustrar dicho procedimiento se presenta el siguiente diagrama de flujo.

Figura 16. Diagrama de flujo del proceso de diseño



Fuente: Buckle, (2012) *Seismic Isolation Design Examples -An Update*.

2.2 Descripción de la superestructura y su geometría

A fin de exemplificar los tipos de puentes más comunes en el medio, utilizaremos puentes de tablero y vigas tipo AASHTO de un soporte interior como máximo. Se establecen longitudes de 25 metros para los tableros con un soporte interior, consistente en una columna interior. Esta tipología se

seleccionó a partir de los criterios obtenidos del informe de Covial. (Molina y Jordán, 2018)

Los tableros se han determinado con vigas AASHTO tipo III. Esto a fin de utilizar parámetros de predimensionamiento de 0.04 a 0.05 veces la longitud del puente para el peralte de las vigas. A fin de lograr una sección transversal de puente apropiada. Que cubra al menos 2 carriles se establece un ancho de vía de 7.20 m en total. Las bermas tendrán un ancho de 1.20 metros y barreras vehiculares de 40 cm de ancho. Esto da un ancho total necesario de 10.40 metros. La separación de vigas tipo AASHTO para la utilización de losas de 8" (20 cm) común en nuestro medio, funciona de manera razonable entre los 4' y 7' (1.22 m y 2.13 m) dando lugar a 6 vigas intermedias como una medida razonable. (Rodríguez, 2017)

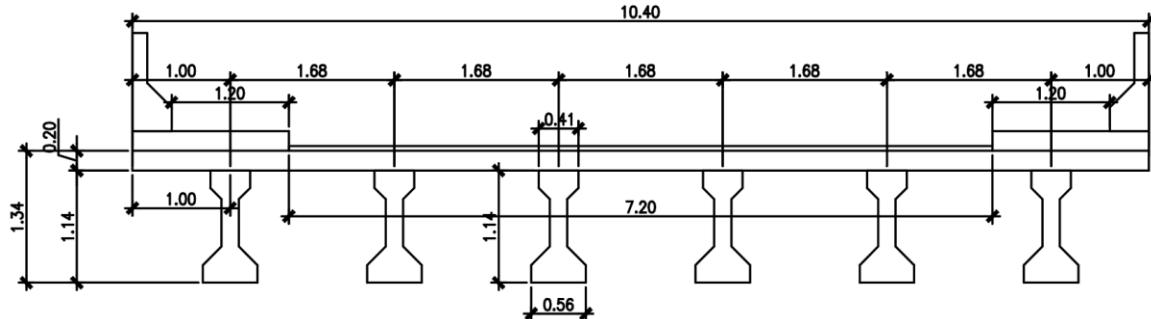
Figura 17. Sección transversal de puente típica



Fuente: Rodríguez, (2017) *Puentes con AASHTO-LRFD 2017*.

El tablero tendrá la siguiente geometría:

Figura 18. Sección transversal por utilizar

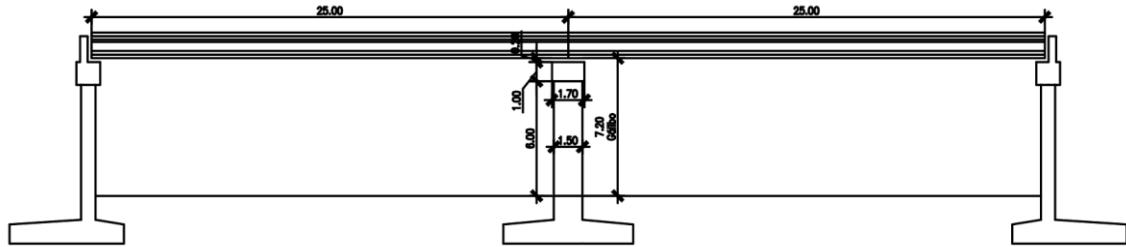


Fuente: elaboración propia, realizado con AutoCAD.

2.3 Descripción de todos los soportes y dimensiones del proyecto

La columna es de 1.50 metros como parámetro de predimensión y una viga cabezal de 1.70 metros de ancho y 1 metro de alto, en los extremos se encuentran estribos convencionales de puente, caso típico de la mayoría de las obras de infraestructura. Se establece la altura del pilar debajo de las vigas en función de las alturas necesarias para paso de vehículos inferiores. Este valor se conoce como gálibo y se encuentra estandarizado en un mínimo de 5.50 metros para autopistas principales. Con este fin se utilizará un gálibo de 6.20 metros para nuestro diseño sumando 20 cm del alto estimado de los dispositivos de soporte. Este permitirá cubrir también el diseño de eventuales ríos, aunque cabe aclarar que nuestro principal objetivo serán los pasos a desnivel existentes. (Ministerio de Transportes y Caminos del Perú, 2003)

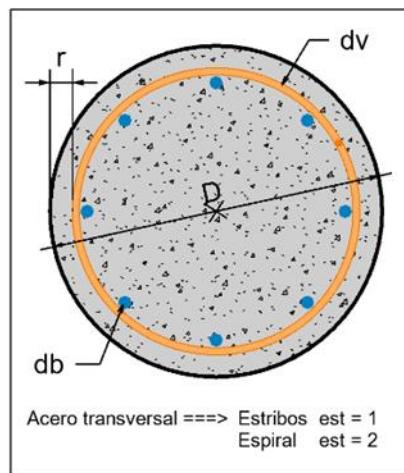
Figura 19. Sección longitudinal del puente por trabajar



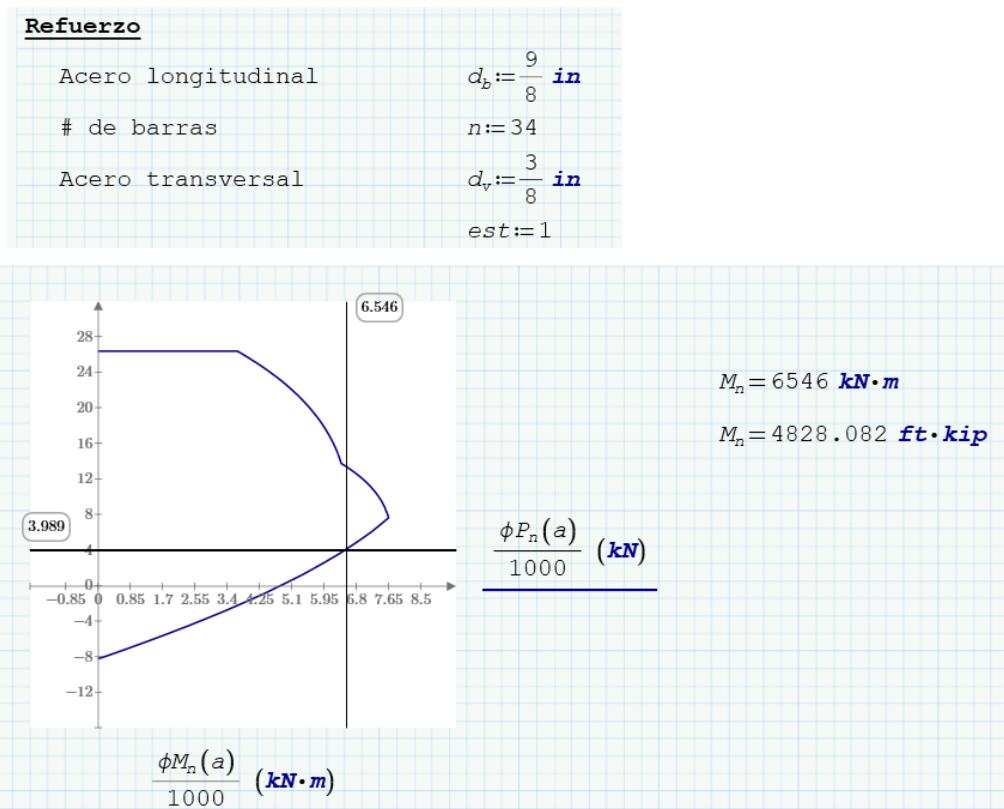
Fuente: Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

A fin de conocer del desempeño del puente, es necesario elaborar el diagrama de interacción de la pila central, y así conocer el momento máximo probable M_{pl} que es capaz de soportar para la carga axial que soporta. Esto permite (al asumir la columna como un voladizo) conocer el cortante último de diseño que se permite alcanzar antes de la fluencia; su fin último será compararlo con los cortantes obtenidos con los aisladores y verificar que estos permanezcan en el rango elástico, de manera conservadora. (AASHTO, 2014)

Figura 20. Diagrama de interacción de la columna por utilizar y cálculo de momento plástico



Continuación figura 20.

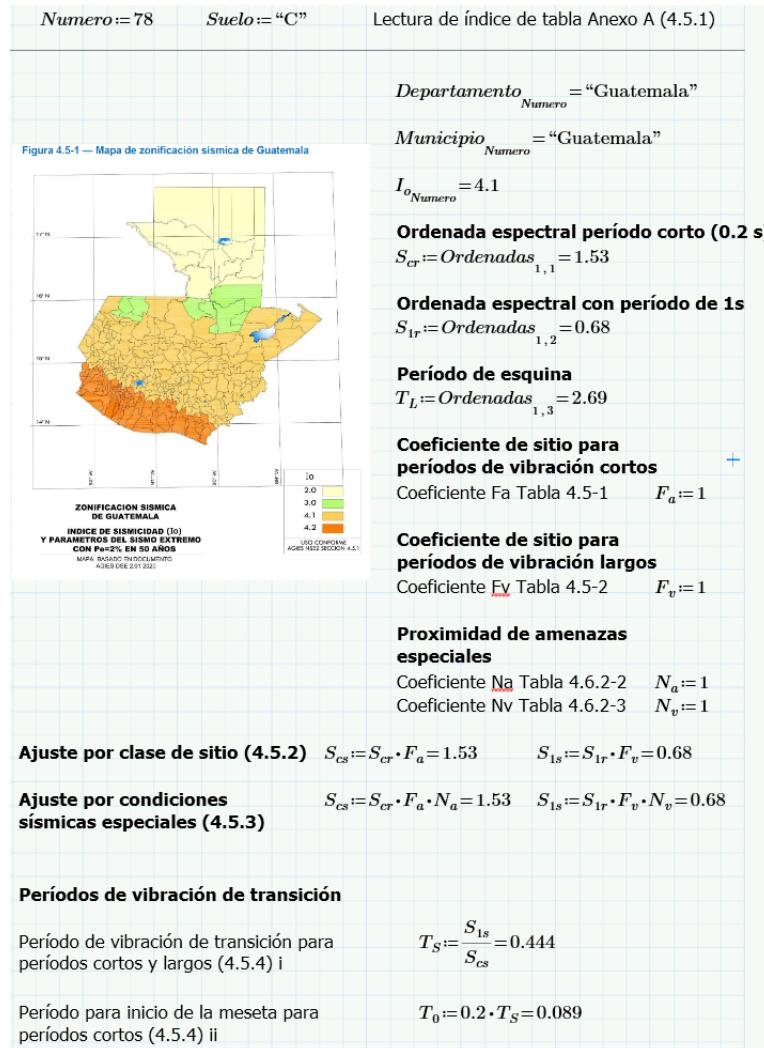


Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

2.4 Propiedades del sitio

A fin de ejemplificar las propiedades de sitio más comunes de pasos a desnivel, se utilizarán los parámetros de AGIES NSE 2 2018. Para el perfil de suelo, y cubriendo la mayoría de los suelos de la ciudad, se utilizará el suelo tipo C. Las ordenadas espectrales y extracciones la norma se presentan en las figuras correspondientes. (AGIES, 2018)

Figura 21. Parámetros de sitio en normativa vigente

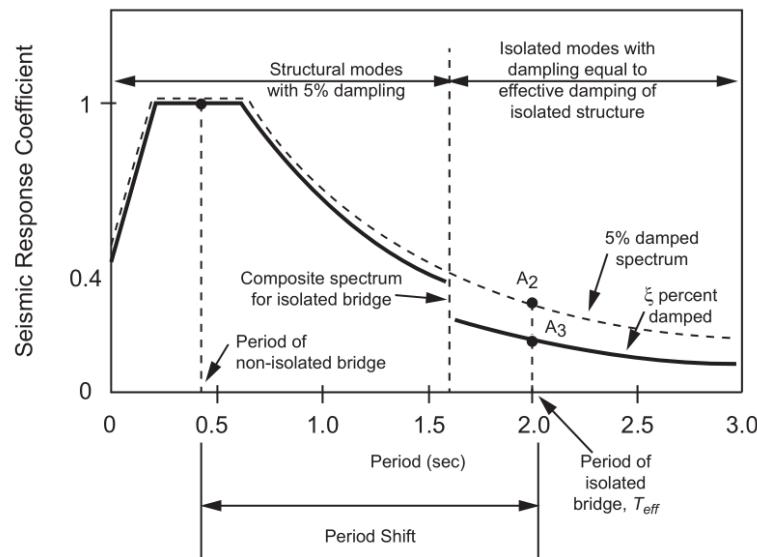


A fin de verificar el sismo con el máximo creíble, se utilizará un $K_d=1.00$. Y con esto se obtendrá el espectro.

