

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS SOCIALES



**VENTAJAS DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS MEDIANTE UNA
COMPARACIÓN ENTRE UN PUENTE CON AISLADOR SISMICO Y
OTRO CONVENCIONAL TOMANDO COMO REFERENCIA UNA
ALTERNATIVA AL PUENTE DUEÑAS**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Carlos Jesús Herrera Domínguez

ASESOR:

Dr. Ing. Luis Miguel Morán Yáñez

Lima, 2023

Informe de Similitud

Yo, Luis Miguel Morán Yáñez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada:


Ventajas del uso de aisladores sísmicos mediante una comparación entre un puente con aislador sísmico y otro convencional tomando como referencia una alternativa al Puente Dueñas,

del autor Carlos Jesús Herrera Domínguez,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 04/05/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 2023.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Morán Yáñez, Luis Miguel	
DNI: 06118148	Firma 
ORCID: 0000-0003-0695-8829	

RESUMEN

La presente tesis expone las ventajas del uso de aisladores sísmicos mediante una comparación entre un puente con aisladores sísmicos y con apoyos convencionales tomando como referencia una alternativa al Puente Dueñas. Así mismo, hace énfasis en la mejora de la respuesta sísmica, y en la reducción de las dimensiones y cantidad de acero del pilar central.

Estos beneficios fueron demostrados mediante la comparación de los resultados del análisis matemático del puente, puesto que estos, permiten observar la diferencia que hay entre el comportamiento y los elementos esperados.

En el primer capítulo se describe la introducción al tema. Se establece el objetivo general y los objetivos específicos de la presente tesis, así como la justificación y la metodología. El segundo capítulo refiere al marco teórico y la importancia que tiene el estudio realizado en la elección para el mejor comportamiento de la estructura. En el tercer capítulo se describe el proyecto y se predimensionan los elementos del puente. En el cuarto capítulo se realiza el análisis estructural del puente, para el cual, se considera el modelo computacional y la asignación de cargas. Se obtienen los resultados de desplazamientos y fuerzas en la estructura. En el quinto capítulo se realiza el diseño estructural del pilar central. Se calculan las propiedades de diseño para el aislamiento sísmico y se obtienen los valores de los desplazamientos y fuerzas de diseño, así como las dimensiones y cantidad de acero del pilar central. En el sexto capítulo se realiza la comparación de los resultados obtenidos en los capítulos 4 y 5. En el séptimo y último capítulo se presentan las conclusiones a las que se llegaron con el estudio. Se responde el objetivo general y específicos de la tesis y se enuncian las recomendaciones para futuras líneas de investigación.

AGRADECIMIENTOS

Al ver el resultado logrado con este ambicioso proyecto, solamente se me ocurre una palabra: ¡Gracias!

Todo el trabajo realizado fue posible gracias al apoyo incondicional de mi madre, que estuvo a mi lado en los momentos difíciles, a mis hermanas, Milagros y Pilar, cuya paciencia fue puesta a prueba en incontables ocasiones, y a mi sobrina Zoe, que sin saberlo fue una fuente de motivación para mí. Como olvidar a mis mascotas Tobi y Rogelio, que me dieron muchos momentos de alegría.

Gracias, también, a mi padre, que me dio todo lo que necesité, y a mis amigos, que me dieron su apoyo.

Nada de esto hubiera sido posible sin ustedes. Este trabajo es el resultado de un sinnúmero de acontecimientos que poco tuvieron que ver con lo académico, sino más bien, con el amor.

Gracias infinitas a ustedes y, por supuesto, a Dios, por ponerlos en mi camino.

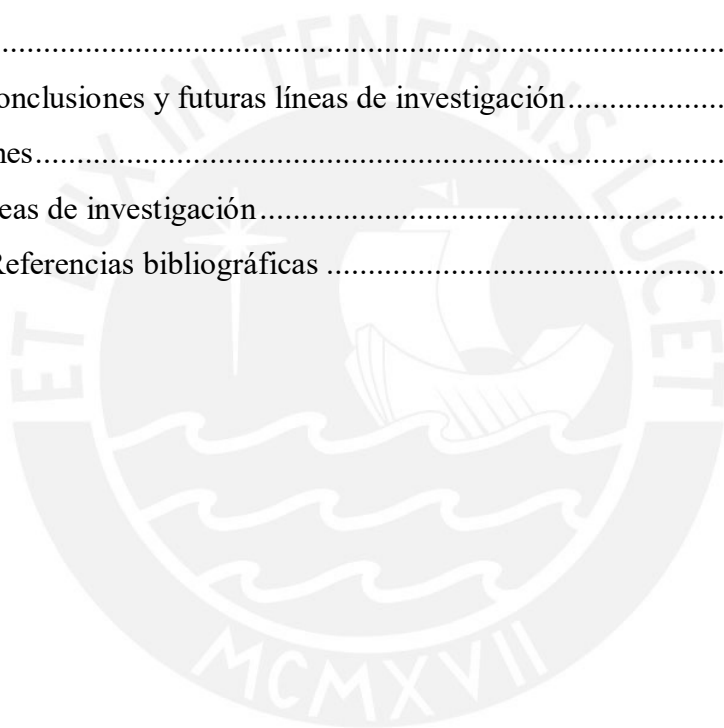
ÍNDICE

Capítulo I Generalidades	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos general	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Justificación	3
1.4. Metodología.....	3
2. Capítulo II Marco teórico	4
2.1. Puentes	4
2.1.1. Partes de un puente	4
2.2. Filosofía de diseño sísmico	5
2.2.1. Análisis sísmico en puentes.....	5
2.2.1.1. Categorías según la importancia del puente.....	6
2.2.1.2. Zona sísmica	6
2.2.1.3. Regularidad y requerimiento de análisis.....	7
2.2.1.4. Combinaciones de fuerzas sísmicas.....	9
2.2.1.5. Desplazamientos de diseño.....	9
2.2.1.6. Espectro sísmico elástico	9
2.2.2. Efectos del sismo en puentes	15
2.3. Filosofía del aislamiento sísmico	15
2.3.1. Concepto aislamiento sísmico	15
2.4. Características de los sistemas de aislamiento sísmico	22
2.4.1. Tipos de aisladores.....	22
2.4.1.1. Sistemas con elastómeros.....	22
2.4.1.2. Sistema de péndulo de fricción	25
2.4.2. Modelo bilineal del aislador	26
2.4.2.1. Propiedades mecánicas de los aisladores de núcleo de plomo	28
2.4.2.2. Verificación del modelo bilineal	29

2.4.3.	Espectro de aceleraciones incluyendo efecto de los aisladores	31
2.4.4.	Diseño de propiedades del aislador sísmico	31
3.	Capítulo III Descripción de proyecto y predimensionamiento	33
3.1.	Descripción del proyecto	33
3.1.1.	Características del puente	33
3.1.2.	Materiales empleados	33
3.1.3.	Normas empleadas	35
3.1.4.	Cargas aplicadas	35
3.1.4.1.	Cargas permanentes	35
3.1.4.2.	Cargas transitorias	36
3.1.4.3.	Cargas de sismo	36
3.2.	Predimensionamiento	40
3.2.1.	Vigas	40
3.2.2.	Tablero	42
3.2.3.	Aislador	43
3.2.4.	Pilar	46
3.2.5.	Viga cabezal	46
3.2.6.	Resultados del predimensionamiento	46
4.	Capítulo IV Análisis estructural	47
4.1.	Modelo computacional	47
4.2.	Aplicación de Cargas	50
4.2.1.	Asignación de cargas permanentes	50
4.2.2.	Asignación de cargas transitorias	51
4.2.3.	Asignación de cargas sísmicas	52
4.3.	Análisis del puente convencional	54
4.3.1.	Determinar procedimiento de análisis	54
4.3.2.	Análisis multimodal (MM)	55
4.3.3.	Desplazamientos y fuerzas	59
4.4.	Análisis del puente con aislamiento sísmico	61
4.4.1.	Selección del sistema de aislamiento	61
4.4.2.	Diseño del aislamiento sísmico	61

4.4.2.1.	Análisis con propiedades nominales.....	62
4.4.2.2.	Análisis de límite inferior	67
4.4.2.3.	Análisis de límite superior.....	69
4.4.3.	Análisis multimodal (MM).....	72
4.4.3.1.	Análisis con propiedades nominales.....	72
4.4.3.2.	Análisis de límite inferior	74
4.4.3.3.	Análisis de límite superior.....	77
4.4.4.	Desplazamientos y fuerzas	79
5.	Capítulo V Diseño estructural	81
5.1.	Puente convencional	81
5.1.1.	Factores que modifican la respuesta	81
5.1.2.	Espectro reducido	81
5.1.3.	Desplazamientos y fuerzas	83
5.1.4.	Diseño del pilar central	84
5.1.4.1.	Cargas y combinaciones de diseño.....	85
5.1.4.2.	Diseño por flexocompresión	86
5.1.4.3.	Diseño por corte	89
5.2.	Puente con aislamiento sísmico	91
5.2.1.	Factores que modifican la respuesta	91
5.2.2.	Espectro reducido	92
5.2.2.1.	Espectro reducido límite inferior.....	92
5.2.2.2.	Espectro reducido límite superior	93
5.2.3.	Desplazamientos y fuerzas	95
5.2.3.1.	Límite inferior.....	96
5.2.3.2.	Límite superior.....	97
5.2.4.	Diseño del pilar central	98
5.2.4.1.	Diseño por flexocompresión	99
5.2.4.2.	Diseño por cortante	111
6.	Capítulo VI Comparación de resultados	113
6.1.	Ratio de resultados.....	113
6.2.	Comparación de los periodos	113

6.3.	Respuesta sísmica elástica.....	114
6.3.1.	Comparación de desplazamientos.....	114
6.3.2.	Comparación de fuerzas en el pilar.....	115
6.4.	Respuesta sísmica de diseño.....	116
6.4.1.	Comparación de desplazamientos.....	116
6.4.2.	Comparación de fuerzas en el pilar.....	117
6.5.	Diseño del pilar central	119
6.5.1.	Combinación de cargas	119
6.5.2.	Dimensiones	120
6.5.3.	Acero.....	121
7.	Capítulo VII Conclusiones y futuras líneas de investigación.....	123
7.1.	Conclusiones.....	123
7.2.	Futuras líneas de investigación.....	126
8.	Capítulo VIII Referencias bibliográficas	126



INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Zonas sísmicas.....	6
Tabla 2 Requisitos de análisis sísmicos mínimos (MTC, 2018).....	7
Tabla 3 Requisitos para considerar a un puente regular (MTC, 2018)	8
Tabla 4 Definición Clase de Sitio	10
Tabla 5 Zonas sísmicas.....	11
Tabla 6 Valores de Factor de Sitio, F_p en periodo 0.0 sec.	11
Tabla 7 Valores de Factor de Sitio, F_a en Periodo 0.2 sec.	12
Tabla 8 Valores de Factor de Sitio, F_v en Periodo 1.0 sec.	12
Tabla 9 Resumen de los factores de modificación máximos y mínimos para aislador LRB Clase 1 (RNE, 2020).....	32
Tabla 10 Pesos unitarios de materiales (AASHTO LRFD, 2017)	35
Tabla 11 Cargas asignadas (AASHTO LRFD, 2017)	36
Tabla 12 Cargas en un apoyo según cálculos manuales.....	44
Tabla 13 Propiedades de Diseño del aislador sísmico según catalogo DIS	45
Tabla 14 Dimensiones del aislador sísmico y de la placa de soporte según catalogo DIS	45
Tabla 15 Peso y masa sísmica.....	55
Tabla 16 Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)	56
Tabla 17 Resumen de valores espectrales obtenidos para el análisis sísmico elástico	58
Tabla 18 Desplazamientos sísmicos en el Tablero del sismo elástico convencional.....	59
Tabla 19 Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo elástico convencional	60
Tabla 20 Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo elástico convencional.....	60
Tabla 21 Propiedades nominales del sistema	63
Tabla 22 Propiedades nominales del aislador.....	64
Tabla 23 Iteración para el diseño del Aislador con propiedades nominales	67
Tabla 24 Propiedades del Aislador sísmico para el límite inferior	68
Tabla 25 Iteración para el diseño del Aislador con propiedades límite inferior.....	68
Tabla 26 Propiedades del Aislador sísmico para el límite superior	70
Tabla 27 Iteración para el diseño del Aislador con propiedades límite superior	71
Tabla 28 Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)	72
Tabla 29 Espectro sísmico Elástico, puente con aislamiento propiedades nominal	73
Tabla 30 Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)	75
Tabla 31 Espectro sísmico Elástico, puente con aislamiento propiedades límite inferior	76
Tabla 32 Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)	77
Tabla 33 Espectro sísmico Elástico, puente con aislamiento propiedades límite superior	78
Tabla 34 Desplazamientos sísmicos en el Tablero del sismo elástico con propiedades nominales	80