Fuente: AGIES, (2018). *Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio*.

La metodología de GSID 4 establece que se tendrá una reducción de período más allá de T_{eff} , esto producto de la disminución en el alargamiento del período de la estructura, y el incremento del amortiguamiento efectivo, con este fin, y de manera conservadora el espectro de disminuye a partir de $0.8 T_{eff}$ y se tomará solamente el decremento del amortiguamiento. (AASHTO, 2014)

Figura 22. Disminución del espectro debida al amortiguamiento



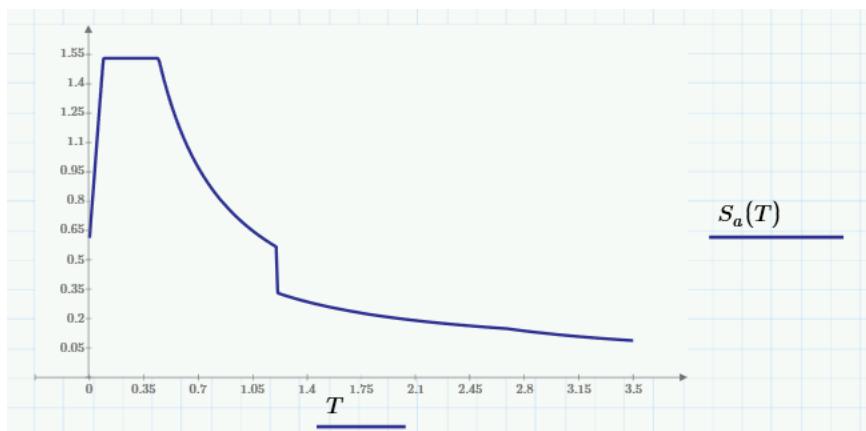
AASHTO. (2017). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Se presenta un estimado del espectro para ciudad de Guatemala con un $B_L=1.70$. y un $T_{eff}=1.20$ s. Únicamente como ejemplo. Es importante notar la disminución del período en los valores mayores a $0.8 T_{eff}$, esto da evidencia de la importante disminución que puede esperarse en la reducción de las respuestas esperadas, y por lo tanto de las aceleraciones sobre el tablero del puente. Hecho que se traduce en menor energía disipada en ductilidad, y mayor concentración el desplazamiento, y la energía que podrá disipar con amortiguamiento la estructura debido a la presencia de los aisladores FPS. (AASHTO, 2014)

Figura 23. Diagrama de decisión para obtención de espectro y su representación

Construcción del espectro genérico probable (4.5.6) $T_{eff} := 1.50$ $B_L := 1.7$

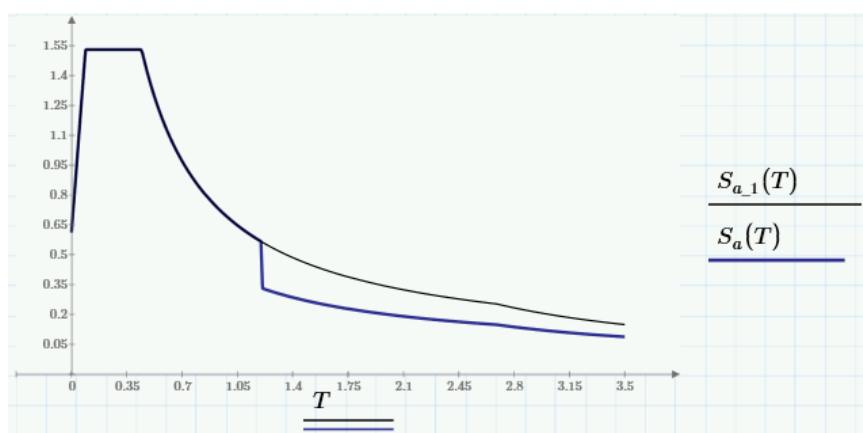
$S_a(T) :=$ if $T < 0.8 \cdot T_{eff}$		
if $T < T_0$		$máximoT := 6$
$\left\ S_a \leftarrow S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \right\ $	(4.5.6-1)	$incremento := 0.01$
else if $T_0 \leq T \leq T_S$		$T := 0, incremento..máximoT$
$\left\ S_a \leftarrow S_{cd} \right\ $	(4.5.6-2)	
else if $T_S \leq T \leq T_L$		Factor de reducción de respuesta según Norma
$\left\ S_a \leftarrow \min \left(S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T} \right) \right\ $	(4.5.6-3)	
else if $T \geq T_L$		$R := 1$
$\left\ S_a \leftarrow \frac{S_{1d}}{(T^2)} \cdot T_L \right\ $	(4.5.6-4)	
else		+
if $T < T_0$		
$\left\ S_a \leftarrow S_{cd} \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \cdot \frac{1}{B_L} \right\ $		
else if $T_0 \leq T \leq T_S$		
$\left\ S_a \leftarrow S_{cd} \cdot \frac{1}{B_L} \right\ $		
else if $T_S \leq T \leq T_L$		
$\left\ S_a \leftarrow \min \left(S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T} \right) \cdot \frac{1}{B_L} \right\ $		
else if $T \geq T_L$		
$\left\ S_a \leftarrow \frac{S_{1d}}{(T^2)} \cdot T_L \cdot \frac{1}{B_L} \right\ $		



AGIES. (2018). *Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio*.

Finalmente se presenta una comparativa de la disminución observada en las aceleraciones del espectro producto del amortiguamiento. En negro se encuentra en espectro $S_{a,1}$ sin ningún tipo de reducción, y en azul el S_a que incluye la reducción debida al amortiguamiento.

Figura 24. Comparativa de los espectros incluyendo el factor de amortiguamiento



Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

- Reacciones en los soportes debidas a las distintas demandas de carga

Se encuentran las reacciones debidas al tablero sobre cada uno de los soportes.

Estas reacciones pueden encontrarse por medio de un análisis de los pesos de los elementos individuales. En general los componentes de la estructura son los listados a continuación:

- Vigas tipo AASHTO
- Losa del tablero
- Peso de las bardas de seguridad (Tipo Jersey o tipo F)

- Carpeta de rodadura del puente
- Veredas peatonales
- Instalaciones fijas del puente
- Viga cabezal de los soportes
- Pilares o columnas del puente
- Peso de los dispositivos de apoyo

El método empleado en nuestro caso fue utilizar los pesos brindados por el software CSI Bridge, esto se corroboró obteniendo los volúmenes de concreto del puente, y con la densidad conocida del concreto armado (2400 kgf/m³) es posible obtener el peso de los distintos elementos. En general para el puente generado se tienen los siguientes pesos por elemento:

Tabla V. Peso de la estructura de puente

Section	Peso del elemento
	Tonf
Type III AASHTO	260.4287
Viga Cabezal	42.481
Columna	27.5993
Losas del puente	328.0706

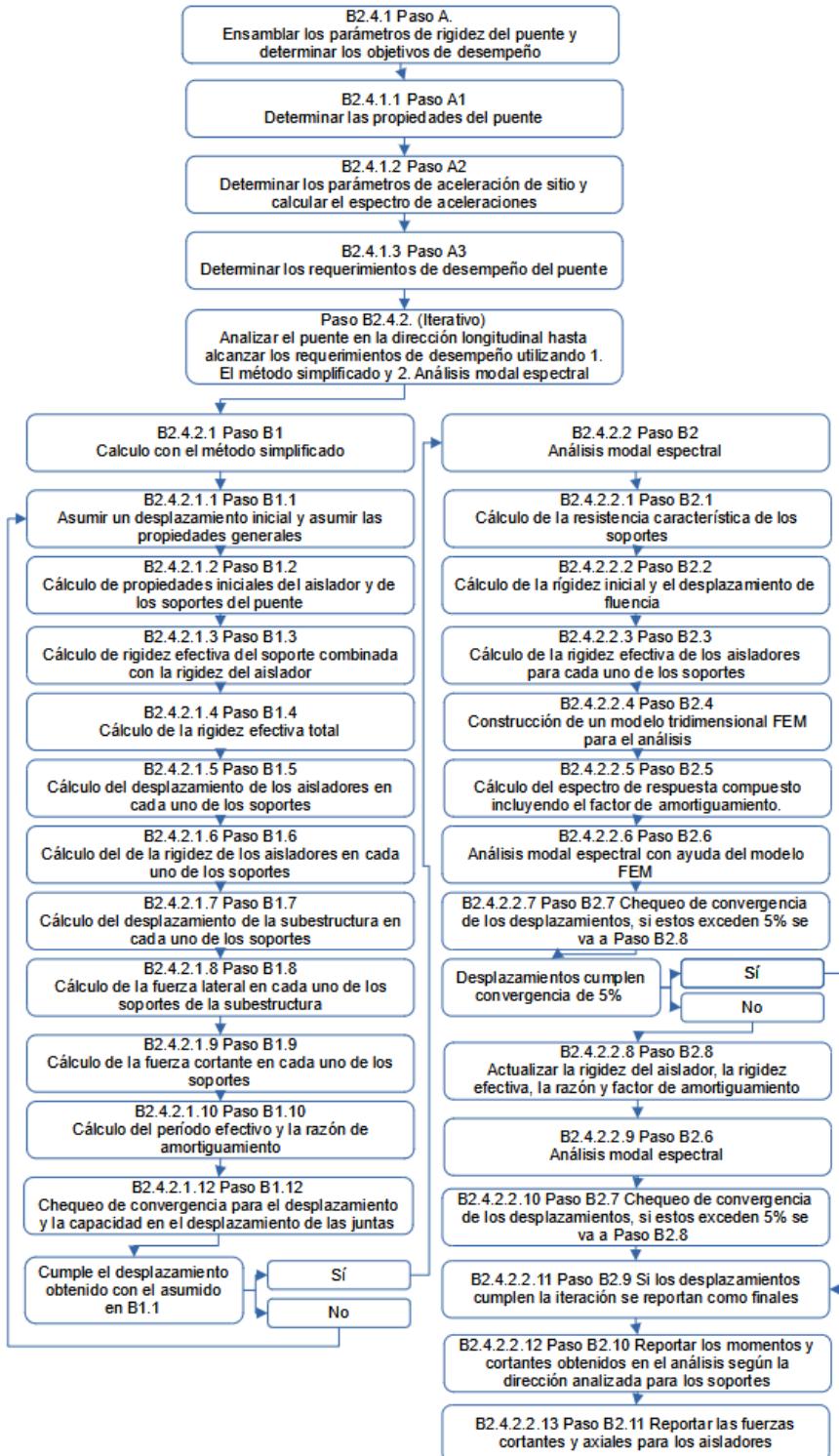
Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de las propiedades del aislador FPS propuesto con base en la demanda de desplazamiento necesario utilizando las ecuaciones antes descritas

El procedimiento necesario consiste en el cálculo a partir de las propiedades generales del puente, tales como peso, rigidez de los soportes, y características del sitio, obtener parámetros como el amortiguamiento, y el período de la estructura. Estos valores deben iterarse hasta que converjan y

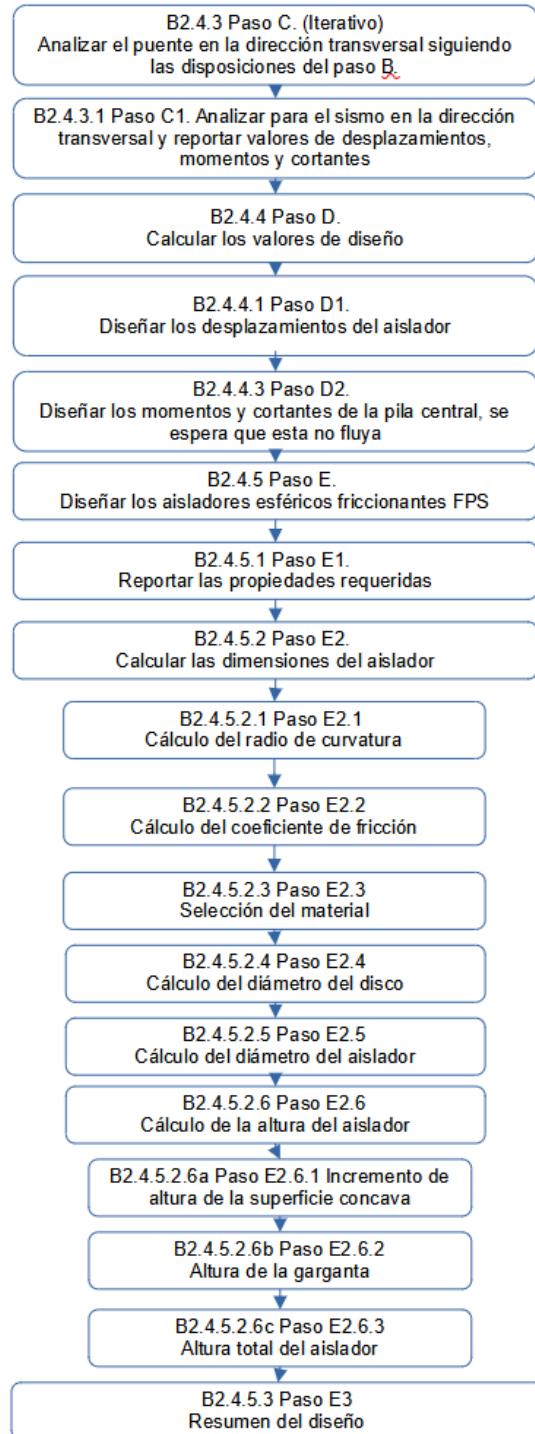
una vez que estos desplazamientos alcancen una diferencia porcentual satisfactoria (menor al 5 %) se procede al diseño geométrico de los aisladores FPS y reportar su desempeño estructural. En general el procedimiento sigue los pasos presentados a continuación:

Figura 25. Diagrama de flujo diseño de aisladores FPS, paso A y B



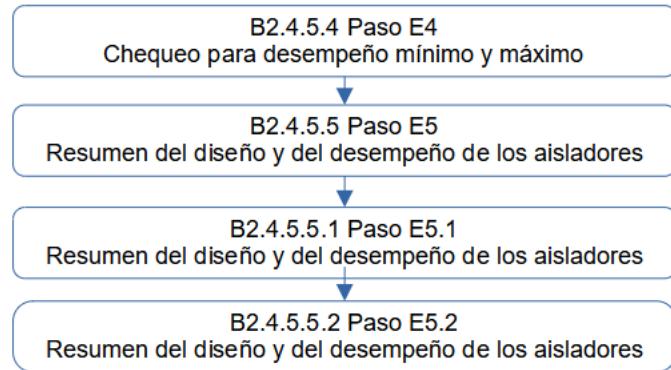
Fuente: AASHTO, (2014) *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*.

Figura 26. **Diagrama de flujo diseño de aisladores FPS, paso C, D, y E**



Fuente: AASHTO, (2014) *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*.

Figura 27. Diagrama de flujo chequeo desempeño aisladores



Fuente: AASHTO, (2014) *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3.1 Recopilación de los resultados

Los resultados obtenidos por medio del proceso de diseño según GSID comprenden los valores de amortiguamiento finales en cada uno de los aisladores, así como su período efectivo; tanto para el sentido transversal, como el longitudinal obtenidos, se presentan a continuación:

Figura 28. Desplazamientos obtenidos para el análisis en sentido longitudinal para el puente aislado

$d_{isol_1'} := 6.2843 \text{ in}$	$d_{isol_1} = 6.279 \text{ in}$	$\frac{d_{isol_1'} - d_{isol_1}}{d_{isol_1'}} = 0.084\%$
$d_{isol_2'} := 5.5174 \text{ in}$	$d_{isol_2} = 5.523 \text{ in}$	$\frac{d_{isol_2'} - d_{isol_2}}{d_{isol_2'}} = -0.103\%$
$d_{isol_3'} := 6.2843 \text{ in}$	$d_{isol_3} = 6.279 \text{ in}$	$\frac{d_{isol_3'} - d_{isol_3}}{d_{isol_3'}} = 0.084\%$

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

Figura 29. Desplazamientos obtenidos para el análisis en sentido transversal para el puente aislado

$d_{isol_1'} := 6.3823 \text{ in}$	$d_{isol_1} = 6.499 \text{ in}$	$\frac{d_{isol_1'} - d_{isol_1}}{d_{isol_1'}} = -1.832\%$
$d_{isol_2'} := 5.7805 \text{ in}$	$d_{isol_2} = 5.909 \text{ in}$	$\frac{d_{isol_2'} - d_{isol_2}}{d_{isol_2'}} = -2.22\%$
$d_{isol_3'} := 6.3823 \text{ in}$	$d_{isol_3} = 6.499 \text{ in}$	$\frac{d_{isol_3'} - d_{isol_3}}{d_{isol_3'}} = -1.832\%$

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

Figura 30. Período efectivo, rigidez efectiva, y factor de amortiguamiento para el sentido longitudinal para el puente aislado

Ecuación 7.1-3	$B_L := \text{if}\left(\xi_{-1} \leq 0.3, \left(\frac{\xi_{-1}}{0.05}\right)^{0.3}, 1.7\right) = 1.608$
$K_{eff_} := K_{eff_1} + K_{eff_2} + K_{eff_3} = 29.459 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$	
$T_{eff} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \cdot K_{eff_}}} = 2.407 \text{ s}$	

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

Figura 31. Período efectivo, rigidez efectiva, y factor de amortiguamiento para el sentido transversal para el puente aislado

Ecuación 7.1-3	$B_L := \text{if}\left(\xi_{-1} \leq 0.3, \left(\frac{\xi_{-1}}{0.05}\right)^{0.3}, 1.7\right) = 1.598$
$K_{eff_} := K_{eff_1} + K_{eff_2} + K_{eff_3} = 28.842 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$	
$T_{eff} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \cdot K_{eff_}}} = 2.433 \text{ s}$	

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

Figura 32. Momentos y cortantes de diseño para columnas (sismo en sentido longitudinal izquierda, y en sentido transversal derecha)

Para las columnas interiores	Para las columnas interiores
$M_{PLL_i} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$	$M_{PLT_i} := 2664.1073 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$
$M_{PTL_i} := 4024.49 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$	$M_{PTT_i} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$
$V_{PLL_i} := 190.791 \text{ kip}$	$V_{PLT_i} := 0 \text{ kip}$
$V_{PTL_i} := 0 \text{ kip}$	$V_{PTT_i} := 159.0 \text{ kip}$

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

Tabla VI. Periodos obtenidos con la herramienta CSI Bridge para el puente

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
MODAL	Mode	1	2.340415
MODAL	Mode	2	2.264135
MODAL	Mode	3	1.921658
MODAL	Mode	4	0.454306
MODAL	Mode	5	0.315886
MODAL	Mode	6	0.285191
MODAL	Mode	7	0.223998
MODAL	Mode	8	0.203933
MODAL	Mode	9	0.161039
MODAL	Mode	10	0.148557
MODAL	Mode	11	0.114166
MODAL	Mode	12	0.101729

Fuente: elaboración propia.

A fin de poder comparar, se presentan los resultados obtenidos, asignando soportes tradicionales de caucho y placas de acero. Esto permitirá conocer la diferencia cortante en el pilar principal; factor fundamental por el cual se realiza el aislamiento, en el cual se busca mejorar su desempeño estructural. Para este modelo fue necesario calcular la rigidez de las almohadillas elastómericas del puente sin aislamiento. Este cálculo se realizó según la siguiente formulación. (Gonzalez, 2019)

Tabla VII. Rigidez de apoyos elastoméricos

Rigidez de apoyos elastoméricos	$K_H = \frac{GA}{h_r}$				
Dimensiones Propuestas:					
W=	400	mm	Transversal a eje de Puente		
L=	400	mm	Paralela a eje de Puente		
A=	160000	mm ²	Cumple		
Revisión Esfuerzo Compresión Carga Servicio					
G=	0.9	Shore A 60	MPa	0.0918	kgf/mm ²
h _r propuesto=	150	mm			
	97.92	kgf/mm			
	5.48352	kip/in	Estríbos		
Rigidez de apoyos elastoméricos					
Dimensiones Propuestas:					
W=	600	mm	Transversal a eje de Puente		
L=	600	mm	Paralela a eje de Puente		
A=	360000	mm ²	Cumple		
Revisión Esfuerzo Compresión Carga Servicio					
G=	0.9	Shore A 60	MPa	0.0918	kgf/mm ²
h _r propuesto=	200	mm			
	165.24	kgf/mm			
	9.25344	kip/in	Pila intermedia		

Fuente: elaboración propia.