Tabla 35 Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo elástico con propiedades nominales.....	80
Tabla 36 Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo elástico con propiedades nominales	80
Tabla 37 Espectro sísmico Reducido, puente convencional.....	82
Tabla 38 Desplazamientos sísmicos en el centro del tablero central del sismo de diseño convencional.....	83
Tabla 39 Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo de diseño convencional	84
Tabla 40 Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo de diseño convencional	84
Tabla 41 Cargas en la base del Pilar central, D = 120 cm puente convencional	85
Tabla 42 Combinaciones de carga, D = 120 cm puente convencional	85
Tabla 43 Diagrama de iteración efectivo, D = 120 cm puente convencional.....	87
Tabla 44 Resumen de cálculo de cortante ultima por capacidad, puente convencional	90
Tabla 45 Resumen de cálculo de espaciamiento por capacidad, puente convencional.....	91
Tabla 46 Espectro sísmico Reducido, puente con aislamiento Límite inferior	92
Tabla 47 Espectro sísmico Reducido, puente con aislamiento Límite superior	94
Tabla 48 Desplazamientos sísmicos en el centro del tablero del sismo de diseño con propiedades Límite inferior.....	96
Tabla 49 Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite inferior.....	96
Tabla 50 Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite inferior	97
Tabla 51 Desplazamientos sísmicos en el centro del tablero del sismo de diseño con propiedades Límite superior.....	97
Tabla 52 Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite superior.....	98
Tabla 53 Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite superior.....	98
Tabla 54 Cargas en la base del Pilar central, D = 120 cm puente con aislamiento	100
Tabla 55 Combinaciones de carga, D = 120 cm puente con aislamiento.....	100
Tabla 56 Diagrama de iteración efectivo, D = 120 cm puente con aislamiento	101
Tabla 57 Cargas en la base del Pilar central, D = 100 cm puente con aislamiento	103
Tabla 58 Combinaciones de carga, D = 100 cm puente con aislamiento.....	103
Tabla 59 Diagrama de iteración efectivo, D = 100 cm puente con aislamiento	104
Tabla 60 Cargas en la base del Pilar central, D = 80 cm puente con aislamiento	106
Tabla 61 Combinaciones de carga, D = 80 cm puente con aislamiento.....	106
Tabla 62 Diagrama de iteración efectivo, D = 80 cm puente con aislamiento	107
Tabla 63 Diagrama de iteración efectivo, D = 80 cm puente con aislamiento	109
Tabla 64 Resumen de cálculo de cortante ultima por capacidad, puente con aisladores sísmicos	112
Tabla 65 Resumen de cálculo de espaciamiento por capacidad, puente convencional.....	112

Tabla 66 Comparación del periodo fundamental del modelo con apoyos convencionales y el modelo con aisladores considerando propiedades nominales	113
Tabla 67 Comparación del periodo fundamental del modelo con apoyos convencionales y el modelo con aisladores considerando propiedades límites	114
Tabla 68 Comparación de los desplazamientos del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades nominales para el sismo elástico	115
Tabla 69 Comparación de las cargas sísmicas del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades nominales para el sismo elástico	116
Tabla 70 Comparación de los desplazamientos del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades límite para el sismo de diseño	117
Tabla 71 Comparación de las cargas sísmicas del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades límite para el sismo de diseño	118
Tabla 72 Comparación de las combinaciones de carga para carga vertical	119
Tabla 73 Comparación de las combinaciones de carga para Momento en dirección X-X	119
Tabla 74 Comparación de las combinaciones de carga para Momento en dirección Y-Y	120
Tabla 75 Comparación de dimensiones del Pilar central	121
Tabla 76 Comparación de acero longitudinal	122

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Diseño del Espectro de Respuesta (MTC, 2018)	13
Figura 2 Deformación con apoyos convencionales (Buckle I., 2006)	16
Figura 3 Deformación con apoyos aisladores sísmicos (Buckle I., 2006)	16
Figura 4 Curva típica de respuesta de aceleraciones (AASHTO, 2014)	17
Figura 5 Curva típica de respuesta de desplazamientos (AASHTO, 2014)	17
Figura 6 Disminución de la aceleración en función al incremento del amortiguamiento	18
Figura 7 Disminución del desplazamiento en función al incremento del amortiguamiento	18
Figura 8 Modelo bilineal de los aisladores (Buckle I., 2006)	19
Figura 9 Gráfica de fuerza de amortiguamiento vs desplazamiento (Buckle I., 2006)	20
Figura 10 influencia de los aisladores en el espectro sísmico.	21
Figura 11 Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) (Rico P, 2012).	23
Figura 12 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB) (Rico P, 2012)	24
Figura 13 Sistema de péndulo de fricción (FPS) (Rico P, 2012)	25
Figura 14 Modelo bilineal del aislador sísmico (Rico P, 2012).	26
Figura 15 Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B (Roca) para un periodo de 0.0 seg. (Manual de puentes, 2017)	37

Figura 16 Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B (Roca) para un periodo de 0.2 seg. (Manual de puentes, 2017)	38
Figura 17 Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B (Roca) para un periodo de 1.0 seg. (Manual de puentes, 2017)	38
Figura 18 Propiedades de secciones de trabes AASHTO para puentes (Mexpresa, 2021).....	41
Figura 19 Dimensiones de la viga preesforzada, medidas en metros.	42
Figura 20 Predimensionamiento del tablero y vigas.....	43
Figura 21 Puente Resultante del predimensionamiento	47
Figura 22 Vista longitudinal del puente con apoyos convencionales	48
Figura 23 Vista transversal del puente con apoyos convencionales	48
Figura 24 Asignación de apoyos convencionales en el Software.....	49
Figura 25 Asignación de apoyos tipo aisladores sísmicos en el Software.	50
Figura 26 Aplicación de las cargas de baranda en el Software	50
Figura 27 Aplicación de las cargas de superficie de rodadura en el Software	51
Figura 28 Aplicación de las cargas peatonales en el Software.....	51
Figura 29 Asignación de Carga Vehicular en el Software.	52
Figura 30 Definición de Peso Sísmico en el Software.....	53
Figura 31 Aplicación de la carga sísmica en el Software.	54
Figura 32 Espectro sísmico elástico.....	58
Figura 33 Puntos de análisis del tablero y dirección de Ejes X-X y Y-Y	59
Figura 34 Puntos de análisis del Pilar Central.....	60
Figura 35 Modelo bilineal del sistema de aisladores LRB (Análisis propiedades nominales)	65
Figura 36 Modelo bilineal del aislador LRB (Análisis de límite inferior).....	69
Figura 37 Modelo bilineal del aislador LRB (Análisis de límite superior).....	71
Figura 38 Espectro sísmico elástico con propiedades nominales	74
Figura 39 Espectro sísmico elástico con propiedades límite inferior	76
Figura 40 Espectro sísmico elástico con propiedades límite superior	79
Figura 41 Espectro sísmico elástico vs espectro sísmico reducido del puente convencional	82
Figura 42 Sección Transversal del Pilar central analizado D = 120 cm puente convencional.....	87
Figura 43 Diseño por flexo compresión dirección X-X, D = 120 cm puente convencional.....	88
Figura 44 Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, D = 120 cm puente convencional.....	88
Figura 45 Espectro sísmico elástico con propiedades L. Inferior vs espectro sísmico reducido del puente con aislamiento	93
Figura 46 Espectro sísmico elástico con propiedades L. Superior vs espectro sísmico reducido del puente con aislamiento	95
Figura 47 Sección Transversal del Pilar central analizado D = 120 cm puente con aislamiento	100
Figura 48 Diseño por flexo compresión dirección X-X, D = 120 cm puente con aislamiento ..	101
Figura 49 Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, D = 120 cm puente con aislamiento ...	102

Figura 50 Sección Transversal del Pilar central analizado $D = 100$ cm puente con aislamiento	103
Figura 51 Diseño por flexo compresión dirección X-X, $D = 100$ cm puente con aislamiento ..	104
Figura 52 Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, $D = 100$ cm puente con aislamiento ..	105
Figura 53 Sección Transversal del Pilar central analizado $D = 80$ cm puente con aislamiento.	106
Figura 54 Diseño por flexo compresión dirección X-X, $D = 80$ cm puente con aislamiento	107
Figura 55 Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, $D = 80$ cm puente con aislamiento	108
Figura 56 Sección Transversal del Pilar central analizado optimo, $D = 80$ cm puente con aislamiento.....	109
Figura 57 Diseño por flexo compresión dirección X-X optimo, $D = 80$ cm puente con aislamiento.....	110
Figura 58 Diseño por flexo compresión dirección Y-Y optimo, $D = 80$ cm puente con aislamiento.....	110
Figura 59 Comparación de los pilares centrales de los puentes diseñados	121



Capítulo I Generalidades

1.1. Introducción

Actualmente los países como Japón, Estados Unidos, Italia, Nueva Zelanda y China son los que más han contribuido con la investigación y los avances de métodos de diseño sísmicos no convencionales como el uso de aisladores. La influencia de estos países ha hecho que países latinoamericanos como México, Chile y Argentina empiecen a implementar y contribuir con la investigación de estos métodos (Oviedo, 2010). En el Perú, el uso de aisladores en estructuras es una herramienta que, por temor a los elevados costos iniciales y desconocimiento de los beneficios a mediano y largo plazo, es poco utilizado.

Un puente es una de las estructuras más afectados ante sismos fuertes, debido a la simplicidad de su diseño y bajos niveles de redundancia. Los sismos no actúan como fuerzas directas sobre la estructura, sino como grandes desplazamientos que generan deformaciones, lo cual, induce grandes cantidades de energía. Generalmente, esta es disipada por daño, lo cual puede ocasionar fallas o colapsos (Vásquez, 2016). Una solución que ayuda a reducir los efectos del sismo es la implementación de disipadores de energía, que evitará el daño en los elementos estructurales y disipará la mayor parte de la energía en su propia deformación. Estos mecanismos pueden ser disipadores, más usados en edificaciones, y aisladores sísmicos, usados en edificaciones y puentes. Los aisladores separan la estructura de los movimientos del suelo que pueden afectarla. Este efecto de separación se da en lugares específicos y cumple un papel importante ante un terremoto (Méndez G, 2013). Los aisladores sísmicos permiten planificar el comportamiento de una estructura después de un sismo, sin embargo, requiere establecer criterios y prioridades para la reducción de riesgos y tiempo de recuperación post-terremoto. Por

ello, existen normativas nacionales e internacionales que detallan el uso de los elementos de disipación de energía como los aisladores sísmicos (Genatios y Lafuente, 2016). Existen varios catálogos confiables, como el catálogo de la empresa Dynamic Isolation Systems, que presentan propiedades de los dispositivos que ya han pasado previamente por ensayos y análisis que comprueban su funcionalidad y efectividad.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos general

Exponer las ventajas del uso de aisladores sísmicos en un puente de vigas postensadas mediante una comparación entre un puente con aisladores sísmicos y otro con apoyos convencionales tomando como referencia una alternativa al Puente Dueñas.

1.2.2. Objetivos específicos

- Detallar el comportamiento de los aisladores sísmicos
- Detallar las características de los aisladores sísmicos para el diseño de un puente carretero según la metodología AASHTO LRFD 2017
- Comparar la respuesta sísmica elástica de un puente con aislador sísmico y uno convencional
- Comparar la respuesta sísmica de diseño de un puente con aislador sísmico y uno convencional
- Comparar el diseño del pilar central de un puente con aislador sísmico y con apoyos convencionales

1.3. Justificación

El Perú está incluido en el cinturón de fuego del Pacífico, una de las regiones donde se concentra la mayor parte de la actividad sísmica del mundo. Una de las estructuras más importantes a estar fuera del colapso cuando ocurre un sismo severo son los puentes, puesto que transitan vehículos y sirve de comunicación entre las ciudades (Espinoza, 2014). Debido a eso, es importante la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura ante el sismo. Según la Guía de diseño de aislamiento sísmico AASHTO 2014, el uso de aisladores sísmicos reduce las demandas sísmicas en los elementos de apoyo, obteniéndose un mejor comportamiento y elementos estructurales de menor dimensión. En el caso de los puentes, la opción de apoyos convencionales somete a elevadas fuerzas sísmicas a sus elementos estructurales de base, como son los pilares y cimentaciones, lo cual, resulta ineficiente y costoso por sus grandes dimensiones y altas cantidades de acero.

1.4. Metodología

Como metodología para el desarrollo de la tesis, se empezará detallando conocimientos previos. Luego, se definirá la estructura del puente a analizar, como características, materiales y cargas de diseño. Con estos datos ya se tiene la información necesaria para realizar los modelos computacionales. El modelo se realizará en el software CSI BRIDGE V22, programa especializado para el análisis de puentes. Al primer modelo se le asignará apoyos convencionales y el segundo, aisladores sísmicos.

Con los modelos terminados, se realizará el análisis espectral multimodal para cada modelo, un análisis con el sismo elástico y otro análisis con el sismo de diseño. Se escogerá un aislador sísmico de un catálogo confiable en función a su carga vertical máxima y será colocado en el modelo del puente aislado. Por un lado, se compararán los resultados de los análisis, en los cuales, se expondrán las ventajas en desplazamiento y fuerzas de los aisladores sísmicos en comparación a los apoyos convencionales. Por otro lado, se realizará el diseño del pilar central del puente con los apoyos convencionales, se obtendrán las dimensiones y características finales del elemento. Luego, se cambiarán los apoyos asignados a los aisladores sísmicos y se volverá a realizar el diseño optimizando las dimensiones de los pilares. Se expondrá la reducción del pilar central de un puente con aisladores en comparación a uno con apoyos convenciones.

2. Capítulo II Marco teórico

2.1. Puentes

Se puede definir un puente en general como una estructura que permite la continuación de una vía en sus mismas condiciones, sin verse interrumpida por un río, una quebrada, una vía de agua u otra vía de circulación. De esta forma se mantienen las condiciones de servicio de la vía (AASHTO LRFD, 2017).

2.1.1. *Partes de un puente*

El puente está conformado principalmente por tres partes: El tablero, la superestructura y la subestructura. Estas partes son explicadas en la norma AASHTO LRFD.

Tablero

El tablero es el elemento que se apoya sobre la superestructura y soporta directamente las cargas permanentes y temporales.

Superestructura

La superestructura está conformada por vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, que transmiten las cargas del tablero a la subestructura.

Subestructura

La subestructura está conformada por pilares, apoyos centrales; estribos, apoyos externos que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos de toda la estructura.

2.2. Filosofía de diseño sísmico

2.2.1. Análisis sísmico en puentes

Las disposiciones de las Especificaciones sísmicas AASHTO LRFD 2014 se basan en los siguientes principios:

- Resistir sismos leves a moderados dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin daño significativo.
- Se deben usar las intensidades del movimiento sísmico del suelo y las fuerzas reales en el procedimiento de diseño.
- La exposición a los efectos de un terremoto de gran magnitud no debe causar el colapso de todo o parte del puente. Siempre que sea posible, los daños que se produzcan deben ser fácilmente detectables y accesibles para su inspección y reparación.