Figura 33. **Momentos y cortantes obtenidos para las pilas transversales con la estructura sin aislamiento**

Sentido longitudinal	Sentido transversal
$M_{PLL_e} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$	$M_{PLT_i} := 5385.9563 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$
$M_{PTL_e} := 5727.07 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$	$M_{PTT_i} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$
$V_{PLL_e} := 249.245 \text{ kip}$	$V_{PLT_i} := 0 \text{ kip}$
$V_{PTL_e} := 0 \text{ kip}$	$V_{PTT_i} := 233.543 \text{ kip}$
Cortante de fluencia	$C := 210.228 \text{ kip}$

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

Tabla VIII. Periodos obtenidos con la herramienta de CSI Bridge para el puente sin aislamiento

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
MODAL	Mode	1	1.189311
MODAL	Mode	2	1.173396
MODAL	Mode	3	0.893605
MODAL	Mode	4	0.416775
MODAL	Mode	5	0.31565
MODAL	Mode	6	0.284946
MODAL	Mode	7	0.223896
MODAL	Mode	8	0.186801
MODAL	Mode	9	0.157172
MODAL	Mode	10	0.142963
MODAL	Mode	11	0.113378
MODAL	Mode	12	0.10086

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Desplazamientos obtenidos para la estructura sin aislamiento

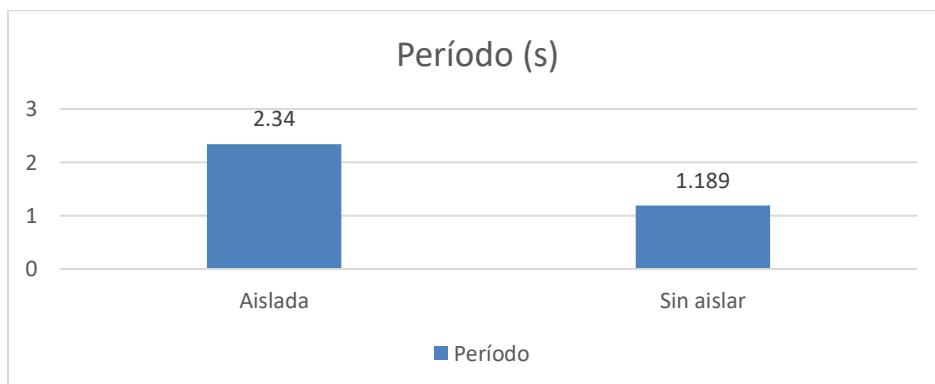
Sentido longitudinal	Sentido transversal
Estríbos	Estríbos
$d_1 := 0.4383 \text{ in}$	$d_1 := 0.44 \text{ in}$
Pila intermedia	Pila intermedia
$d_2 := 0.3451 \text{ in}$	$d_2 := 0.3274 \text{ in}$

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.

3.2 Comparativa de los resultados para sistemas de tableros sin sistema de aislamiento, y los obtenidos para sistemas de aislamiento FPS

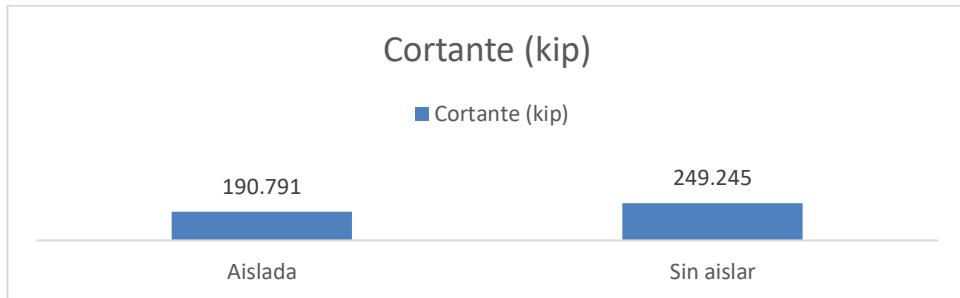
Se consideran como parámetros sumamente importantes el período de la estructura, y la fuerza cortante presente en la pila, ya que esta es la encargada de medir el desempeño de la estructura.

Figura 35. Período de la estructura



Fuente: elaboración propia.

Figura 36. Cortante en las pilas



Fuente: elaboración propia.

Figura 37. Desplazamiento en los soportes



Fuente: elaboración propia

El análisis comparativo muestra un incremento porcentual de 96.80 % esto evidencia que el aislamiento es un método efectivo para el alargamiento del período. Este incremento conlleva a una reducción de las demandas de aceleración en el espectro; adicionalmente se tiene el aporte del factor de amortiguamiento que disminuye las aceleraciones en todos los puntos mayores al 80 % del período efectivo de la estructura. Este efecto lleva consigo una disminución del cortante de 23.45 %, con lo que se consigue dejar la estructura en el rango elástico; aun cuando la estructura sin aislamiento se analizó con un factor de reducción de respuesta $R=1.5$, lo que conllevaba a la disminución de las aceleraciones de diseño. Finalmente, la implicación de esta mejora será el incremento de los desplazamientos, que en este caso del 1500.41% para la estructura aislada, que ahora deformará más de 5.5".

3.3 Verificación de la hipótesis

Utilizar sistemas de protección sísmica en diseño de puentes, mejorando su comportamiento frente a aquellos diseñados y construidos basados en la ductilidad de los materiales; permitirá reducir el riesgo de daños por sismo y mejorar la resiliencia sísmica. Esto pudo corroborarse utilizando métodos de análisis simplificado de GSID 4 de AASHTO, implementando los espectros de aceleración de AGIES NSE2 2018, y la elaboración de modelos FEM con la herramienta CSI Bridge.

Al verificar la eficacia del mejoramiento en el desempeño sísmico de puentes con aislamiento mediante FPS, se puede notar cómo estos mejoran su resiliencia sísmica, ya que en el ejemplo trabajado la pila intermedia del puente trabajado pasa de trabajar de manera dúctil, generando daño a la estructura; a un punto en el cual esta se comporta en el rango elástico. Esta mejora permitiría que el puente siga completamente operativo posterior a un evento sísmico de gran magnitud.

CONCLUSIONES

1. La inclusión de aisladores de tipo friccionante consigue incrementar el período de la estructura satisfactoriamente hasta el rango en el cual se incrementa el amortiguamiento efectivo en el espectro de diseño.
2. Un puente de tablero de vigas con pilas intermedias puede satisfactoriamente pasar de un rango de desempeño dúctil con daño en un sismo, a uno plenamente operativo, añadiendo aisladores de tipo friccionante como soportes hacia la subestructura.
3. La propuesta de solución con aisladores de tipo friccionante permiten hacer reparaciones en puentes existentes, así como en puentes nuevos. Siendo una alternativa viable para mejorar el desempeño sísmico en el eje longitudinal y transversal de tableros de puentes.
4. La calibración del método de GSID-4 muestra resultados satisfactorios al incluir el espectro AGIES NSE-2 2018. Permitiendo calcular los parámetros de diseño a través del análisis de tipo analítico y su contraparte con análisis por medio de elemento finito.
5. La rigidez de fluencia de los aisladores de tipo friccionante es suficiente para soportar sin desplazamiento apreciable las cargas de viento en puentes de tipo tablero de hasta 50 metros con la configuración propuesta.

RECOMENDACIONES

1. Debido al incremento en el desplazamiento en los puentes es sumamente importante estudiar la metodología de diseño para las juntas requeridas en el pavimento, a fin de permitir que se implemente esta alternativa de manera viable.
2. Continuar con el estudio presentado, elaborando estudios con análisis tiempo-historia a fin de conocer si el método propuesto es muy conservador o se encuentra subestimando los desplazamientos esperados.
3. Elaborar estudios con la metodología presentada para puentes con esviaje y conocer sus implicaciones en el método presentado.
4. Puesto que, la metodología de análisis no incluye la posible inclusión de amortiguadores adicionales que regresen el puente a su posición de inicio, es viable elaborar estudios que presenten dicha alternativa.

REFERENCIAS

1. AASHTO. (2014). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design.* (4^a edición). Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
2. AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.* Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
3. Acevedo, J. A. (2015). *Análisis de una edificación mediante un sistema propuesto de Aislamiento Sísmico del Tipo Péndulo Friccional.* Lima, Perú: Universidad Ricardo Palma.
4. AGIES. (2018). *Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio.* Guatemala: AGIES.
5. Alemán García, L. J., y Naranjo Quimbiulco, L. F. (2011). *Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón Armado Mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS.* Ecuador: Escuela politécnica del ejército.
6. Alvizures, A. (25 de marzo de 2019). *Radio TGW.* Guatemala: Bobierno de Guatemala. Recuperado de <https://radiotgw.gob.gt/realizan-refuerzo-de-losa-en-el-puente-belice/>

6. Buckle, I. (2012). *Seismic Isolation Design Examples -An Update*. Austin TX: University of Nevada .
7. Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Decleli, M., y Ghasemi, H. (2006). *Seismic Isolation of Highway Bridges*. New York: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
8. Chen, W.-F., y Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook Second Editiion Substructure Design*. Florida, US: CRC Press.
9. Chopra, A. K. (2020). *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*. California: Pearson.
10. Dynamic Isolation Systems. (23 de octubre de 2020). *Products Base Isolators*. [Mensaje en un blog]. Recuperado de http://www.dis-inc.com/products.html#sliding_isolators
11. FIP Industriale. (23 de octubre de 2020). *Curved Surface Sliders*. [Mensaje en un blog]. Recuperado de <http://www.sismica.cl/sis/wp-content/uploads/2015/08/S04-FIP-FIPD-en.pdf>
12. Gómez, T. (2019). *Estudio de la respuesta sísmica de un puente carretero ubicado en el estado de Oaxaca con apoyos elastoméricos*. Ciudad de México: UNAM.
13. Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., y Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la investigación*. México D.F.: McGraw-Hill.

14. Hoon Moon, K., Whan Han, S., y Seok Lee, C. (junio 2017). Seismic retrofit design method using friction damping systems for old. *Engineering Structures*, (146)105-117.
15. Kelly, T. E. (2001). *Base Isolation of Structures*. Wellington, Nueva Zelanda: Holmes Consulting Group Ltd.
16. Krishnamoorthy, A. (febrero 2010). Seismic Isolation of Bridges Using Variable Frequency. *Structural Engineering International*, 3 (2) 178-184.
17. Low , S., Zayas, V., y Mahin, S. (octubre 1990). A simple pendulum technique for achieving seismic isolation. *Earthquake Spectra*, 1 (6) 317-333.
18. Mageba Group. (2020). *Seismic reference projects – worldwide*. Suiza: Mageba.
19. Mekano MK4. (23 de octubre de 2020). *Productos* . [Mensaje en un blog]. Recuperado de <https://www.mekano4.com/es/productos/aparatos-de-apoyos/>
20. Ministerio de Transportes y Caminos del Perú. (2003). *Manual de diseño de Puentes*. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Dirección de Normatividad Vial.
21. Molina, M., y Jordán, M. (2018). *Resultados de la Inspección Realizada para Conocer la Condición Actual de Puentes Existentes, En la Red de Covial*. Guatemala: Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda.

22. Rodríguez Serquén, A. R. (2017). *Puentes con AASHTO-LRFD 2017* (7^a edición). Perú: Prometeo Desencadenado.
23. Roussis, P., Constantinou, M., Erdik, M., Durukal, E., y Dicleli, M. (2002). *Assessment of Performance of Bolu Viaduct*. Nueva York, US: University at Buffalo, State University of New York.
24. Villaverde, R. (2009). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Florida, US: CRC Press.

APÉNDICES

Apéndice 1. Metodología diseño GSID transversal

Número de soportes	$m := 3$
Peso de la superestructura, incluyendo las cargas permanentes	$W_{SS} := 1545.176 \text{ kip}$
	$W_1 := 386.294 \text{ kip}$ Estribo
Peso de la superestructura en cada soporte	$W_2 := 772.588 \text{ kip}$ Soporte
	$W_3 := 386.294 \text{ kip}$ Estribo
Peso participativo de los soportes (a $H/2$ como recomendación)	$W_{PP} := 124.077 \text{ kip}$
Diámetro de las columnas	$D := 1.50 \text{ m}$
	Altura libre de la columna
$W_2 + W_{PP} = 3988.565 \text{ kN}$	$H := 7 \text{ m}$
Peso efectivo	$W_{eff} := W_{SS} + W_{PP} = (1.669 \cdot 10^3) \text{ kip}$
Rigidez de los soportes en sentido longitudinal	$K_{subpier1lon} := 271.505 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$
Rigidez de los soportes en sentido transversal	$K_{subpier1tran} := 271.505 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$
Momento plástico de la columna	$M_{pl} := 4828.082 \text{ ft} \cdot \text{kip}$
Capacidad de desplazamiento de las juntas (para expansión térmica y otros)	$\delta_{cap} := 9 \text{ in}$
Parámetros de aceleración	$S_{DS} := 1.53$ $S_{D1} := 0.68$
Requerimiento del desempeño para que la columna permanezca elástica	$C := \frac{M_{pl}}{H} = 210.228 \text{ kip}$

Continuación apéndice 1.

Ejemplo de diseño con el método simplificado

Paso B1.1

(1) B2.4.2.1.1 Desplazamiento de la estructura

$$\text{Artículo C7.1} \quad d = \frac{9.79 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L} \quad d := 10 \text{ in} \cdot S_{D1} = 6.8 \text{ in} \quad d := 7 \text{ in}$$

Para
convergencia
B1.12

(2) Resistencia característica Qd (se toma 5% del peso de la estructura)

$$Q_d := 0.05 \cdot W_{SS} = 77.259 \text{ kip}$$

(3) Rígidez post fluencia

$$\text{Artículo 12.2} \quad K_{dmin} > \frac{0.025 \cdot W}{d} \quad K_d := 0.1 \cdot \frac{W_{SS}}{\delta_{cap}} = 17.169 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

La experiencia a demostrado que utilizar 2 veces el valor mínimo es una buena iteración inicial)

Paso B1.1

Calcular la resistencia característica y la rígidez post-elástica del sistema de aislamiento en cada soporte, distribuyendo Qd y Kd como una proporción de la carga muerta aplicada en cada soporte)

$$Q_{d1} := Q_d \cdot \frac{W_1}{W_{SS}} = 19.315 \text{ kip} \quad K_{d1} := K_d \cdot \frac{W_1}{W_{SS}} = 4.292 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d2} := Q_d \cdot \frac{W_2}{W_{SS}} = 38.629 \text{ kip} \quad K_{d2} := K_d \cdot \frac{W_2}{W_{SS}} = 8.584 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d3} := Q_d \cdot \frac{W_3}{W_{SS}} = 19.315 \text{ kip} \quad K_{d3} := K_d \cdot \frac{W_3}{W_{SS}} = 4.292 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B1.3

Calcular la rígidez efectiva para cada uno de los soportes, tomando en cuenta la rígidez de cada uno de los dispositivos de aislamiento y la de la subestructura (MCEER, 2006)

Para los abutments se tomó un valor mayor como recomendación del código

$$K_{supabtion} := 10000 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Continuación apéndice 1.

$$\alpha_1 := \frac{K_{d1} \cdot d + Q_{d1}}{K_{supabtion} \cdot d - Q_{d1}} = 7.053 \cdot 10^{-4}$$

$$\alpha_2 := \frac{K_{d2} \cdot d + Q_{d2}}{K_{subpier1tran} \cdot d - Q_{d2}} = 5.302 \cdot 10^{-2}$$

$$\alpha_3 := \frac{K_{d3} \cdot d + Q_{d3}}{K_{supabtion} \cdot d - Q_{d3}} = 7.053 \cdot 10^{-4}$$

Ahora obtenemos la rigidez efectiva

$$K_{eff1} := \frac{\alpha_1 \cdot K_{supabtion}}{1 + \alpha_1} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff2} := \frac{\alpha_2 \cdot K_{subpier1tran}}{1 + \alpha_2} = 13.671 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff3} := \frac{\alpha_3 \cdot K_{supabtion}}{1 + \alpha_3} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B1.4 Rrigidez efectiva total del puente

$$K_{eff} := K_{eff1} + K_{eff2} + K_{eff3} = 27.767 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B1.5 Desplazamiento del sistema de aislamiento en cada soporte

$$d_{isol1} := \frac{d}{1 + \alpha_1} = 6.995 \text{ in}$$

$$d_{isol2} := \frac{d}{1 + \alpha_2} = 6.648 \text{ in}$$

$$d_{isol3} := \frac{d}{1 + \alpha_3} = 6.995 \text{ in}$$

Paso B1.6 Rrigidez del sistema de aislamiento en cada uno de los soportes

$$K_{isol1} := \frac{Q_{d1}}{d_{isol1}} + K_{d1} = 7.053 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol2} := \frac{Q_{d2}}{d_{isol2}} + K_{d2} = 14.395 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol3} := \frac{Q_{d3}}{d_{isol3}} + K_{d3} = 7.053 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

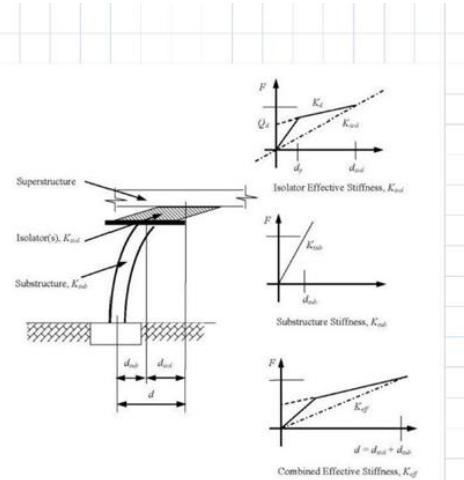


Figure B2.4.2.1.3-1—Combined Effective Stiffness of Bilinear Isolator and Linear Supporting Substructure

Continuación apéndice 1.

Paso B1.7 Desplazamiento de la subestructura en cada uno de los soportes

$$d_{sub1} := d - d_{isol1} = 0.005 \text{ in}$$

$$d_{sub2} := d - d_{isol2} = 0.352 \text{ in}$$

$$d_{sub3} := d - d_{isol3} = 0.005 \text{ in}$$

Paso B1.8 Fuerza lateral en cada elemento de la subestructura

$$F_{sub1} := K_{supabtion} \cdot d_{sub1} = 49.339 \text{ kip}$$

$$F_{sub2} := K_{supabtion} \cdot d_{sub2} = 95.694 \text{ kip}$$

$$F_{sub4} := K_{supabtion} \cdot d_{sub3} = 49.339 \text{ kip}$$

Paso B1.9 Fuerza cortante en cada soporte

$$n_{cols} := 1$$

$$F_{col2} := \frac{F_{sub2}}{n_{cols}} = 95.694 \text{ kip}$$

Dado que son 1 columnas en
cada uno de los soportes

$$F_{col2} = 95.694 \text{ kip}$$

$$C = 210.228 \text{ kip}$$

Paso B1.10 Calculo del período efectivo y la relación de amortiguamiento

$$T_{eff} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \cdot K_{eff}}} = 2.479 \text{ s}$$

$d_y := 0 \text{ in}$ Desplazamiento de fluencia del sistema de disipación

$$\xi := \frac{2 \cdot (Q_{d1} \cdot (d_{isol1} - d_y) + Q_{d2} \cdot (d_{isol2} - d_y) + Q_{d3} \cdot (d_{isol3} - d_y))}{\pi \cdot (K_{eff1} \cdot (d_{isol1} + d_{sub1})^2 + K_{eff2} \cdot (d_{isol2} + d_{sub2})^2 + K_{eff3} \cdot (d_{isol3} + d_{sub3})^2)}$$

$$\xi = 0.199 \quad \text{Eq. 7.1-10} \quad \xi = \frac{2 \sum_j [Q_d (d_i - d_y)]}{\pi \sum_j [K_{effj} (d_i + d_{sub})^2]}$$

Paso B1.11 Factor de amortiguamiento

$$\text{Ecuación 7.1-3} \quad B_L := \text{if} \left(\xi < 0.3, \left(\frac{\xi}{0.05} \right)^{0.3}, 1.7 \right) = 1.514$$

$$\text{Ecuación 7.1-4} \quad d := \frac{9.79 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L} \cdot \frac{\text{in}}{\text{s}} = 10.904 \text{ in}$$

Continuación apéndice 1.

Paso B1.12 Se debe iterar el desplazamiento obtenido desde el inciso B1.1

Se debe verificar un espaciamiento mínimo según el artículo B2.4.2.1.1

$$\frac{8 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L} \cdot \frac{\text{in}}{\text{s}} = 8.91 \text{ in}$$

Paso B2

Análisis multimodal espectral

$n := 6$

Número de aisladores en cada soporte concuerda con el número de vigas

Paso B2.1 Resistencia característica de cada uno de los aisladores

$$Q_{d1} := \frac{Q_{d1}}{n} = 3.219 \text{ kip}$$

$$K_{d1} := \frac{K_{d1}}{n} = 0.715 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d2} := \frac{Q_{d2}}{n} = 6.438 \text{ kip}$$

$$K_{d2} := \frac{K_{d2}}{n} = 1.431 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d3} := \frac{Q_{d3}}{n} = 3.219 \text{ kip}$$

$$K_{d3} := \frac{K_{d3}}{n} = 0.715 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B2.2 Rígidez inicial y desplazamiento de fluencia

(1) Para aisladores friccionantes

(1) For friction-based isolators: $K_{u,i} = \infty$ and $d_{y,i} = 0$.

Verificado en las columnas

(2) For other types of isolators, and in the absence of isolator-specific information, take

Ecuación B2.4.2.2-1

$$K_{ui} := 10 \cdot K_{d2} = 14.307 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$d_{yi} := \frac{Q_{d2}}{K_{ui} - K_{d2}} = 0.5 \text{ in}$$

Se puede iterar para la relación de amortiguamiento

$n = 6 \quad \xi = 0.199$

$d_y := d_{yi}$

Desplazamiento de fluencia del sistema de disipación

$$\xi_1 := \frac{2 \cdot n \cdot (Q_{d1} \cdot (d_{isol1} - d_y) + Q_{d2} \cdot (d_{isol2} - d_y) + Q_{d3} \cdot (d_{isol3} - d_y))}{\pi \cdot (K_{eff1} \cdot (d_{isol1} + d_{sub1})^2 + K_{eff2} \cdot (d_{isol2} + d_{sub2})^2 + K_{eff3} \cdot (d_{isol3} + d_{sub3})^2)}$$

$\xi_1 = 0.229$

$$\frac{\xi_1}{\xi} = 1.148$$

El efecto del amortiguamiento es poco, adicionalmente no afecta el cálculo del desplazamiento

Continuación apéndice 1.

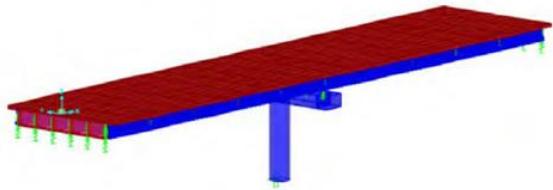
Paso B2.3 Rígidez efectiva de los aisladores

$$K_{isol1} := \frac{K_{isol1}}{n} = 1.176 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol2} := \frac{K_{isol2}}{n} = 2.399 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol4} := \frac{K_{isol3}}{n} = 1.176 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B2.4 Elaboración de un modelo tridimensional



La rigidez de cada aislador a asignarse en el software es la obtenida en el punto B2.3

Paso B2.5 Diseño de respuesta compuesta

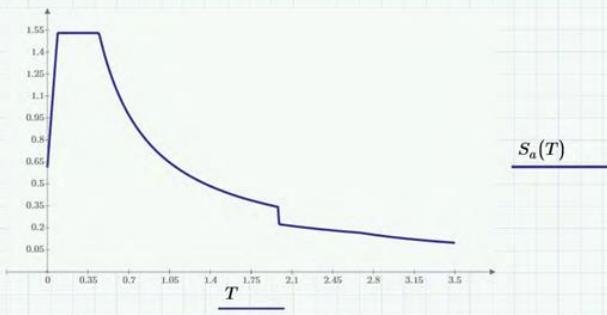
Todos los valores mayores a 0.8 veces el período efectivo deben dividirse por

$$B_L = 1.514$$

$$0.8 \cdot T_{eff} = 1.983 \text{ s} \quad T_{eff} = 2.479 \text{ s}$$

Paso B2.6 Análisis multimodal con elemento finito

Se deben realizar los análisis multimodales para verificar que exista correspondencia teórica



Continuación apéndice 1.