Las estructuras durante un sismo moderado deben comportarse en el rango elástico y al actuar un sismo severo, debe poder incursionar en el rango no lineal, para lo cual debe tener la resistencia y ductilidad suficiente para disipar energía (AASHTO LRFD, 2017).

2.2.1.1. Categorías según la importancia del puente

Los puentes según su importancia se pueden asignar diferentes categorías, como críticos, esenciales y otros puentes. Según el Manual de Puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), los puentes críticos deben estar funcionando luego de un evento sísmico con periodo de recurrencia de 2500 años; los puentes esenciales, para un evento sísmico de 1000 años; y los de categoría otros pueden presentar fallas ante un sismo de diseño. Para realizar esta clasificación, se han considerado requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa.

2.2.1.2. Zona sísmica

Para cada puente se le debe asignar una zona sísmica, esta depende del valor del coeficiente de aceleración correspondiente (MTC, 2018). En la Tabla 1, se muestra la relación entre el coeficiente de aceleración y la zona sísmica.

Tabla 1

Zonas sísmicas.

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

2.2.1.3. Regularidad y requerimiento de análisis

En los puentes de múltiples tramos existen varios métodos de análisis sísmico (MTC, 2018). Estos métodos están en función de la importancia del puente y en su nivel de regularidad. Los métodos de análisis disponibles se muestran en la Tabla 2

Tabla 2

Requisitos de análisis sísmicos mínimos (MTC, 2018)

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de Múltiples Tramos					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1		*	*	*	*	*	*
2	No se requiere	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	análisis sísmico	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Leyenda de los Métodos de análisis:

*	=	no se requiere análisis sísmico
UL	=	método elástico de carga uniforme
SM	=	método elástico de un unimodal
MM	=	método elástico multimodal
TH	=	método de tiempo - historia

Un criterio fundamental en la elección del método de análisis a utilizar es establecer si el puente es Regular o Irregular (MTC, 2018). Si el puente que cumpla con la Tabla 3 es considerado regular.

Tabla 3*Requisitos para considerar a un puente regular (MTC, 2018)*

Parámetro	Valor				
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez Pilar/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	-	4	4	3	2

Método de análisis espectral multimodal (MM)

Este método debe ser implementado en los puentes que son susceptibles al sismo en sus 3 coordenadas, (AASHTO LRFD, 2017). Como mínimo, para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional.

Este método utiliza como mínimo una cantidad de modos de vibración igual a tres veces el número de tramos del puente. Existen varios programas en la actualidad que permiten resolver el análisis multimodal como DIANA, SAP2000 y MIDAS.

Método de tiempo – historia (TH)

Este método es aplicado generalmente para puentes críticos o de geometrías complejas, ya que es una integración numérica paso a paso de la ecuación del movimiento. Con este análisis, se logra un comportamiento estructural más realista ante los sismos de diseño.

Se deben generar por lo menos 3 acelerogramas compatibles con el sismo de diseño (AASHTO LRFD, 2017). Cada acelerograma contiene el registro de sismos de gran magnitud que hayan ocurrido en la zona o que sean representativos. El análisis sísmico debe realizarse en las direcciones longitudinal y transversal para cada acelerograma utilizado.

2.2.1.4. Combinaciones de fuerzas sísmicas

El puente presenta una respuesta sísmica diferente si se considera el sismo en dirección longitudinal al eje del puente y si se considera de forma transversal. Con el fin de obtener una mejor respuesta, se considera una combinación de los casos de carga sísmica en ambas direcciones (AASHTO LRFD, 2017):

CASO DE CARGA I: 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones del sismo en dirección longitudinal al eje del puente combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en dirección transversal.

CASO DE CARGA II: 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones del sismo en dirección transversal al eje del puente combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en dirección longitudinal.

2.2.1.5. Desplazamientos de diseño

El cálculo de los desplazamientos de diseño es utilizado para el diseño de los anchos de soporte (cajuelas) en apoyos. Las dimensiones de esta cajuela deben ajustarse al mayor de los máximos desplazamientos calculados con los métodos de análisis sísmico. De la misma forma, para el diseño de las juntas sísmicas y de los topes transversales.

2.2.1.6. Espectro sísmico elástico

El espectro sísmico elástico se extrajo del Manual de puentes del MTC (MTC, 2018). A continuación, se presenta la formación del espectro y sus términos respectivos.

Clase de Sitio

Se clasifica el sitio según el tipo de suelo y perfil existente en la zona. En la tabla 4, se muestra la relación entre dichos factores.

Tabla 4

Definición Clase de Sitio

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

Donde:

\underline{v}_s	=	promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft.
\underline{N}	=	promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
\underline{S}_u	=	promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft
PI	=	índice plástico (ASTM D4318)
w	=	contenido de humedad (ASTM D2216)

Coefficiente de aceleración

El Manual de Puentes del MTC, brinda mapas de isoaceleraciones espectrales del suelo tipo B.

De dichos mapas, se extrae los coeficientes de aceleración para los periodos de 0 segundos (PGA), 0.2 segundos (S_0) y 1.0 segundos (S_1).

Zona sísmica

Para cada puente se le debe asignar una zona sísmica, la cual depende del valor de S_{D1} (MTC, 2018). En la Tabla 5, se observa la relación entre el S_{D1} y la zona sísmica.

Tabla 5

Zonas sísmicas.

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

Factores de Sitio

- El Factor de Sitio F_{pga} , se calcula en función del PGA obtenido en el mapa de isoaceleraciones en Periodo = 0s. En la Tabla 6, se muestra el cálculo en función de la clase de sitio y el PGA.

Tabla 6

Valores de Factor de Sitio, F_{pga} en periodo 0.0 sec.

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

- El Factor de Sitio F_a , se calcula en función del S_S obtenido en el mapa de isoaceleraciones en Periodo = 0.2s. En la Tabla 7, se muestra el cálculo en función de la clase de sitio y el S_S .

Tabla 7

Valores de Factor de Sitio, F_a en Periodo 0.2 sec.

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

- El Factor de Sitio F_v , se calcula en función del S_1 obtenido en el mapa de isoaceleraciones en Periodo = 1.0s. En la Tabla 8, se muestra el cálculo en función de la clase de sitio y el S_1 .

Tabla 8

Valores de Factor de Sitio, F_v en Periodo 1.0 sec.

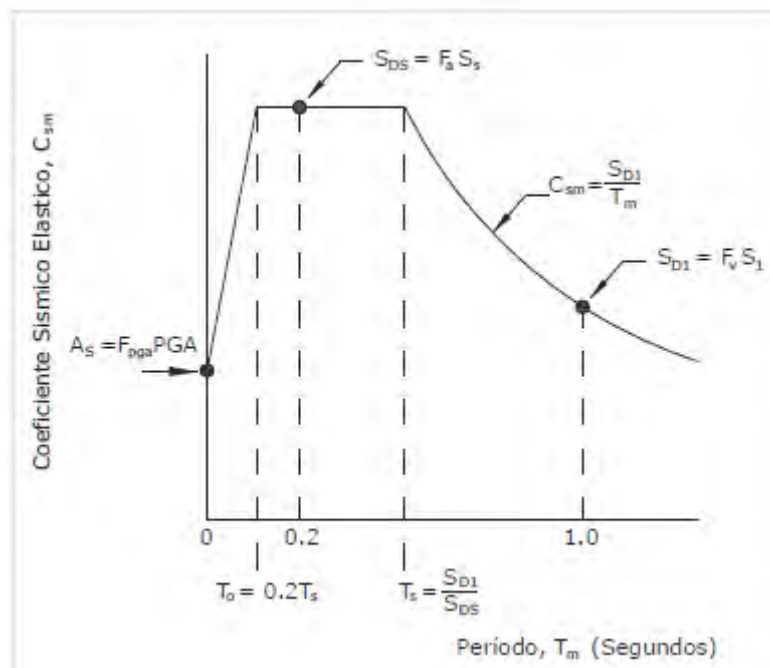
Clase de sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F^2	*	*	*	*	*

Espectro de respuesta elástico

El espectro de respuesta del sísmico es extraído del AASHTO LRFD 2017. En la figura 1, se muestra el grafico y sus respectivas fórmulas de cada tramo.

Figura 1

Diseño del Espectro de Respuesta (MTC, 2018).



Leyenda de la Figura 1:

A_s = Coeficiente de aceleración del suelo

S_{DS} = Aceleración en tramo horizontal de la gráfica

S_{D1} = Aceleración espectral máxima

C_{sm} = Coeficiente sísmico elástico

T_0 = Periodo de referencia usado para definir la figura espectral = $0.2 T_s$ (s)

T_s = Esquina de cambio de periodo

- Para periodos menores o iguales a T_0

$$A_s = F_{pga}PGA \quad (1)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (2)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{F_v S_1}{S_{DS}} \quad (3)$$

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 * \frac{F_v S_1}{S_{DS}} \quad (4)$$

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (5)$$

- Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s .

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (6)$$

- Para periodos mayores que T_s

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad (7)$$

2.2.2. Efectos del sismo en puentes

Los puentes son estructuras de masa concentrada, es decir, su peso propio y cargas aplicadas se concentran principalmente en el tablero. Los pilares y estribos funcionan como elementos de soporte para la superestructura, cada uno con su respectiva cimentación. Los efectos sísmicos se ven reflejados en los pilares, ya que la base se mueve en función al suelo y su extremo superior es afectado por el movimiento del tablero. En los estribos, los efectos sísmicos son menos influyentes, debido a que la estructura se mueve en conjunto con el suelo.

En casos de puentes esenciales y críticos, los pilares son elementos importantes, los cuales no pueden fallar y deben continuar operativos luego de un evento sísmico. Por lo que, se les provee de mayor rigidez aumentando la sección transversal, la cantidad de acero longitudinal y la cantidad de acero transversal. Para algunos casos, se tiene una sección de pilar muy grande, lo cual es poco eficiente en relación al costo y tiempo. Como alternativa de solución ante estos casos, se considera el uso del aislamiento sísmico.

2.3. Filosofía del aislamiento sísmico

2.3.1. Concepto aislamiento sísmico

Los aisladores sísmicos son dispositivos que reducen los efectos de los sismos en estructuras. Los dispositivos generan físicamente un desacople de la superestructura con los movimientos del suelo. Este desacople es posible debido a la baja rigidez horizontal que poseen los aisladores ubicados entre la superestructura y la subestructura (Buckle I., 2006). Los desplazamientos horizontales de la estructura aislada aumentan considerablemente (tablero y superestructura), sin embargo, existe menos deformación entre sus elementos (pilares), lo cual,

genera menos esfuerzos internos. En las Figuras 2 y 3, se muestra la deformación en pilares con apoyos convencionales y con apoyos de aisladores sísmicos.

Figura 2

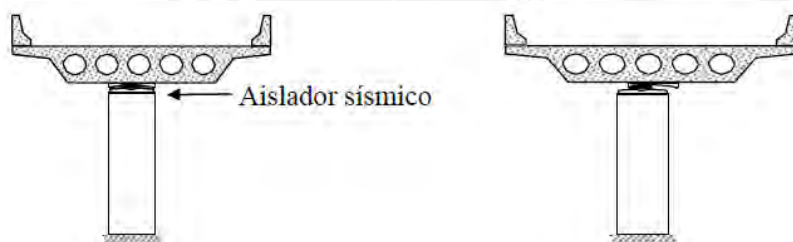
Deformación con apoyos convencionales (Buckle I., 2006)



La deformación ocurre en la subestructura y superestructura.

Figura 3

Deformación con apoyos aisladores sísmicos (Buckle I., 2006)



La deformación ocurre en el dispositivo.

Según la AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design 2014, hay 3 elementos básicos que son usados por el sistema de aislamiento sísmico: La flexibilidad, la disipación de energía y la rigidez bajo cargas de servicio laterales.

Flexibilidad

La flexibilidad es introducida a la estructura debido a los aisladores sísmicos. Los aisladores duplican o triplican el periodo de la estructura, lo cual, genera dos principales comportamientos. Por un lado, siguiendo una curva típica de respuesta de aceleración, en el

tramo curvo descendente, al aumentar el periodo disminuye la aceleración, esto reduce las fuerzas que se generan y, por lo tanto, disminuye la cortante basal. Por otro lado, como se reducen las fuerzas también se reduce los desplazamientos entre elementos, esto se debe al incremento de desplazamiento relativo en los apoyos aislados (AASHTO, 2014). En las Figuras 4 y 5, se muestran las curvas típicas de respuesta en función del periodo.

Figura 4

Curva típica de respuesta de aceleraciones (AASHTO, 2014)

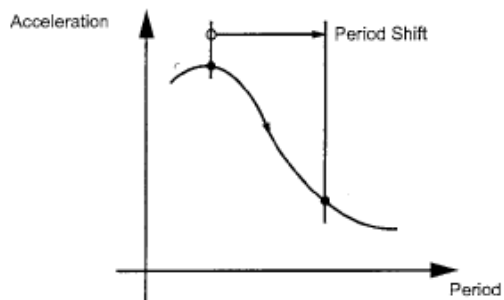
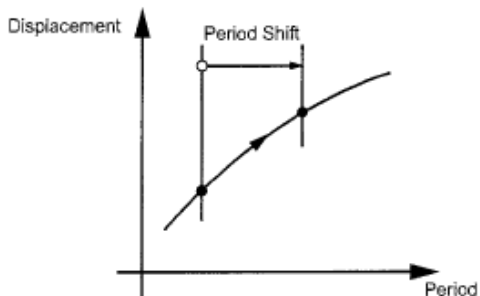


Figura 5

Curva típica de respuesta de desplazamientos (AASHTO, 2014)



Disipación de energía

Los aisladores controlan el desplazamiento relativo entre elementos introduciendo un amortiguamiento adicional en el nivel de aislación de la estructura. Lo cual, disminuye la aceleración y el desplazamiento en función del periodo. Esto se ve reflejado en las Figuras 6 y 7.