Propiedades modales obtenidas en el análisis	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
MODAL	Mode		1	2.340415
MODAL	Mode		2	2.33066
MODAL	Mode		3	1.923172
MODAL	Mode		4	0.454308
MODAL	Mode		5	0.315891
MODAL	Mode		6	0.285195
MODAL	Mode		7	0.223999
MODAL	Mode		8	0.204511
MODAL	Mode		9	0.161039
MODAL	Mode		10	0.148733
MODAL	Mode		11	0.114166
MODAL	Mode		12	0.101729

Desplazamientos obtenidos en el análisis por FEM

$$d_{isol_1} := 6.279 \text{ in} \quad d_{isol1} = 6.995 \text{ in} \quad \frac{d_{isol_1} - d_{isol1}}{d_{isol_1}} = -11.404\%$$

$$d_{isol_2} := 5.5231 \text{ in} \quad d_{isol2} = 6.648 \text{ in} \quad \frac{d_{isol_2} - d_{isol2}}{d_{isol_2}} = -20.359\%$$

$$d_{isol_3} := 6.279 \text{ in} \quad d_{isol3} = 6.995 \text{ in} \quad \frac{d_{isol_3} - d_{isol3}}{d_{isol_3}} = -11.404\%$$

Paso B2.7 Chequeo de convergencia

Chequeamos que el desplazamiento no sea muy distinto al asumido y procedemos, en este caso difieren en más de un 5% por lo tanto hay que iterar el análisis

Paso B2.8 Actualizamos la rigidez del aislador Kisol,i Keff,j amortiguamiento y BL

$$K_{isol_1} := \frac{Q_{d1}}{d_{isol_1}} + K_{d1} = 1.228 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol_2} := \frac{Q_{d2}}{d_{isol_2}} + K_{d2} = 2.596 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol_3} := \frac{Q_{d3}}{d_{isol_3}} + K_{d3} = 1.228 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Iteramos para Keff,j amortiguamiento y BL

$$K_{eff_1} := \frac{K_{supabtion} \cdot n \cdot K_{isol_1}}{K_{supabtion} + n \cdot K_{isol_1}} = 7.363 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad K_{eff1} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff_2} := \frac{K_{subpier1lon} \cdot n \cdot K_{isol_2}}{K_{subpier1lon} + n \cdot K_{isol_2}} = 14.733 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad K_{eff2} = 13.671 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff_3} := \frac{K_{supabtion} \cdot n \cdot K_{isol_3}}{K_{supabtion} + n \cdot K_{isol_3}} = 7.363 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad K_{eff3} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Continuación apéndice 1.

Para el amortiguamiento

$$\xi_{-1} := \frac{2 \cdot n \cdot (Q_{d1} \cdot (d_{isol_1} - d_y) + Q_{d2} \cdot (d_{isol_2} - d_y) + Q_{d3} \cdot (d_{isol_3} - d_y))}{\pi \cdot (K_{eff_1} \cdot (d_{isol_1} + d_{sub1})^2 + K_{eff_2} \cdot (d_{isol_2} + d_{sub2})^2 + K_{eff_3} \cdot (d_{isol_3} + d_{sub3})^2)} = 0.244$$

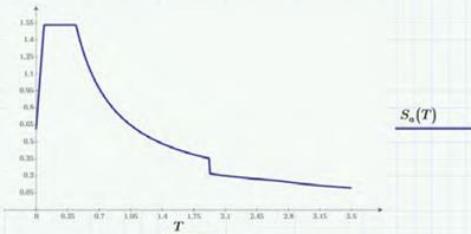
Ecuación 7.1-3

$$B_L := \text{if}\left(\xi_{-1} \leq 0.3, \left(\frac{\xi_{-1}}{0.05}\right)^{0.3}, 1.7\right) = 1.608$$

$$K_{eff_} := K_{eff_1} + K_{eff_2} + K_{eff_3} = 29.459 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$T_{eff} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \cdot K_{eff_}}} = 2.407 \text{ s}$$

Se actualiza el espectro de respuesta



OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
MODAL	Mode	1	2.297779
MODAL	Mode	2	2.264135
MODAL	Mode	3	1.894453
MODAL	Mode	4	0.453526
MODAL	Mode	5	0.315886
MODAL	Mode	6	0.285191
MODAL	Mode	7	0.223997
MODAL	Mode	8	0.203933
MODAL	Mode	9	0.160968
MODAL	Mode	10	0.148557
MODAL	Mode	11	0.114153
MODAL	Mode	12	0.101719

Paso 2.6 Análisis modal segunda iteración

$$d_{isol_1'} := 6.2843 \text{ in}$$

$$d_{isol_1} = 6.279 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_1'} - d_{isol_1}}{d_{isol_1'}} = 0.084\%$$

$$d_{isol_2'} := 5.5174 \text{ in}$$

$$d_{isol_2} = 5.523 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_2'} - d_{isol_2}}{d_{isol_2'}} = -0.103\%$$

$$d_{isol_3'} := 6.2843 \text{ in}$$

$$d_{isol_3} = 6.279 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_3'} - d_{isol_3}}{d_{isol_3'}} = 0.084\%$$

Continuación apéndice 1.

Paso 2.7 Chequeo de convergencia

Se chequea el porcentaje y verificamos que esta sea aceptable, en este caso es menor al 1% por lo tanto consideramos que es suficiente para continuar

Paso B2.9 Desplazamientos de la superestructura y el aislador

Viene del análisis

Los desplazamientos de la superestructura en el sentido longitudinal XL y en el sentido transversal son

$$x_L := 6.2843 \text{ in} \quad y_L := 0 \text{ in}$$

Los desplazamientos del aislador en el sentido longitudinal UL y transversal VL son

Estríbos $u_L := 6.2843 \text{ in} \quad v_L := 0 \text{ in}$

Pilas intermedias $u_L := 5.5174 \text{ in} \quad v_L := 0 \text{ in}$

Todos los aisladores en el mismo soporte comparten los mismos desplazamientos

Paso B2.10

Los momentos máximos y las fuerzas cortantes en la dirección longitudinal MPLL, VPLL y en la dirección transversal MPTL y VPTL son

Para las columnas exteriores

$$M_{PLL_e} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_{PTL_e} := 4024.49 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$V_{PLL_e} := 190.791 \text{ kip}$$

$$V_{PTL_e} := 0 \text{ kip}$$

Para las columnas interiores

$$M_{PLL_i} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_{PTL_i} := 4024.49 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$V_{PLL_i} := 190.791 \text{ kip}$$

$$V_{PTL_i} := 0 \text{ kip}$$

Continuación apéndice 1.

Paso B2.11 Fuerzas cortantes y axiales del aislador para los estribos y para las pilas intermedias



Paso B2.4.3 Paso C

Analizar el puente para la carga sísmica en la dirección transversal

Se repiten los resultados en B1 y B2 en los artículos B2.4.2.2 y B2.4.2.2 (Método simplificado y método modal espectral)

$$T_{eff} := 2.43 \text{ s}$$

$$x_T := 0 \text{ in} \quad y_T := 6.499 \text{ in}$$

Los desplazamientos en el sentido longitudinal u_T y transversal v_T son los siguientes

$$\text{Estripos} \quad u_T := 0 \text{ in} \quad v_T := 6.499 \text{ in}$$

$$\text{Pilas intermedias} \quad u_T := 0 \text{ in} \quad v_T := 5.909 \text{ in}$$

Los momentos máximos y las fuerzas cortantes en la dirección longitudinal MPLL, VPPL y en la dirección transversal MPTL y VPTL son

Para las columnas exteriores

$$M_{PLT_e} := 2664.1073 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$M_{PTT_e} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$V_{PLT_e} := 0 \text{ kip}$$

$$V_{PTT_e} := 159.0 \text{ kip}$$

Para las columnas interiores

$$M_{PLT_i} := 2664.1073 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

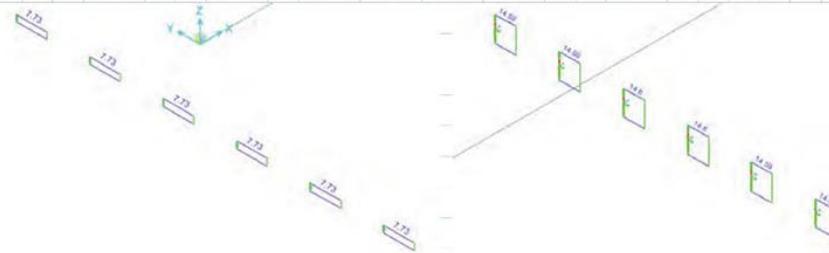
$$M_{PTT_i} := 0 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$V_{PLT_i} := 0 \text{ kip}$$

$$V_{PTT_i} := 159.0 \text{ kip}$$

Continuación apéndice 1.

Paso B2.11 Fuerzas cortantes y axiales del aislador para los estribos y para las pilas intermedias



B2.4.4. Paso D

Calcular los valores de diseño

La combinación a utilizar en la dirección longitudinal y transversal es 1.0 L + 0.3 T y 0.3 L + 1.0 T estas se dan en LRFD artículo 3.10.8 para obtener los valores de diseño para el aislador y los desplazamientos de la superestructura, momentos en columnas, y cortantes.

Se chequea que el desempeño se satisfaga

B2.4.4.1 Paso D1: Diseño de los desplazamientos del aislador

Caso de carga 1

$$u_L = 5.517 \text{ in}$$

$$u_1 := u_L + 0.3 \cdot u_T = 5.517 \text{ in}$$

$$\nu_1 := \nu_L + 0.3 \cdot \nu_T = 1.773 \text{ in}$$

$$R_1 := \sqrt{u_1^2 + \nu_1^2} = 5.795 \text{ in}$$

Caso de carga 2

$$u_2 := 0.3 \cdot u_L + u_T = 1.655 \text{ in}$$

$$\nu_2 := 0.3 \cdot \nu_L + \nu_T = 5.909 \text{ in}$$

$$R_2 := \sqrt{u_2^2 + \nu_2^2} = 6.136 \text{ in}$$

Caso governante

$$d_t := \max(R_1, R_2) = 6.136 \text{ in}$$

Continuación apéndice 1.

B2.4.4.2 Paso D2: Momentos y cortantes de diseño

Caso de carga 1

$$V_{PL1} := V_{PLL,e} + 0.3 \cdot V_{PLT,e} = 190.791 \text{ kip}$$

$$V_{PT1} := V_{PTL,e} + 0.3 \cdot V_{PTT,e} = 47.7 \text{ kip}$$

$$R_1 := \sqrt{V_{PL1}^2 + V_{PT1}^2} = 196.663 \text{ kip}$$

Caso de carga 2

$$V_{PL2} := 0.3 \cdot V_{PLL,e} + V_{PLT,e} = 57.237 \text{ kip}$$

$$V_{PT2} := 0.3 \cdot V_{PTL,e} + V_{PTT,e} = 159 \text{ kip}$$

$$R_2 := \sqrt{V_{PL2}^2 + V_{PT2}^2} = 168.988 \text{ kip}$$

Cortante gobernante en columna

Máximo cortante para comportamiento elástico

$$V := \max(R_1, R_2) = 196.663 \text{ kip} \quad C = 210.228 \text{ kip}$$

if($V < C$, "Comportamiento elástico", "Se alcanza fluencia") = "Comportamiento elástico"

B2.4.5 Paso E. Diseño del aislador friccionante esférico

B2.4.5.1. Paso E1. Propiedades requeridas

$$Q_{d2} = 6.438 \text{ kip} \quad \text{Reacción del aislador, como aporte del total}$$

$$K_{d2} = 1.431 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad P_{DL} := \frac{0.5 \cdot W_{SS}}{n} = 128.765 \text{ kip} \quad n = 6$$

$$d_t = 6.136 \text{ in}$$

$$P_{LL} := 80 \text{ kip} \quad \text{Máxima carga viva del análisis}$$

$$P_{WL} := 4.579 \text{ kip} \quad \text{Máxima carga viva de viento}$$

if($P_{WL} \leq Q_{d2}$, "Ok", "No Ok") = "Ok"

B2.4.5.2 Dimensiones del aislador

B2.4.5.2.1 Paso E2.1 Radio de curvatura del aislador

$$R := \text{Ceil}\left(\frac{P_{DL}}{K_{d2}}, 0.25 \text{ in}\right) = 90 \text{ in}$$

Continuación apéndice 1.

B2.4.5.2.2 Paso E2.2. Coeficiente de fricción

$$\mu := \frac{Q_{d2}}{P_{DL}} = 5\%$$

B2.4.5.2.3 Paso E2.3 Selección del material

PTFE Compound (Filled and Unfilled Teflon)	Contact Pressure, σ_c (psi)	μ (%)
Unfilled (UF)	1,000	11.93
	2,000	8.70
	3,000	7.03
	6,500	5.72
Glass-filled 15% by weight (15GF)	1,000	14.61
	2,000	10.08
	3,000	8.49
	6,500	5.27
Glass-filled 25% by weight (25GF)	1,000	13.20
	2,000	11.20
	3,000	9.60
	6,500	5.89

Se selecciona 15GF con una presión de contacto de 6500 psi

$$\sigma_c := 6500 \text{ psi}$$

B2.4.5.2.4 Paso E2.4 Diámetro del disco para la presión de contacto

$$A_c := \frac{P_{DL}}{\sigma_c} = 19.81 \text{ in}^2$$

$$d_d := \text{Ceil} \left(\sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}}, 0.25 \text{ in} \right) = 5.25 \text{ in}$$

B2.4.5.2.5 Paso E2.5 Diámetro del aislador

$$\Delta := 2 \cdot d_d = 12.273 \text{ in}$$

$$L_{chord} := 2 \cdot \left(\Delta + \frac{d_d}{2} \right) = 29.796 \text{ in}$$

$$s := 1.5 \text{ in} \quad \text{Ancho del hombro de la placa concava}$$

$$B := \text{Ceil} (L_{chord} + 2 \cdot s, 0.25 \text{ in}) = 33 \text{ in}$$

B2.4.5.2.6 Paso E2.6 Altura del aislador,

B2.4.5.2.6a Paso E2.6.1 Altura

$$h := \frac{(L_{chord})^2}{8 \cdot R} = 1.233 \text{ in}$$

Continuación apéndice 1.

B2.4.5.2.6b Paso E2.6.2 Espesor de garganta

Asumimos una presión de contacto segura, al rededor de 1/3 de sigma c

$$\sigma_{bearing} := \frac{1}{3} \cdot \sigma_c = 2.167 \text{ ksi}$$

$$A_b := \frac{P_{DL} + P_{LL}}{\sigma_{bearing}} = 96.353 \text{ in}^2$$

$$d_b := \sqrt{\frac{4 \cdot A_b}{\pi}} = 11.076 \text{ in}$$

$$t := \text{Ceil}(0.5 \cdot (d_b - d_d), 0.25 \text{ in}) = 3 \text{ in}$$

B2.4.5.2.6 c. Paso E2.6.3

Altura total

$$T_1 := h + t = 4.233 \text{ in}$$

$$T := 2.25 \text{ in}$$

$$T_2 := 2.25 \text{ in}$$

Depende del socket

$$H := \text{Ceil}(T_1 + T_2, 0.25 \text{ in}) = 6.5 \text{ in}$$

B2.4.5.3 Paso E3 Resumen de diseño

$$B = 33 \text{ in}$$

Diámetro general

$$B = 83.82 \text{ cm}$$

$$H = 6.5 \text{ in}$$

Altura general

$$H = 16.51 \text{ cm}$$

$$R = 90 \text{ in}$$

Radio de la placa concava

$$R = 228.6 \text{ cm}$$

Material 15% GF presión de contacto 6500 psi

$$d_d = 5.25 \text{ in}$$

Diámetro del disco PTFE

$$d_d = 13.335 \text{ cm}$$

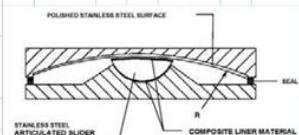
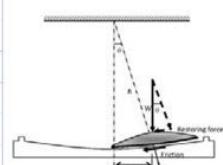


Figure B2.4.5-1—Typical Section of a Concave Friction Isolator



Continuación apéndice 1.

Número de soportes	$m := 3$
Peso de la superestructura, incluyendo las cargas permanentes	$W_{SS} := 1545.176 \text{ kip}$
	$W_1 := 386.294 \text{ kip}$ Estribo
Peso de la superestructura en cada soporte	$W_2 := 772.588 \text{ kip}$ Soporte
	$W_3 := 386.294 \text{ kip}$ Estribo
Peso participativo de los soportes (a H/2 como recomendación)	$W_{PP} := 124.077 \text{ kip}$
Diámetro de las columnas	$D := 1.50 \text{ m}$
	Altura libre de la columna
	$H := 7 \text{ m}$
Peso efectivo	$W_{eff} := W_{SS} + W_{PP} = (1.669 \cdot 10^3) \text{ kip}$
Rigidez de los soportes en sentido longitudinal	$K_{subpier1lon} := 271.505 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$
Rigidez de los soportes en sentido transversal	$K_{subpier1tran} := 271.505 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$
Momento plástico de la columna	$M_{pl} := 425 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Capacidad de desplazamiento de las juntas (para expansión térmica y otros)	$\delta_{cap} := 9 \text{ in}$
Parámetros de aceleración	$S_{DS} := 1.53$ $S_{D1} := 0.68$
Requerimiento del desempeño para que la columna permanezca elástica	$C := \frac{M_{pl}}{H} = 6.169 \text{ m} \cdot \text{kip}$

Continuación apéndice 1.

Ejemplo de diseño con el método simplificado

Paso B1.1

(1) B2.4.2.1.1 Desplazamiento de la estructura

Para
convergencia
B1.12

$$\text{Artículo C7.1} \quad d = \frac{9.79 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L} \quad d := 10 \text{ in} \cdot S_{D1} = 6.8 \text{ in} \quad d := 7 \text{ in}$$

(2) Resistencia característica Qd (se toma 5% del peso de la estructura)

$$Q_d := 0.05 \cdot W_{SS} = 77.259 \text{ kip}$$

(3) Rígidez post fluencia

$$\text{Artículo 12.2} \quad K_{dmin} > \frac{0.025 \text{ W}}{d} \quad K_d := 0.10 \cdot \frac{W_{SS}}{\delta_{cap}} = 17.169 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

La experiencia a demostrado que utilizar 2 veces el valor mínimo es una buena iteración inicial)

Paso B1.1

Calcular la resistencia característica y la rígidez post-elástica del sistema de aislamiento en cada soporte, distribuyendo Qd y Kd como una proporción de la carga muerta aplicada en cada soporte)

$$Q_{d1} := Q_d \cdot \frac{W_1}{W_{SS}} = 19.315 \text{ kip}$$

$$K_{d1} := K_d \cdot \frac{W_1}{W_{SS}} = 4.292 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d2} := Q_d \cdot \frac{W_2}{W_{SS}} = 38.629 \text{ kip}$$

$$K_{d2} := K_d \cdot \frac{W_2}{W_{SS}} = 8.584 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d3} := Q_d \cdot \frac{W_3}{W_{SS}} = 19.315 \text{ kip}$$

$$K_{d3} := K_d \cdot \frac{W_3}{W_{SS}} = 4.292 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B1.3

Calcular la rígidez efectiva para cada uno de los soportes, tomando en cuenta la rígidez de cada uno de los dispositivos de aislamiento y la de la subestructura (MCEER, 2006)

Para los abtumens se tomó un valor mayor como recomendación del código

$$K_{supabtion} := 10000 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Continuación apéndice 1.

$$\alpha_1 := \frac{K_{d1} \cdot d + Q_{d1}}{K_{superbation} \cdot d - Q_{d1}} = 7.053 \cdot 10^{-4}$$

$$\alpha_2 := \frac{K_{d2} \cdot d + Q_{d2}}{K_{subpier1lon} \cdot d - Q_{d2}} = 5.302 \cdot 10^{-2}$$

$$\alpha_3 := \frac{K_{d3} \cdot d + Q_{d3}}{K_{superbation} \cdot d - Q_{d3}} = 7.053 \cdot 10^{-4}$$

Ahora obtenemos la rigidez efectiva

$$K_{eff1} := \frac{\alpha_1 \cdot K_{superbation}}{1 + \alpha_1} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff2} := \frac{\alpha_2 \cdot K_{subpier1lon}}{1 + \alpha_2} = 13.671 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff3} := \frac{\alpha_3 \cdot K_{superbation}}{1 + \alpha_3} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B1.4 Rrigidez efectiva total del puente

$$K_{eff} := K_{eff1} + K_{eff2} + K_{eff3} = 27.767 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B1.5 Desplazamiento del sistema de aislamiento en cada soporte

$$d_{isol1} := \frac{d}{1 + \alpha_1} = 6.995 \text{ in}$$

$$d_{isol2} := \frac{d}{1 + \alpha_2} = 6.648 \text{ in}$$

$$d_{isol3} := \frac{d}{1 + \alpha_3} = 6.995 \text{ in}$$

Paso B1.6 Rigidez del sistema de aislamiento en cada uno de los soportes

$$K_{isol1} := \frac{Q_{d1}}{d_{isol1}} + K_{d1} = 7.053 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol2} := \frac{Q_{d2}}{d_{isol2}} + K_{d2} = 14.395 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol3} := \frac{Q_{d3}}{d_{isol3}} + K_{d3} = 7.053 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

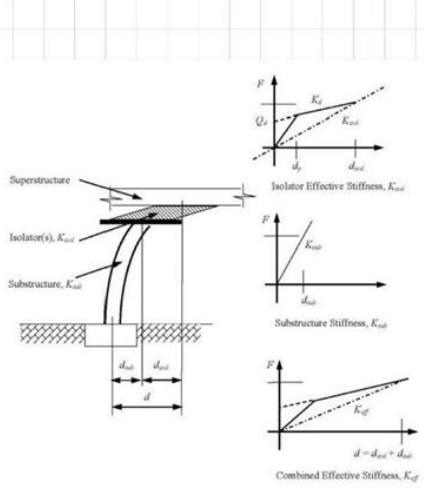


Figure B2.4.2.1.3-1—Combined Effective Stiffness of Bilinear Isolator and Linear Supporting Substructure

Continuación apéndice 1.