Figura 6

Disminución de la aceleración en función al incremento del amortiguamiento

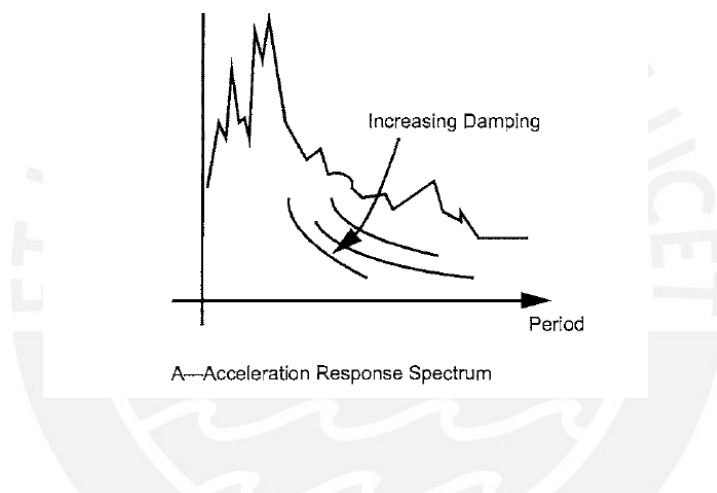
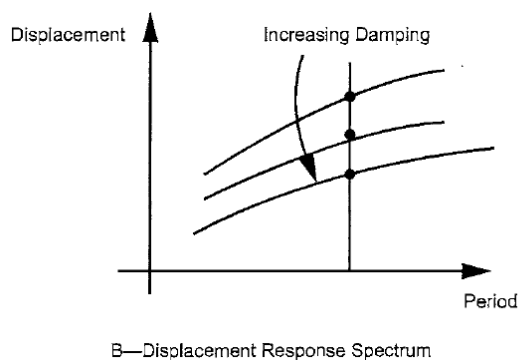


Figura 7

Disminución del desplazamiento en función al incremento del amortiguamiento

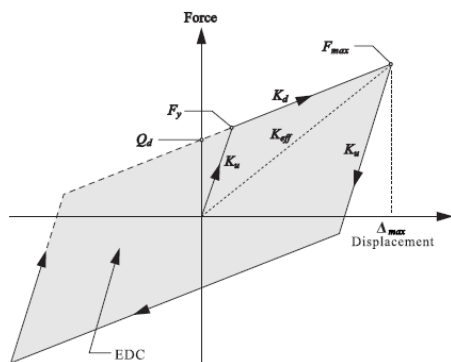


Existen dos formas de adicionar el amortiguamiento: la disipación de energía histerética y la disipación de energía viscosa. El término “viscoso” hace referencia a la energía disipada que depende de la magnitud de la velocidad. El término “histerético” hace referencia al área producida, bajo cargas cíclicas, de las curvas de carga y descarga (AASHTO, 2014).

El mecanismo de energía histerética está conformado por un diagrama de fuerza vs desplazamiento, en el cual, se considera la carga y descarga del dispositivo. La energía que no se recupera durante la descarga, se disipa principalmente en forma de calor. En la Figura 8, se muestra el modelo bilineal a utilizar, cuya área encerrada entre las curvas es la energía disipada durante cada ciclo de movimiento del disipador (Buckle I., 2006).

Figura 8

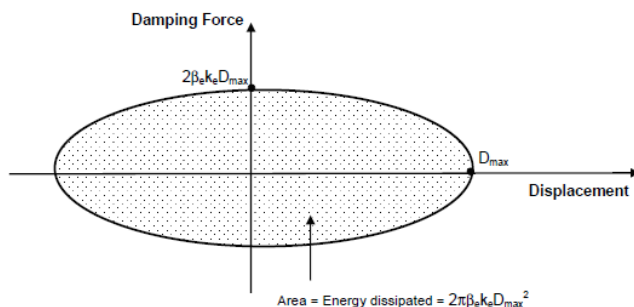
Modelo bilineal de los aisladores (Buckle I., 2006)



Los desplazamientos no solo se reducen al incrementar el amortiguamiento, las fuerzas también se reducen. En la Figura 9, se muestra el gráfico producido al igualar las fuerzas de amortiguamiento cuando tiene un amortiguamiento de 5% vs los desplazamientos finales, cuya área representa la energía disipada por viscosidad.

Figura 9

Gráfica de fuerza de amortiguamiento vs desplazamiento (Buckle I., 2006).



Rigidez bajo cargas de servicio laterales

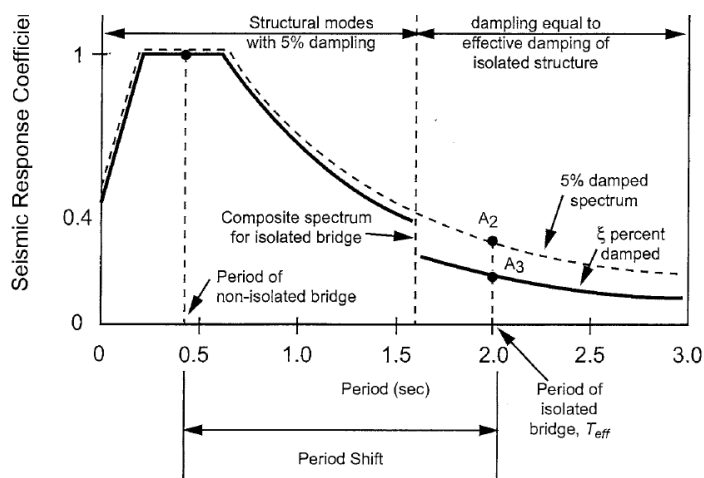
Por lo mencionado anteriormente, la flexibilidad lateral es muy deseable para altas cargas sísmicas. Sin embargo, es indeseable tener un puente, cuyas vibraciones sean notorias bajo cargas frecuentes, como el viento o frenado. Para adicionar esta rigidez ante cargas de servicio, sin aumentar la rigidez de los elementos de soporte, se suelen usar disipadores de energía externos y elastómeros modificados. Por un lado, los disipadores de energía reducen la demanda en los aisladores, generada por las cargas de servicio. Por otro lado, los elastómeros modificados presentan un tratamiento químico en su composición, este genera un aumento en la rigidez inicial bajo pequeños desplazamientos imperceptibles para los usuarios del puente. Otra opción, es usar apoyos de aislamiento deslizantes debido a su fricción aportan la rigidez necesaria ante cargas de servicio (AASHTO, 2014).

Comportamiento final del aislamiento sísmico

El comportamiento final del aislamiento sísmico se expresa en la disipación de la energía a través de los ciclos de carga y descarga del aislador. Como consecuencia, se genera un desplazamiento relativo, controlado por las características del aislador, entre la superestructura y la subestructura. Finalmente, se incrementa el periodo natural y aumenta el amortiguamiento de la estructura, lo cual, sumados ambos efectos, genera una disminución en la aceleración obtenida del espectro de aceleraciones, que a su vez se ve reflejado en la disminución de las fuerzas sísmicas en la base del aislador. A continuación, se muestra la Figura 10 que resume el comportamiento mencionado.

Figura 10

influencia de los aisladores en el espectro sísmico.



2.4. Características de los sistemas de aislamiento sísmico

2.4.1. Tipos de aisladores

Existen varios tipos de apoyo aisladores sísmicos a disposición. A continuación, se expondrá 2 tipos en función al sistema que lo conforman: Elastómeros y Péndulo de fricción.

2.4.1.1. Sistemas con elastómeros

Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

El apoyo elastomérico con núcleo de plomo (lead rubber bearing, LRB) contiene un núcleo de plomo que le proporciona una capacidad adicional de disipar energía y una mayor rigidez horizontal inicial. En la Figura 11, se observan las partes del aislador LRB. El amortiguamiento varía entre el 15% y el 35% y se utiliza un modelo bilineal de análisis. Adicionalmente, la tensión de cedencia a cortante del núcleo de plomo es de aprox. 10Mpa, superado este valor, la rigidez del dispositivo se iguala con la rigidez del caucho. Esto genera una rigidez bilineal, que es un excelente comportamiento ante la fatiga y controla los desplazamientos (Rico P, 2012).

La fabricación de los dispositivos consiste en un elastómero natural (NR) que proporciona una alta resistencia al desgaste mecánico. Es uno de los aisladores más utilizados, el sistema ha mejorado pasadas las décadas en simplicidad en el diseño con modelos bilineales y efectividad, se demuestra en numerosos terremotos (Méndez G, 2013). Dentro de los beneficios adicionales, se indican los siguientes (Méndez G, 2013):

- Reduce significativamente la energía durante terremotos, lo cual, involucra un diseño óptimo y una reducción de costos.
- Una transferencia de cargas en conjunto, considerando las cargas de servicio y las cargas sísmicas.
- Se amplían las posibilidades de diseño en diferentes estructuras
- Solución efectiva para las mejoras de edificaciones existentes y facilidad en el remplazo de dispositivo.
- Mantiene su funcionamiento después de eventos sísmicos, debido a su composición que permite el recentrado.
- Aplicaciones de los dispositivos a nivel mundial que prueban la confiabilidad y la calidad de la tecnología.

Figura 11

Aislador elástico con núcleo de plomo (LRB) (Rico P, 2012).

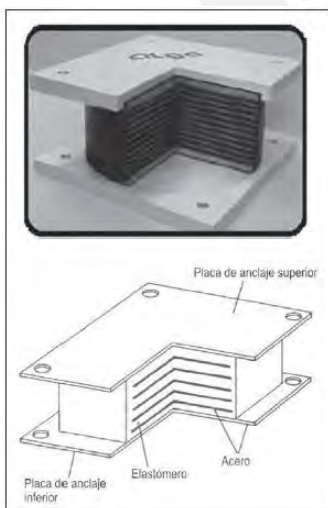


Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

Son aisladores conformados por laminas delgadas de acero y neopreno, como se observa en la Figura 12. Estas se colocan de forma intercalada formando bloques cúbicos o cilíndricos. El aislador elastomérico de alto amortiguamiento está conformado de capas alternas de material elastómero y láminas de acero vulcanizado. Este apoyo brinda una mayor capacidad de amortiguamiento y desplazamiento, además de una alta resistencia al desgaste mecánico (Méndez G, 2013). Los aisladores elastomérico HDR se caracterizan por aumentar su rigidez vertical manteniendo constante su flexibilidad lateral. Los valores de amortiguamiento que puede tener varían entre el 10% y el 20%. En este tipo de aisladores se hace un análisis bilineal cuyas propiedades está en función del amortiguamiento efectivo y el módulo de deformación (G) cuyos valores oscilan entre 0.4MPa y 1.4Mpa (Rico P, 2012).

Figura 12

Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB) (Rico P, 2012)



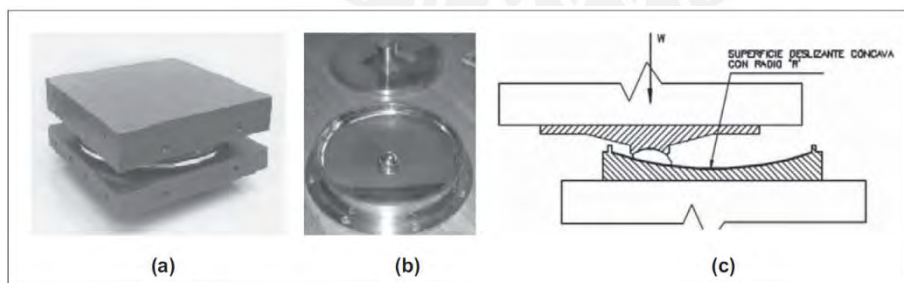
2.4.1.2. Sistema de péndulo de fricción

Aislador Péndulo de fricción

Su condición de aislamiento está relacionada con la respuesta de un péndulo, debido a un control deslizante articulado en una superficie esférica cóncava, como se observa en la Figura 13. Consiste en un deslizador articulado sobre una superficie esférica de acero inoxidable cubierta por una película de un material de baja fricción Teflón. La fuerza que impone la estructura al deslizador produce un desplazamiento en ambas direcciones, horizontal y vertical, al desaparecer la fuerza se genera una fuerza restauradora haciéndola regresar a su centro de concavidad. Debido a ello, la fuerza efectiva y el periodo oscilante de la estructura están dirigidos por el radio de curvatura y el coeficiente de fricción de la superficie cóncava. Los rangos de amortiguamiento varían entre 10% y 40%, adicionalmente, los coeficientes de fricción están entre 3 y 20% (Rico P, 2012).

Figura 13

Sistema de péndulo de fricción (FPS) (Rico P, 2012).



Los aisladores deslizantes tipo péndulo cumplen las siguientes funciones (Méndez G, 2013):

- Los dispositivos están diseñados para permitir desplazamientos horizontales y transmitir cargas verticales, bajo condiciones de servicio.
- La superficie curva principal permite la flexibilidad lateral necesaria solicitada por el sismo.
- La fricción dinámica, entre la superficie deslizante de acero inoxidable y el material de alto rendimiento deslizante, disipa la energía en forma de calor.
- La fuerza restauradora que genera las características geométricas del dispositivo permite la capacidad de recentrado.

2.4.2. Modelo bilineal del aislador

El modelo bilineal es la representación del comportamiento del aislador sísmico ante un desplazamiento producto de cargas sísmicas de gran magnitud. En la figura 14, se muestra el diagrama del modelo bilineal y sus componentes.

Figura 14

Modelo bilineal del aislador sísmico (Rico P, 2012).

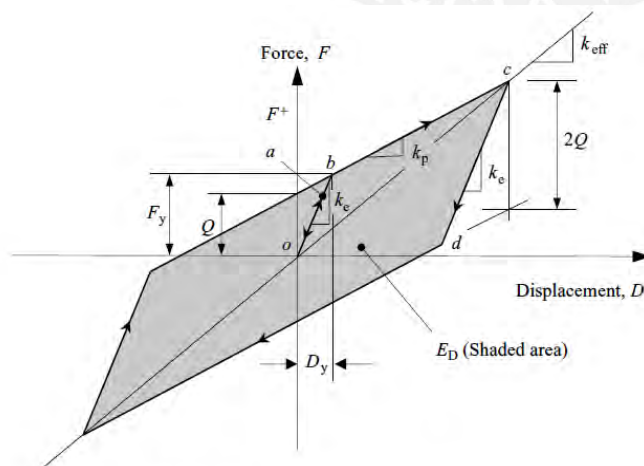


FIGURE 2.6 Bilinear model of isolator unit.

Indice General del modelo bilineal:

K_e = Rigidez elastica

K_p = Rigidez de posfluencia

K_{eff} = Rigidez efectiva

Q = Fuerza caracteristica

D = Desplazamiento lateral

D_y = Desplazamiento de fluencia

F_y = Fuerza de fluencia

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo

β = Amortiguamiento inicial de la estructura

Los términos básicos que se extraen inicialmente a partir de un modelo matemático son k_e , k_p , Q y D_{max} . Luego, utilizando el modelo matemático podemos obtener los valores siguientes (Rico P, 2012).

- La rigidez efectiva k_{eff} :

$$K_{eff} = K_p + Q/D \quad (8)$$

- El desplazamiento de fluencia:

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p} \quad (9)$$

- La fuerza de fluencia:

$$F_y = Q + K_p * D_y \quad (10)$$

- El amortiguamiento efectivo

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (11)$$

Donde

$$E_D = 4Q(D - D_y) \quad (12)$$

Finalmente, el β_{eff} queda:

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi K_{eff} D^2} \quad (13)$$

Los términos como la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo se definen en el diseño estructural. El aislador sísmico más utilizado en el Perú es el aislador de núcleo de plomo, por lo tanto, se detallarán sus propiedades mecánicas.

2.4.2.1. Propiedades mecánicas de los aisladores de núcleo de plomo

Para los aisladores con núcleo de plomo, la fuerza característica Q es controlada principalmente por la fuerza cortante en el núcleo de plomo. A bajos niveles de esfuerzo de cortante se llega al esfuerzo de fluencia, sin embargo, su comportamiento histórico es muy estable, aunque se trate de varios ciclos de carga (Rico P, 2012).

Se muestra las ecuaciones de cálculo de los valores particulares para los aisladores de base con núcleo de plomo (Rico P, 2012).

- La fuerza característica Q

$$Q = A_1 f_{y1} \quad (14)$$

- La rigidez post fluencia k_p

$$K_p = \frac{A_b G f_L}{t} \quad (15)$$

- La rigidez elástica k_e

$$6.5K_p \leq K_e \leq 10K_p \quad (16)$$

- Desplazamiento de fluencia D_y

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p} = \frac{Q}{kK_p - K_p} = \frac{Q}{(k - 1)K_p} \quad (17)$$

- Amortiguamiento efectivo para un aislador con núcleo de plomo

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi K_{eff} D^2} = \frac{2Q((k - 1)K_p D - Q)}{\pi(k - 1)K_p(K_p D + Q)D} \quad (18)$$

2.4.2.2. Verificación del modelo bilineal

El cálculo de las propiedades mecánicas del aislador permite obtener los valores iniciales para el modelo bilineal. Luego de calculado el modelo bilineal se necesita realizar una verificación, esta consiste que el desplazamiento máximo del aislador debe coincidir con el desplazamiento máximo de la superestructura. Esta es un proceso iterativo hasta obtener los mismos resultados. A continuación, se muestra el procedimiento a realizar una de las iteraciones.

- El periodo objetivo, se define en función de la masa y la rigidez efectiva

$$t_{obj} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (19)$$

- Aceleración espectral de la subestructura considerando el Periodo objetivo

$$S_a = C_{sm}(T_{obj}) * g \quad (20)$$

- Desplazamiento máximo espectral de la superestructura considerando un amortiguamiento del 5%

$$S_d = \frac{S_a}{2 * \pi * (tobj)^2} \quad (21)$$

- Factor de reducción por amortiguamiento, en función del amortiguamiento original de la estructura

$$B = \left(\frac{B_M}{0.05} \right)^{0.3} \quad (22)$$

- Desplazamiento máximo espectral de la superestructura aislada considerando el nuevo amortiguamiento

$$S_d = \frac{S_d}{B} \quad (23)$$

Introduciendo la ecuación (22) en la (23) se obtiene:

$$S_d = \frac{S_d}{\left(\frac{B_M}{0.05} \right)^{0.3}} \quad (24)$$

- Verificación de la igualdad de los desplazamientos

$$Verificación = \frac{D}{S_d} \quad (25)$$

El resultado de la fórmula (25) debe resultar en 1 para considerar correcto el modelo bilineal.

2.4.3. Espectro de aceleraciones incluyendo efecto de los aisladores

El espectro de aceleraciones se realiza de manera similar a un puente convencional, sin embargo, varía antes del periodo objetivo. Este tramo es que se usará en el diseño, ya que, abarca el periodo objetivo del puente aislado. Para obtener esa diferencia se divide los valores del espectro entre el coeficiente de reducción por amortiguamiento mostrado en la ecuación (26). El valor a partir, del cual, se empieza a dividir el factor es $0.8 T_{eff}$ (ASSHTO, 2014)

- Aceleración espectral de la superestructura considerando el nuevo amortiguamiento
- $$C_{sm} = \frac{C_{sm}}{B} \quad (26)$$

2.4.4. Diseño de propiedades del aislador sísmico

El cálculo de las propiedades del aislador sísmico para el diseño de los elementos estructurales se realizará utilizando los valores límites (RNE, 2020).

Los valores de límite inferior de la resistencia característica y rigidez post-elástica de los aisladores se obtienen multiplicando las propiedades nominales por el factor de modificación máximo de límite inferior. Estas propiedades logran desplazamientos mayores de la superestructura, lo cual se utiliza para su diseño.

Los valores de límite superior de la resistencia característica y rigidez post-elástica de los aisladores se obtienen multiplicando las propiedades nominales por el factor de modificación máximo de límite superior. Estas propiedades logran fuerzas sísmicas mayores en la subestructura, lo cual se utiliza para su diseño.

A continuación, se muestra la Tabla 9 con los factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos de clase I (RNE, 2020). Cabe recalcar que los dispositivos de clase I son de proveedores confiables cuyos dispositivos hayan sido probados y ensayados.

Tabla 9

Resumen de los factores de modificación máximos y mínimos para aislador LRB Clase I (RNE, 2020)

FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS CLASE I		
VALOR MÁXIMO PARA:	Aislador de caucho con núcleo de Plomo	Aislador de caucho con núcleo de Plomo
	Kd	Qd
Factor Mínimo de Modificación λ_{min}	1.3	1.5
Factor Máximo de Modificación λ_{max}	0.8	0.8

Finalmente, se aplican los factores de reducción correspondientes.

$$K_{d,max} = K_d \lambda_{max,Kd} \quad (27)$$

$$K_{d,min} = K_d \lambda_{min,Kd} \quad (28)$$

$$Q_{d,max} = Q_d \lambda_{max,Qd} \quad (29)$$

$$Q_{d,min} = Q_d \lambda_{min,Qd} \quad (30)$$

Capítulo III Descripción de proyecto y predimensionamiento

3.1. Descripción del proyecto

3.1.1. Características del puente

El puente escogido como referencia es “El puente Nicolás Dueñas”, está situado en la intersección de Av. Canadá con Nicolás Dueñas, Cercado de Lima, Lima, Perú.

El puente es de vigas postensadas, consta de un tablero de longitud aproximadamente 70 metros apoyado sobre dos tramos de vigas postensadas de longitud aproximada 35 metros. El ancho de la calzada, incluyendo las bermas, es de 7.3 metros y presenta espacios peatonales a ambos lados de 2.5 metros, cada lado con su respectiva baranda. En la zona central del puente, se apoya sobre pilares de concreto armado de longitud aproximada 4.5 metros.

3.1.2. Materiales empleados

Tablero y Subestructura

- Concreto Armado

Resistencia a la compresión : $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de Poisson : $\nu = 0.20$

Módulo de elasticidad: $E_c = 15,000 * (\sqrt{280}) = 251,000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso específico : $\gamma = 2.40 \text{ tonf/m}^3$

- Acero de Refuerzo

Los aceros de refuerzo para el concreto son de barras de acero corrugado grado 60.

Límite de fluencia : $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso específico : $\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$

Superestructura

- Concreto Armado

Resistencia a la compresión : $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de Poisson : $\nu = 0.20$

Módulo de elasticidad: $E_c = 15,000 * (\sqrt{350}) = 280,624 \text{ kgf/cm}^2$

Peso específico : $\gamma = 2.40 \text{ tonf/m}^3$

- Acero de Refuerzo

Los aceros de refuerzo para el concreto en el tablero son de barras de acero corrugado grado 60.

Límite de fluencia : $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kgf/cm}^2$

Peso específico : $\gamma = 7.85 \text{ tonf/m}^3$

- Acero Postensado

Esfuerzo último de un torón : $f_{pu} = 18,966.7 \text{ kgf/cm}^2$

Diámetro de un torón : $\emptyset = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$

Aisladores sísmicos

El fabricante del aislador manda una relación de las propiedades de los materiales con los que realiza el aislador.

Módulo de corte de la goma : $G = 0.4 \text{ Mpa}$

Resistencia de fluencia del plomo : $f_{y1} = 10 \text{ Mpa}$

Resistencia de fluencia de placas de acero : $F_y = 345 \text{ kgf/cm}^2$

3.1.3. Normas empleadas

El análisis y diseño estructural se realizó según las siguientes normas:

- AASHTO Bridge Design LRFD, 2017
- Manual de Puentes MTC. 2018
- Norma E.060 CONCRETO ARMADO 2020

También se consideraron las siguientes normas especializadas en aislamiento sísmico:

- AASHTO Guide specifications for Seismic Isolation Design 2014
- Norma E.031 Aislamiento Sísmico 2020

3.1.4. Cargas aplicadas

3.1.4.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes más importantes que se consideraran son la carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales unidos (DC), y carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW). Las cargas DC consisten en los elementos estructurales que aportan resistencia al sistema como: tablero, vigas, arriostres y complementos; y elementos no estructurales como parapetos, barreras, señales, etc. Las cargas DW son la carga de la superficie de rodadura, esta carga se aplica sobre el tablero ya acabado y sirve como superficie de tránsito para los vehículos. A continuación, se muestran Tablas 10 y 11 con las que se calculará el peso de los materiales estructurales y el peso de los no estructurales.

Tabla 10

Pesos unitarios de materiales (AASHTO LRFD, 2017)

MATERIAL	Unidad de Peso	
Concreto Armado	2400	kg/m ³
Carpeta de rodadura (Asfalto)	2200	kg/m ³

Tabla 11*Cargas asignadas (AASHTO LRFD, 2017)*

MATERIAL	Unidad de Peso	
Peso baranda	300	kg/m

3.1.4.2. Cargas transitorias

Las cargas transitorias existentes aplicadas en puentes son las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

Los efectos de vehículos convencionales son despreciables en comparación al efecto de camiones. Por lo tanto, La norma AASHTO ha desarrollado modelos que asemejan el comportamiento de vehículos pesados que pasan por un puente a lo largo de su existencia. Estos modelos consisten en una combinación de 3 vehículos ficticios que son el Camión de diseño, el Tandem de diseño y la Línea de diseño. Cada una de estas cargas será amplificada con su respectivo factor de efectos dinámicos (fuerzas de impacto) para luego ser combinadas con las cargas permanentes.

3.1.4.3. Cargas de sismo**Clase de Sitio**

Según las especificaciones de la AASHTO LRFD y el Manual de diseño de puentes del Perú, se considera que se encuentra en una clase de sitio B, Roca. No se realizó un estudio de suelos, por lo tanto, asumimos el valor que consideran en el Manual de puentes. La clase de sitio considerada es B, Roca.

Coeficientes de Aceleración

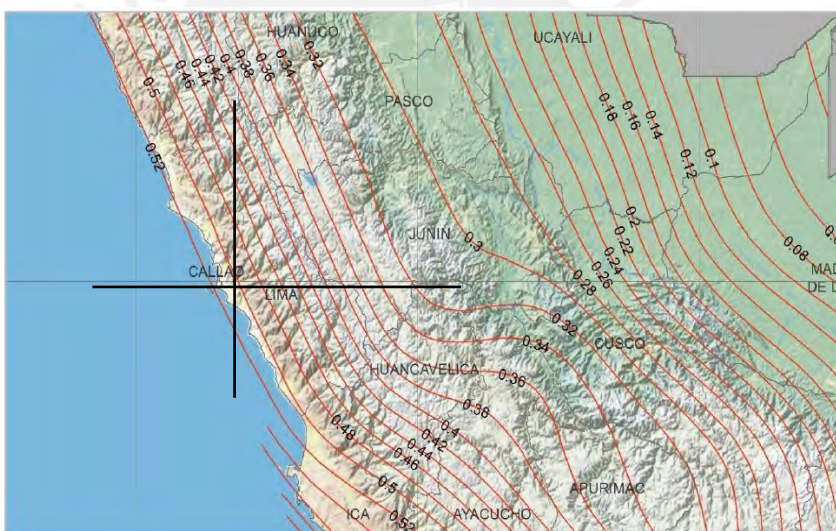
Las gráficas de coeficiente de aceleración se encuentran en el manual de puentes del MTC. Según las gráficas, para la ciudad de lima, en la ubicación del puente, se tienen los siguientes coeficientes.

- Calculo del valor de PGA, Aceleración máxima del suelo a un $t = 0.0$ s. En la Figura 15, se obtiene un $PGA = 0.51g$.

Figura 15

Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B (Roca) para un periodo de 0.0 seg.