Paso B1.7 Desplazamiento de la subestructura en cada uno de los soportes

$$d_{sub1} := d - d_{isol1} = 0.005 \text{ in}$$

$$d_{sub2} := d - d_{isol2} = 0.352 \text{ in}$$

$$d_{sub3} := d - d_{isol3} = 0.005 \text{ in}$$

Paso B1.8 Fuerza lateral en cada elemento de la subestructura

$$F_{sub1} := K_{subpaction} \cdot d_{sub1} = 49.339 \text{ kip}$$

$$F_{sub2} := K_{subpier1lon} \cdot d_{sub2} = 95.694 \text{ kip}$$

$$F_{sub4} := K_{subpaction} \cdot d_{sub3} = 49.339 \text{ kip}$$

Paso B1.9 Fuerza cortante en cada soporte

$$n_{cols} := 1$$

$$F_{col2} := \frac{F_{sub2}}{n_{cols}} = 95.694 \text{ kip}$$

Dado que son 1 columnas en
cada uno de los soportes

$$F_{col2} = 425.668 \text{ kN}$$

$$C = 242.857 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Paso B1.10 Calculo del período efectivo y la relación de amortiguamiento

$$T_{eff} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \cdot K_{eff}}} = 2.479 \text{ s}$$

$d_y := 0 \text{ in}$ Desplazamiento de fluencia del sistema de disipación

$$\xi := \frac{2 \cdot (Q_{d1} \cdot (d_{isol1} - d_y) + Q_{d2} \cdot (d_{isol2} - d_y) + Q_{d3} \cdot (d_{isol3} - d_y))}{\pi \cdot (K_{eff1} \cdot (d_{isol1} + d_{sub1})^2 + K_{eff2} \cdot (d_{isol2} + d_{sub2})^2 + K_{eff3} \cdot (d_{isol3} + d_{sub3})^2)}$$

$$\xi = 0.199 \quad \text{Eq. 7.1-10} \quad \xi = \frac{2 \sum_j [Q_d (d_i - d_y)]}{\pi \sum_j [K_{effj} (d_i + d_{sub})^2]}$$

Paso B1.11 Factor de amortiguamiento

$$\text{Ecuación 7.1-3} \quad B_L := \text{if} \left(\xi < 0.3, \left(\frac{\xi}{0.05} \right)^{0.3}, 1.7 \right) = 1.514$$

$$\text{Ecuación 7.1-4} \quad d := \frac{9.79 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L} \cdot \frac{\text{in}}{\text{s}} = 10.904 \text{ in}$$

Continuación apéndice 1.

Paso B1.12 Se debe iterar el desplazamiento obtenido desde el inciso B1.1

Se debe verificar un espaciamiento mínimo según el artículo B2.4.2.1.1

$$\frac{8 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L} \cdot \frac{\text{in}}{\text{s}} = 8.91 \text{ in}$$

Paso B2

Análisis multimodal espectral

$n := 6$

Número de aisladores en cada soporte concuerda con el número de vigas

Paso B2.1 Resistencia característica de cada uno de los aisladores

$$Q_{d1} := \frac{Q_{d1}}{n} = 3.219 \text{ kip}$$

$$K_{d1} := \frac{K_{d1}}{n} = 0.715 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d2} := \frac{Q_{d2}}{n} = 6.438 \text{ kip}$$

$$K_{d2} := \frac{K_{d2}}{n} = 1.431 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$Q_{d3} := \frac{Q_{d3}}{n} = 3.219 \text{ kip}$$

$$K_{d3} := \frac{K_{d3}}{n} = 0.715 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B2.2 Rígidez inicial y desplazamiento de fluencia

(1) Para aisladores friccionantes

(1) For friction-based isolators: $K_{u,i} = \infty$ and $d_{y,i} = 0$.

Verificado en las columnas

(2) For other types of isolators, and in the absence of isolator-specific information, take

Ecuación B2.4.2.2-1

$$K_{ui} := 10 \cdot K_{d2} = 14.307 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$d_{yi} := \frac{Q_{d2}}{K_{ui} - K_{d2}} = 0.5 \text{ in}$$

Se puede iterar para la relación de amortiguamiento

$n = 6 \quad \xi = 0.199$

$d_y := d_{yi}$

Desplazamiento de fluencia del sistema de disipación

$$\xi_1 := \frac{2 \cdot n \cdot (Q_{d1} \cdot (d_{isol1} - d_y) + Q_{d2} \cdot (d_{isol2} - d_y) + Q_{d3} \cdot (d_{isol3} - d_y))}{\pi \cdot (K_{eff1} \cdot (d_{isol1} + d_{sub1})^2 + K_{eff2} \cdot (d_{isol2} + d_{sub2})^2 + K_{eff3} \cdot (d_{isol3} + d_{sub3})^2)}$$

$\xi_1 = 0.229$

$$\frac{\xi_1}{\xi} = 1.148$$

El efecto del amortiguamiento es poco, adicionalmente no afecta el cálculo del desplazamiento

Continuación apéndice 1.

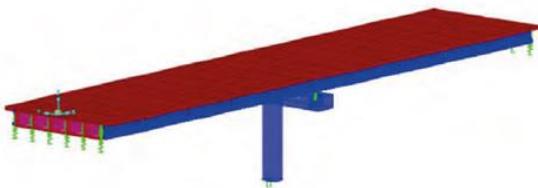
Paso B2.3 Rígidez efectiva de los aisladores

$$K_{isol1} := \frac{K_{isol1}}{n} = 1.176 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol2} := \frac{K_{isol2}}{n} = 2.399 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol4} := \frac{K_{isol4}}{n} = 1.176 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Paso B2.4 Elaboración de un modelo tridimensional



La rigidez de cada aislador a asignarse en el software es la obtenida en el punto B2.3

Paso B2.5 Diseño de respuesta compuesta

Todos los valores mayores a 0.8 veces el período efectivo deben dividirse por

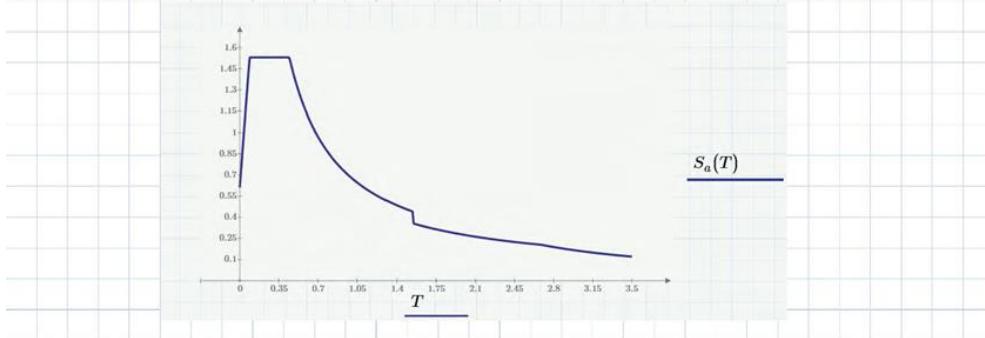
$$B_L = 1.514$$

$$0.8 \cdot T_{eff} = 1.983 \text{ s}$$

$$T_{eff} = 2.479 \text{ s}$$

Paso B2.6 Análisis multimodal con elemento finito

Se deben realizar los análisis multimodales para verificar que exista correspondencia teórica



Continuación apéndice 1.

Propiedades modales obtenidas en el análisis

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec
MODAL	Mode	1	1.791841
MODAL	Mode	2	1.778949
MODAL	Mode	3	1.450293
MODAL	Mode	4	0.443009
MODAL	Mode	5	0.315832
MODAL	Mode	6	0.285138
MODAL	Mode	7	0.223976
MODAL	Mode	8	0.199326
MODAL	Mode	9	0.159976
MODAL	Mode	10	0.147126
MODAL	Mode	11	0.113965
MODAL	Mode	12	0.101531

Desplazamientos obtenidos en el análisis por FEM

$$d_{isol_1} := 6.4992 \text{ in}$$

$$d_{isol1} = 6.995 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_1} - d_{isol1}}{d_{isol_1}} = -7.63\%$$

$$d_{isol_2} := 5.9088 \text{ in}$$

$$d_{isol2} = 6.648 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_2} - d_{isol2}}{d_{isol_2}} = -12.502\%$$

$$d_{isol_3} := 6.4992 \text{ in}$$

$$d_{isol3} = 6.995 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_3} - d_{isol3}}{d_{isol_3}} = -7.63\%$$

Paso B2.7 Chequeo de convergencia

Chequeamos que el desplazamiento no sea muy distinto al asumido y procedemos, en este caso difieren en más de un 5% por lo tanto hay que iterar el análisis

Paso B2.8 Actualizamos la rigidez del aislador Kisol,i Keff,j amortiguamiento y BL

$$K_{isol_1} := \frac{Q_{d1}}{d_{isol_1}} + K_{d1} = 1.211 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol_2} := \frac{Q_{d2}}{d_{isol_2}} + K_{d2} = 2.52 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{isol_3} := \frac{Q_{d3}}{d_{isol_3}} + K_{d3} = 1.211 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Iteramos para Keff,j amortiguamiento y BL

$$K_{eff_1} := \frac{K_{supablon} \cdot n \cdot K_{isol_1}}{K_{supablon} + n \cdot K_{isol_1}} = 7.259 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad K_{eff1} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff_2} := \frac{K_{subpier1lon} \cdot n \cdot K_{isol_2}}{K_{subpier1lon} + n \cdot K_{isol_2}} = 14.324 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad K_{eff2} = 13.671 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$K_{eff_3} := \frac{K_{supablon} \cdot n \cdot K_{isol_3}}{K_{supablon} + n \cdot K_{isol_3}} = 7.259 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad K_{eff3} = 7.048 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Continuación apéndice 1.

Para el amortiguamiento

$$\xi_{-1} := \frac{2 \cdot n \cdot (Q_{d1} \cdot (d_{isol_1} - d_y) + Q_{d2} \cdot (d_{isol_2} - d_y) + Q_{d3} \cdot (d_{isol_3} - d_y))}{\pi \cdot (K_{eff_1} \cdot (d_{isol_1} + d_{sub1})^2 + K_{eff_2} \cdot (d_{isol_2} + d_{sub2})^2 + K_{eff_3} \cdot (d_{isol_3} + d_{sub3})^2)} = 0.239$$

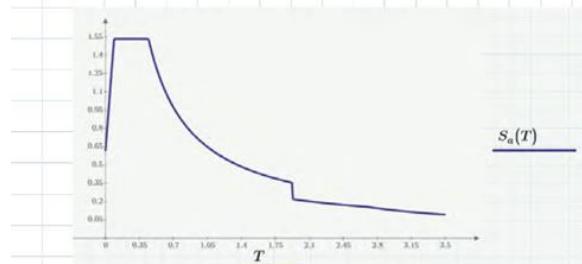
Ecuación 7.1-3

$$B_L := \text{if} \left(\xi_{-1} \leq 0.3, \left(\frac{\xi_{-1}}{0.05} \right)^{0.3}, 1.7 \right) = 1.598$$

$$K_{eff_} := K_{eff_1} + K_{eff_2} + K_{eff_3} = 28.842 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$T_{eff} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{eff}}{g \cdot K_{eff_}}} = 2.433 \text{ s}$$

Se actualiza el espectro de respuesta



OutputCase	StepType	StepNum	Period
	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	2.340415
MODAL	Mode	2	2.264135
MODAL	Mode	3	1.921658
MODAL	Mode	4	0.454306
MODAL	Mode	5	0.315886
MODAL	Mode	6	0.285191
MODAL	Mode	7	0.223998
MODAL	Mode	8	0.203933
MODAL	Mode	9	0.161039
MODAL	Mode	10	0.148557
MODAL	Mode	11	0.114166
MODAL	Mode	12	0.101729

Paso 2.6 Análisis modal segunda iteración

$$d_{isol_1'} := 6.3823 \text{ in}$$

$$d_{isol_1} = 6.499 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_1'} - d_{isol_1}}{d_{isol_1'}} = -1.832\%$$

$$d_{isol_2'} := 5.7805 \text{ in}$$

$$d_{isol_2} = 5.909 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_2'} - d_{isol_2}}{d_{isol_2'}} = -2.22\%$$

$$d_{isol_3'} := 6.3823 \text{ in}$$

$$d_{isol_3} = 6.499 \text{ in}$$

$$\frac{d_{isol_3'} - d_{isol_3}}{d_{isol_3'}} = -1.832\%$$

Continuación apéndice 1.

Paso 2.7 Chequeo de convergencia

Se chequea el porcentaje y verificamos que esta sea aceptable, en este caso es menor al 5% por lo tanto consideramos que es suficiente para continuar

Fuente: elaboración propia, realizado con Mathcad.