(Manual de puentes, 2017)

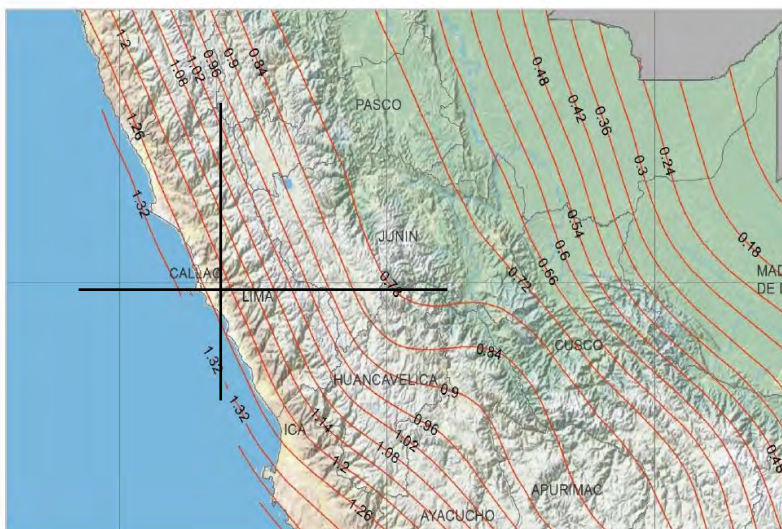


- Calculo del valor de S_s , Aceleración del suelo a un $t = 0.2$ s. En la Figura 16, se obtiene un $S_s = 1.26g$.

Figura 16

Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B (Roca) para un periodo de 0.2 seg.

(Manual de puentes, 2017)

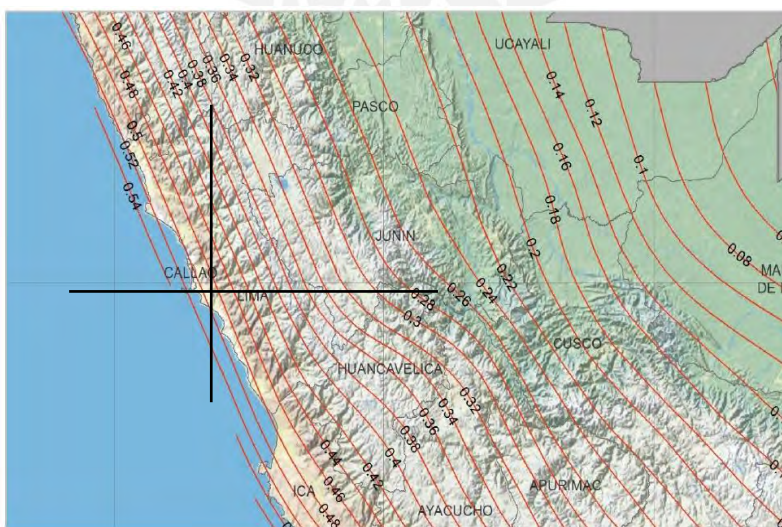


- Calculo del valor de S_1 , Aceleración máxima del suelo a un $t = 1.0$ s. En la Figura 17, se obtiene un valor aproximado de $S_1 = 0.50g$.

Figura 17

Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B (Roca) para un periodo de 1.0 seg.

(Manual de puentes, 2017)



Factores de Sitio

- Valor de Factor de sitio, F_{pga} en Periodo = 0s en el Espectro de Aceleración para un PGA = 0.51. Se obtiene de la Tabla 6.

$$F_{pga} = 1.0$$

- Valor de Factor de sitio, F_a en un rango de Periodo Corto en el Espectro de Aceleración para un $S_5 = 1.26$. Se obtiene de la Tabla 7.

$$F_a = 1.0$$

- Valor de Factor de sitio, F_v en un rango de Periodo Largo en el Espectro de Aceleración para un $S_1 = 0.50$. Se obtiene de la Tabla 8.

$$F_v = 1.0$$

Categorías Según la importancia del Puente

El puente en consideración se plantea que después de los efectos sísmicos se encuentre operativo, sin embargo, se espera que presente daños. Por lo tanto, no entra en la categoría de un puente crítico. La importancia del puente será esencial.

Zonas sísmicas

Las zonas sísmicas, según las normas en Puentes, señalan que para coeficientes de aceleración del suelo mayores a 0.50 se considera Zona sísmica 4. Por lo tanto, al ser 0.51 y utilizando la Tabla 4, se obtiene que la zona sísmica es 4.

3.2. Predimensionamiento

3.2.1. Vigas

Espaciamiento de vigas

Se considera un espaciamento de 30 cm del eje de la primera viga hasta el extremo de la superficie de rodadura, esta distancia es medida externamente a dicha superficie, y se plantean usar 4 vigas.

$$S = \frac{7.20 + 2 * 0.30}{3} = 2.60 \text{ m}$$

El espaciamento entre vigas resulta ser de 2.60 m. Este se evidencia en la Figura 20 donde se muestra una sección general de las vigas y tablero.

El dimensionamiento de la viga inicial se considera tomando medidas de las traveses AASHTO para puentes que se observan en la Figura 18. Estas dimensiones están establecidas para vigas pretensadas, postensadas y mixtas. Las traveses son más usadas en México, sin embargo funcionan como un valor inicial.

Figura 18

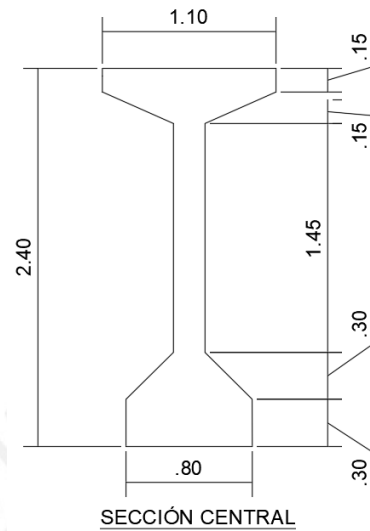
Propiedades de secciones de traves AASHTO para puentes (Mexpresa, 2021)

Propiedades de secciones de traves AASHTO para puentes					
Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm ²)
I	71	40	30	10 a 13	1,743
II	91	45	30	12 a 18	2,325
III	115	56	40	16 a 24	3,629
IV	135	66	50	21 a 30	4,974
V	160	71	107	27 a 36	6,463
VI	183	71	107	33 a 42	6,923

La longitud de la viga es 35 metros, por lo tanto, le corresponde una viga Tipo VI. El proceso de diseño de la viga postensada resultó en mayores dimensiones. Cabe recalcar que, el diseño de la viga postensada no forma parte del alcance de la presente tesis, por ello, no se mostrará. A continuación, se presenta la Figura 19, en la que observa las dimensiones de la viga a utilizar en el modelo.

Figura 19

Dimensiones de la viga preesforzada, medidas en metros.



3.2.2. Tablero

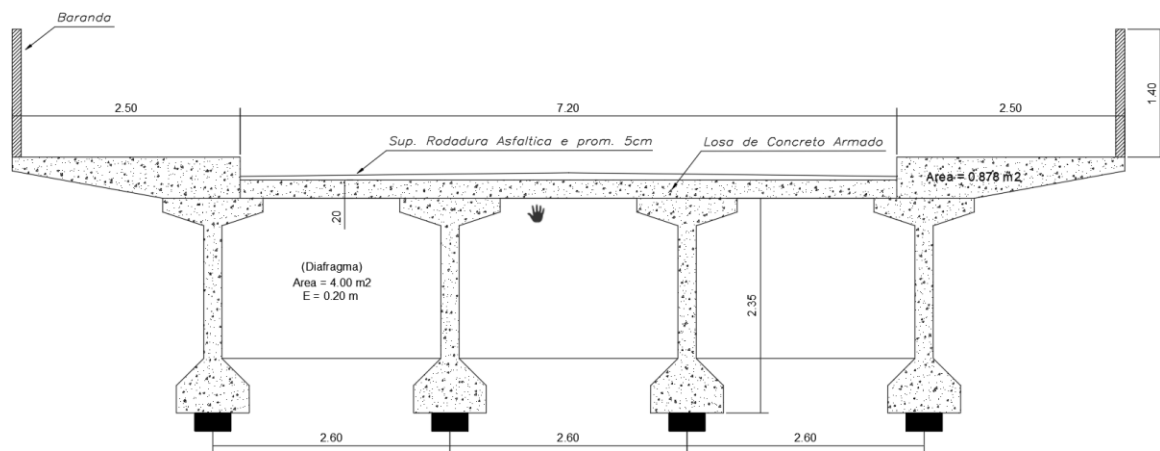
Se utiliza la ecuación de la mínima profundidad de la viga más el tablero.

$$MD = 0.035 * L = 0.035 * 35 \text{ m} = 1.23 \text{ m}$$

Como esta profundidad mínima es superada, la altura del tablero se tomará a criterio constructivo.

$$h = 0.20 \text{ m}$$

Finalmente, se tiene una altura de tablero de 20 cm. Esta se evidencia en la Figura 20 donde se muestra una sección general de las vigas y tablero.

Figura 20*Predimensionamiento del tablero y vigas*

3.2.3. Aislador

Se decidió colocar un aislador debajo de cada viga postensada, en los extremos del elemento. Se realizó la selección del aislador sísmico entre las opciones mencionadas en el marco teórico: Aislador de núcleo de plomo, aislador de alto amortiguamiento y aislador de péndulo friccionante. El aislador de péndulo friccionante es recomendado para Puentes de bajo peso como son los de vigas metálicas, al tener el beneficio de que su periodo no depende de la masa, por lo tanto, es descartado para el análisis. Se utilizarán los aisladores elastoméricos, entre ellos el que presente un mayor amortiguamiento. El aislador sísmico escogido es el aislador elastomérico con núcleo de plomo porque brinda un amortiguamiento mayor al aislador de alto amortiguamiento.

Para el predimensionamiento de estos aisladores, se consideró la capacidad de carga axial obtenida a partir de la combinación de carga vertical máxima: $1.25CM + 1.25CV + CS$, expuesta en la norma E.031 Aislamiento sísmico. Se puede considerar, como un criterio de

predimensionamiento, que la “CS” es el 30% de la “CM” y así usar la combinación “1.55CM + 1.25CV”.

Se consideró un solo tipo de aislador, debido a que se debe distribuir uniformemente la rigidez a lo largo del puente. Se utilizará el aislador de núcleo de plomo. Se realiza un metrado de cargas simple que se muestra en la Tabla 12, con el fin de obtener la carga axial máxima promedio de cada dispositivo.

Tabla 12

Cargas en un apoyo según cálculos manuales

CM (tonf)	Peso tablero	$\frac{\text{Ancho} \times \text{Alto} \times \text{Longitud} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{7.2 \times 0.2 \times 35 \times 2.4}{(2 \times 4)}$	15.12
	Peso viga	$\frac{\text{Area} \times \text{Longitud} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{0.9525 \times 35 \times 2.4}{2}$	40.01
	Peso volado	$\frac{\text{Area} \times \text{Longitud} \times \text{Cantidad} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{0.879 \times 35 \times 2 \times 2.4}{(4 \times 2)}$	18.46
	Peso rigidizador	$\frac{\text{Area} \times \text{Espesor} \times \text{Cantidad} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{4 \times 0.2 \times 9 \times 2.4}{(4 \times 2)}$	2.16
	Peso baranda	$\frac{\text{Longitud} \times \text{Cantidad} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{35 \times 2 \times 0.3}{(4 \times 2)}$	2.63
	Peso asfalto	$\frac{\text{Espesor} \times \text{Largo} \times \text{Ancho} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{0.05 \times 7.2 \times 35 \times 2}{(4 \times 2)}$	3.15
CV (tonf)	Peso peatonal	$\frac{\text{Largo} \times \text{Ancho} \times \text{PesoEspecifico}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{35 \times 2.1 \times 0.415}{(4 \times 2)}$	3.81
	Peso vehicular aprox.	$\frac{\text{PesoVehiculo} \times \text{N}^\circ \text{vehiculos}}{(\text{N}^\circ \text{vigas} \times \text{N}^\circ \text{apoyos})}$	$\frac{(14.52 + 14.52 + 3.63) \times 6}{(4 \times 2)}$	24.50
N° aisladores				1.00
Carga axial promedio (tonf) (1.25CM+1.55CV)				145.79
Carga axial promedio (KN)				1430.23

Se observa que se obtuvo una carga axial en el aislador aproximada de 1,430 KN y con ello que ingresó en las Tablas 13 y 14 extraídas del catálogo del proveedor DIS para obtener las medidas y propiedades de cada aislador.

Tabla 13*Propiedades de Diseño del aislador sísmico según catalogo DIS*

Diámetro Aislador, Dt (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo, Dmax (mm)	Capacidad Carga Axial Pmax(kN)
	Rigidez Producida, Kd (kN/mm)	Resistencia Características Qd(kN)	Rigidez a la compresión Kv(kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3100

Tabla 14*Dimensiones del aislador sísmico y de la placa de soporte según catalogo DIS*

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, Dt (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Numero de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, DL (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio φ (mm)	A (mm)	B(mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50

De la tabla 13 y 14, se obtuvieron las características del aislador a utilizar. Se escogieron valores dentro de los intervalos permitidos. A continuación, se muestran dichas características.

Dimensiones del aislador

- Diámetro $D_i = 570$ mm
- Altura $H = 360$ mm, valor que corresponde al rango de la tabla 12, de 205 a 380mm.
- N° capas de caucho $N = 22$ capas, valor que corresponde al rango de la tabla 12, de 8 a 24 capas.
- Diámetro del plomo $DL = 90$ mm, valor que corresponde al rango de la tabla 12, de 0 a 180mm.

3.2.4. Pilar

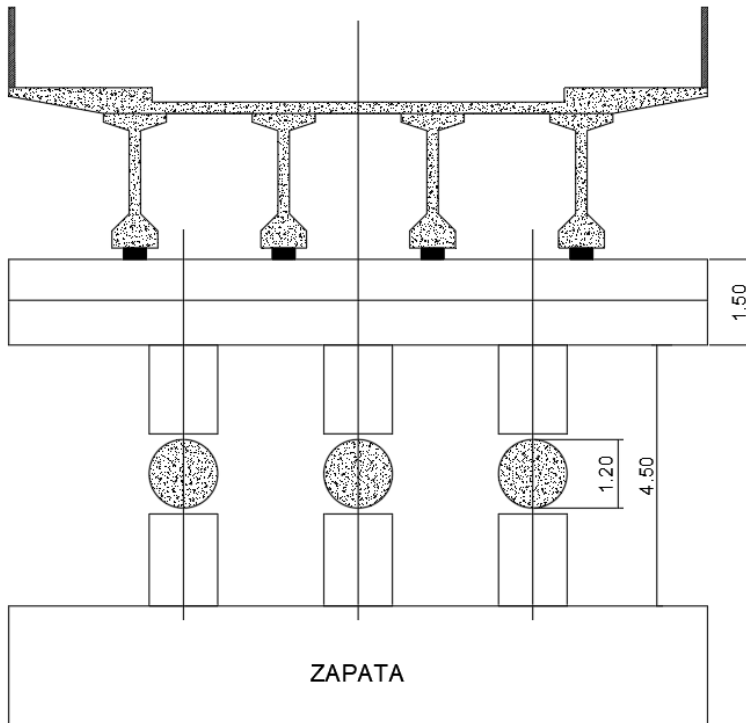
Se realizará el análisis con pilares de 1.2 metros de diámetro. Esta medida es mayor a un predimensionamiento convencional porque las cargas sísmicas aplicadas son de gran magnitud. Las dimensiones del pilar escogido satisfacen el diseño para un puente convencional, esto se realiza para disminuir las iteraciones y enfocarse en el beneficio del aislador sísmico.

3.2.5. Viga cabezal

Se consideran medidas suficientes para ser soportadas por el pilar. En la base de la viga, se le suma 25 cm a cada lado de las dimensiones del pilar, dando como resultado 1.7 metros. Se considera un peralte 30 centímetros mayor que los pilares, se tiene 1.5 metros. La viga cabezal se realizará con medidas de 1.5x1.7 metros.

3.2.6. Resultados del predimensionamiento

En la figura 21, se muestra el predimensionamiento completo de la sección central del puente. La zapata no se predimensiona porque no interviene en el análisis.

Figura 21*Puente Resultante del predimensionamiento*

4. Capítulo IV Análisis estructural

4.1. Modelo computacional

El modelo se ha desarrollado en el programa CSI BRIDGE, el tablero ha sido modelado con elementos tipo área (Shell); y las columnas y vigas modeladas con elementos tipo línea (Frame). A todos estos elementos se les ha asignado las propiedades y características de los materiales correspondientes.

Primero, se realizó el modelado del puente a analizar cómo se observa en las Figuras 22 y 23. Se consideraron las dimensiones de los elementos de la superestructura, tablero y subestructura; los cuales fueron mostradas en el predimensionamiento, en las Figuras 19, 20 y 21. El modelo considera apoyos debajo de cada viga, dando un total de 16 apoyos. La viga no es continua en el centro del puente, hay un apoyo para cada extremo de viga.

Figura 22

Vista longitudinal del puente con apoyos convencionales

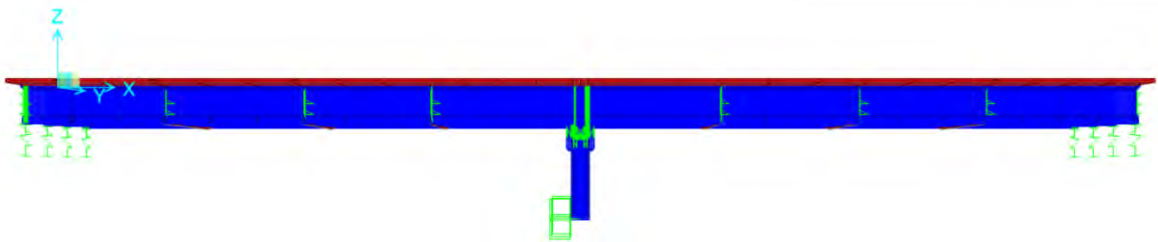
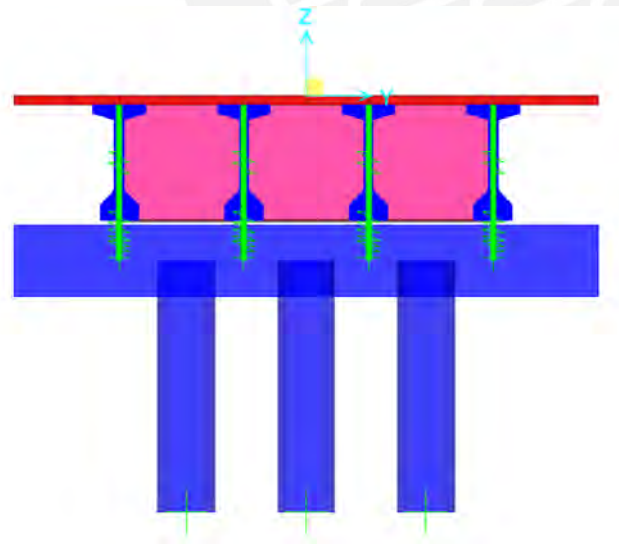


Figura 23

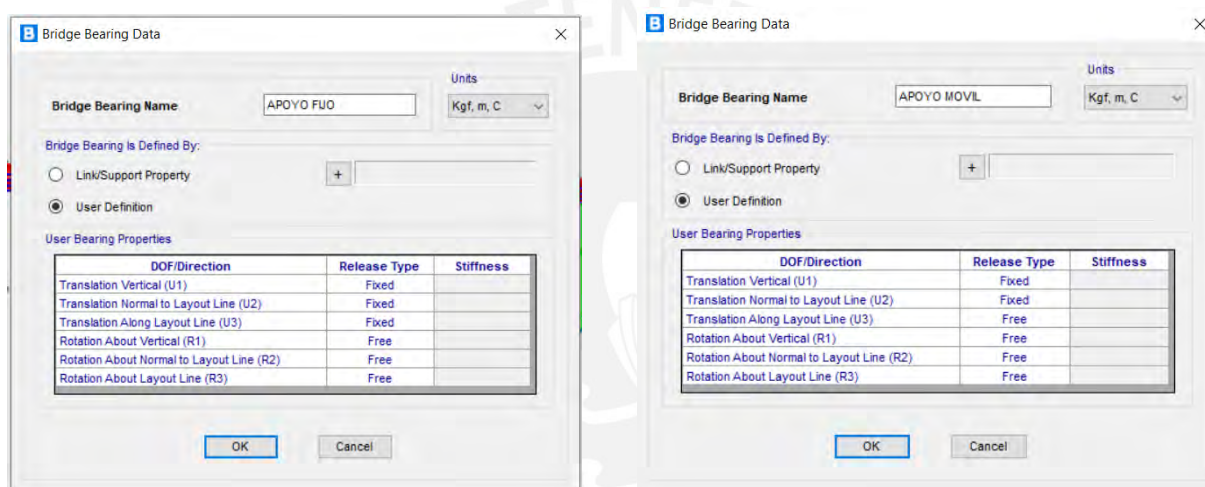
Vista transversal del puente con apoyos convencionales



Segundo, se definieron los apoyos para cada tipo de puente a considerar: el convencional y el aislado. Por un lado, para el puente convencional se asignaron apoyos simples, en los cuales, sobre la viga cabezal y los pilares, se fijó el desplazamiento de los apoyos en las 3 direcciones, y sobre los estribos, se liberó en la dirección paralelo a la longitud del puente. Estas asignaciones se evidencian en la Figura 24.

Figura 24

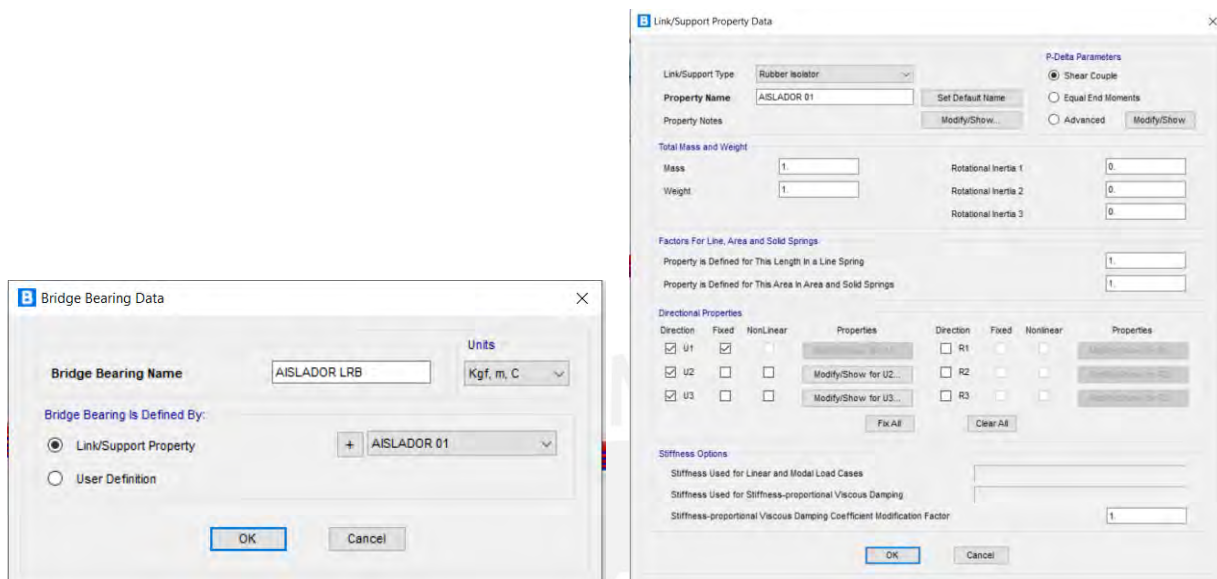
Asignación de apoyos convencionales en el Software.



Por otro lado, en el puente aislado se asignaron apoyos tipo aisladores sísmicos. Estos apoyos son definidos como Link, en el cual, se le asignan las propiedades del aislador. Esta asignación se evidencia en la Figura 25. Los aisladores se asignarán a los 16 apoyos en el puente.

Figura 25

Asignación de apoyos tipo aisladores sísmicos en el Software.



4.2. Aplicación de Cargas

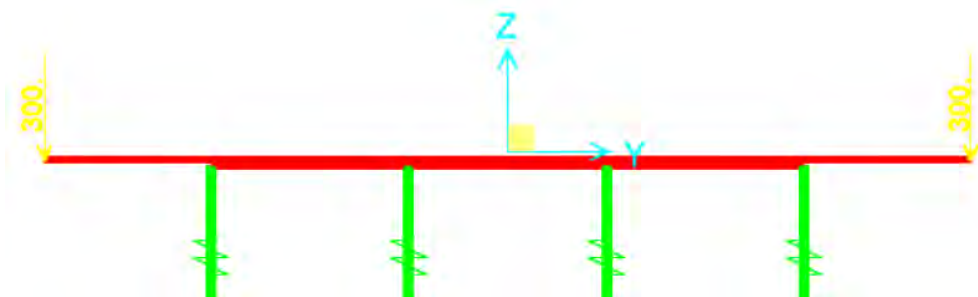
4.2.1. Asignación de cargas permanentes

- Cargas de baranda y componentes

En la Figura 26, se observa la carga de barandas aplicada de 300 kg/m. Esta carga se aplica en toda la longitud del puente.

Figura 26

Aplicación de las cargas de baranda en el Software



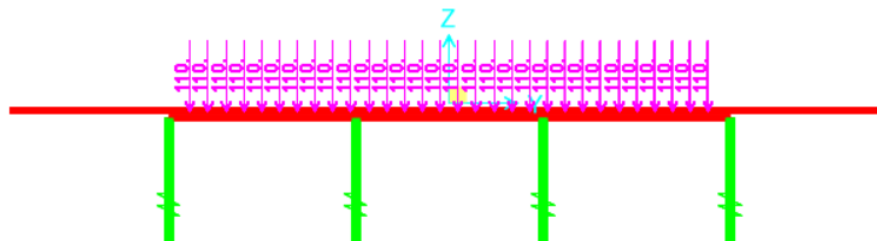
- Carga de superficie de rodadura

En la Figura 27, se observa la carga de superficie de rodadura aplicada de 110 kg/m².

Esta carga se aplica en toda la longitud del puente.

Figura 27

Aplicación de las cargas de superficie de rodadura en el Software



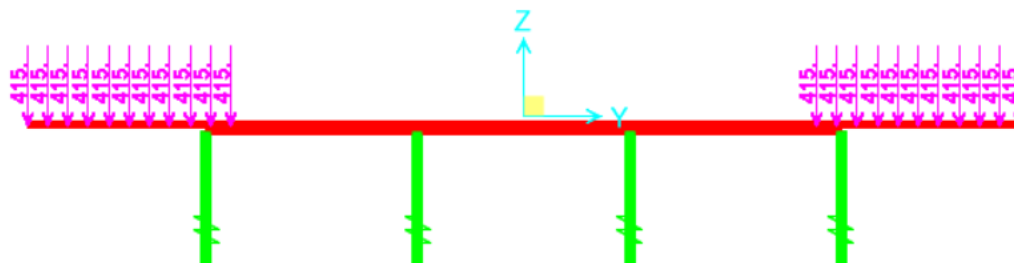
4.2.2. Asignación de cargas transitorias

- Cargas peatonales

En la Figura 28, se observa la carga peatonal aplicada de 450 kg/m². Esta carga se aplica en toda la longitud del puente.

Figura 28

Aplicación de las cargas peatonales en el Software.

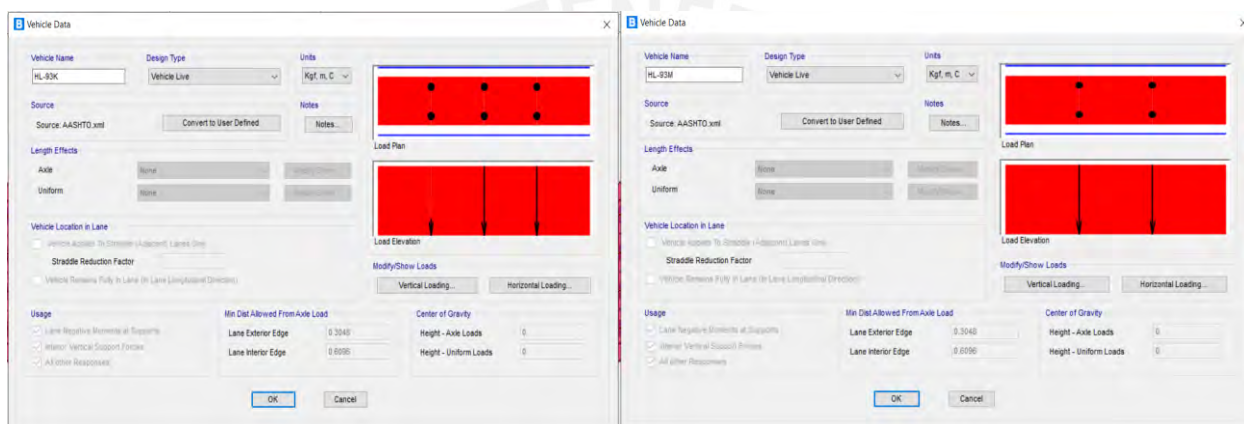


- Cargas Vehiculares

Son cargas transitorias generadas por el paso de vehiculos de diseo, siguiendo los parámetros establecidos en la Norma de Puentes de MTC 2018 y el reglamento AASHTO LRFD 2017. A continuación, en las Figura 29, se observa la aplicación de cargas vivas. El HL-93K representa el camión de diseo y el HL-93M representa el tándem.

Figura 29

Asignación de Carga Vehicular en el Software.



4.2.3. Asignación de cargas sísmicas

Las cargas sísmicas serán asignadas con los valores resultantes del espectro de aceleraciones. Estos cálculos se realizarán en los análisis respectivos para el puente convencional y puente con aisladores.

En la Figura 30 se define la masa sísmica del puente a ser utilizada en el análisis sísmico. Se utiliza principalmente la carga muerta del puente, en este caso el peso propio de los elementos, las barandas y la superficie de rodadura de asfalto.

Figura 30

Definición de Peso Sísmico en el Software.



La asignación de la carga sísmica en el software CSI BRIDGE se hace mediante un caso de carga, se considera la combinación de modos y la combinación direccional.

Combinación de modos

La combinación de modos utilizada es el método de combinación cuadrática completa, CQC. Dicho método considera la respuesta de todos los modos de vibración a través de una combinación cuadrática que considera el signo del modo. La combinación de los modos brinda un resultado preciso porque considera todos los posibles casos de vibración de la estructura.

Combinación direccional

La combinación direccional utilizada es el método de suma absoluta, ABS. Dicho método considera la respuesta de todos los modos de vibración a través de una suma de valores absolutos.

Finalmente, se aplican todos los factores mencionados como un caso de carga en el software. En la Figura 31, se muestra dicha aplicación.

Figura 31

Aplicación de la carga sísmica en el Software.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SISMO ELASTICO X-X CON 0.30Y-Y

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC f1: 1.0

GMC f2: 0.0

Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case: MODAL

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Standard - Acceleration Loading

Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SISMO COW	9.81
Accel	U1	SISMO CONVEN	9.81
Accel	U2	SISMO CONVEN	2.943

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

4.3. Análisis del puente convencional

4.3.1. Determinar procedimiento de análisis

El puente analizado presenta 2 tramos rectos de igual longitud, cumple los requisitos para ser considerado como Regular indicados en la Tabla 3. Además, es un puente de categoría esencial. Por lo tanto, en la Tabla 2, se observa que, para las características mencionadas, se tiene que realizar como mínimo un Análisis Multimodal para el cálculo de los efectos sísmicos. Adicionalmente, se podría desarrollar un análisis Tiempo – Historia, sin embargo, para el desarrollo de la presente tesis, no se utilizará.

4.3.2. Análisis multimodal (MM)

El análisis del puente con apoyos convencionales, móvil en los extremos y fijos sobre las Pilas, permite extraer resultados que serán posteriormente comparados con los obtenidos en el puente aislado. Para cada una de las direcciones se utilizará el espectro elástico de pseudo – aceleraciones dado por:

$$S_a = C_{sm} \cdot g \quad (31)$$

Masa del Puente

La masa sísmica del puente (M_s) se calculó considerando el 100% de la carga muerta en el puente. Se calculó primero el peso sísmico (W_s) y se dividió entre la gravedad para obtener la masa. En la Tabla 15, se muestra dichos valores.

Tabla 15

Peso y masa sísmica

W_s	1392.06	tonf
M_s	141.90	tonf*s2/m

Modos y periodos de vibración

En el modelo matemático se consideraron 30 modos de vibración, se verificará que cumplan con el 90% de la masa participativa. Esta verificación se considerará en la dirección longitudinal y transversal. La dirección vertical no influye considerablemente en el análisis, por lo tanto, no es necesario su cumplimiento. En la Tabla 16, se observa que en los primeros modos ya se cumple un mayor del 90% de masa participante, por lo tanto, se consideró adecuado presentar de manera representativa los 10 primeros modos de vibración.

Tabla 16*Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)*

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.7082	0.9880	0.0000	0.0000	0.9880	0.0000	0.0000
2	0.4530	0.0000	0.9350	0.0000	0.9880	0.9350	0.0000
3	0.4230	0.0000	0.0083	0.0000	0.9880	0.9430	0.0000
4	0.2766	0.0000	0.0000	0.7240	0.9880	0.9430	0.7240
5	0.2739	0.0000	0.0086	0.0000	0.9880	0.9520	0.7240
6	0.2690	0.0000	0.0002	0.0000	0.9880	0.9520	0.7240
7	0.2665	0.0076	0.0000	0.0000	0.9960	0.9520	0.7240
8	0.2368	0.0000	0.0005	0.0000	0.9960	0.9530	0.7240
9	0.1660	0.0000	0.0007	0.0000	0.9960	0.9530	0.7240
10	0.1009	0.0000	0.0000	0.0000	0.9960	0.9530	0.7240

En la tabla 16, se observa que cumple con más del 90% de la masa participativa en ambas direcciones principales.

Diseño del Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta para el puente convencional se realiza utilizando el espectro señalado en el Manual de Puentes del MTC. El espectro fue mostrado en la Figura 1. A continuación, se detallan las fórmulas utilizadas para el cálculo de cada tramo y, en la Tabla 17 y Figura 32, se muestran los resultados del espectro sísmico obtenido.

Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico (Csm)

- Para periodos menores o iguales a T_0

Utilizando la Ecuación (1), se obtiene A_s .

$$A_s = F_{pga}PGA = 1.0 * 0.51 = 0.51$$

Utilizando la Ecuación (2), se obtiene S_{DS} .

$$S_{DS} = F_a S_s = 1.0 * 1.26 = 1.26$$

Utilizando la Ecuación (3), se obtiene T_0 .

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{F_v S_1}{S_{DS}} = \frac{1.0 * 0.50}{1.26} = 0.397 \text{ s}$$

Utilizando la Ecuación (4), se obtiene T_0 .

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 * \frac{F_v S_1}{S_{DS}} = 0.2 * \frac{1.0 * 0.50}{1.26} = 0.08 \text{ s}$$

Utilizando la Ecuación (5), se obtiene C_{sm} para periodos menores o iguales a T_0 .

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) = 0.51 + (1.26 - 0.51) * \left(\frac{T_m}{0.08} \right)$$

- Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s .

Utilizando la Ecuación (6), se obtiene C_{sm} para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s .

$$C_{sm} = S_{DS} = 1.26$$

- Para periodos mayores que T_s

Utilizando la Ecuación (7), se obtiene C_{sm} para periodos mayores que T_s .

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} = \frac{1.0 * 0.50}{T_m} = \frac{0.50}{T_m}$$

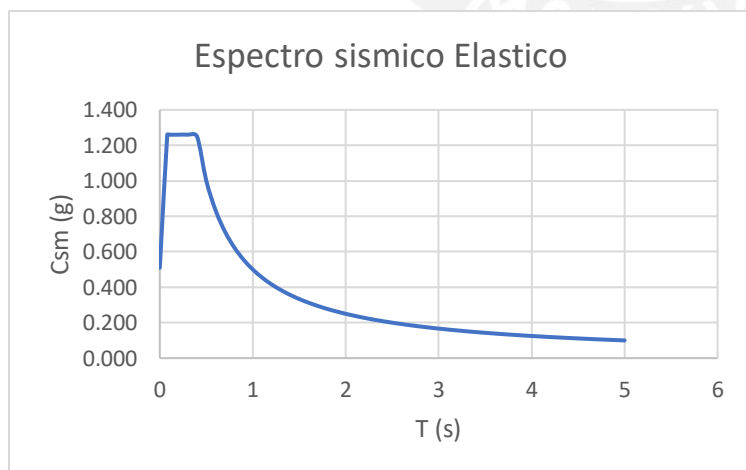
Tabla 17

Resumen de valores espectrales obtenidos para el análisis sísmico elástico

T (Periodo)	Csm
0	0.510
0.100	1.260
0.200	1.260
0.300	1.260
0.400	1.250
0.500	1.000
0.600	0.833
0.700	0.714
0.800	0.625
0.900	0.556
1.000	0.500
1.500	0.333
2.000	0.250
2.500	0.200
3.000	0.167
3.500	0.143
4.000	0.125
4.500	0.111
5.000	0.100

Figura 32

Espectro sísmico elástico



4.3.3. Desplazamientos y fuerzas

El programa CSI Bridge utilizado se encargó de todos los cálculos, incluidas las combinaciones modales y direccionales. A continuación, se muestran los resultados de los efectos sísmicos del sismo elásticos convencional en el Tablero y en el Pilar central. En el tablero, como representación de la superestructura, se calcularon los desplazamientos mostrados en la Tabla 18. En la Figura 33, se muestra la ubicación de los puntos a analizar del tablero. En el Pilar central, que es parte de la subestructura, se calcularon desplazamientos y fuerzas mostrados en las Tablas 19 y 20. En la Figura 34, se muestra la ubicación de los puntos a analizar del Pilar central.

Figura 33

Puntos de análisis del tablero y dirección de Ejes X-X y Y-Y

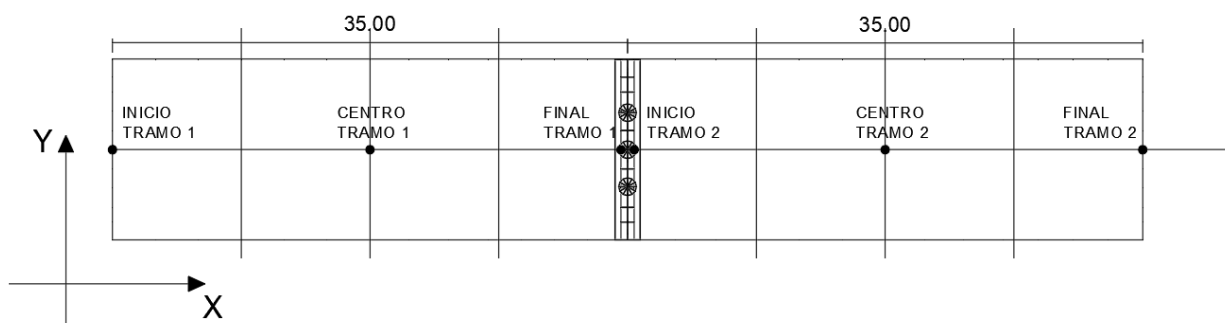
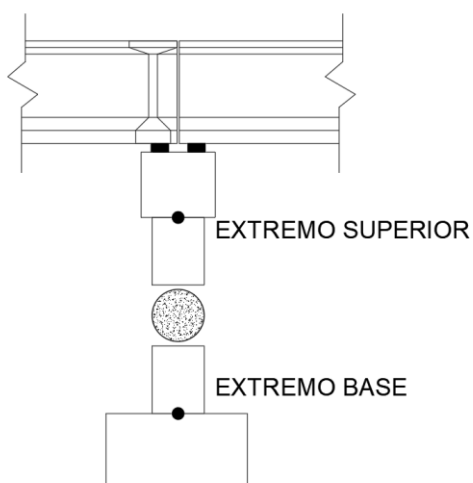


Tabla 18

Desplazamientos sísmicos en el Tablero del sismo elástico convencional

Descripción	Desplazamiento en el centro de la losa	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Inicio tramo 1	0.0882	0.0563
Centro tramo 1	0.0883	0.0600
Final tramo 1	0.0886	0.0590
Inicio tramo 2	0.0886	0.0602
Centro tramo 2	0.0883	0.0562
Final tramo 2	0.0882	0.0477

Figura 34*Puntos de análisis del Pilar Central***Tabla 19***Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo elástico convencional*

Descripción	Desplazamiento del pilar central	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Extremo Superior	0.0698	0.0142

Tabla 20*Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo elástico convencional*

Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo longitudinal – X-X		
Ubicación de las cargas		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.220	299.87	470.84
	Extremo Base	0.220	299.87	1820.20
Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo transversal – Y-Y		
Ubicación de las cargas		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.066	284.82	541.83
	Extremo Base	0.066	284.82	739.87

4.4. Análisis del puente con aislamiento sísmico

4.4.1. Selección del sistema de aislamiento

Principalmente, los aisladores sísmicos se colocan en la zona de los pilares para disminuir los efectos sísmicos en la dirección longitudinal. Sin embargo, se tiene pilares multicolumna, cuya rigidez es baja en ambas direcciones, por lo tanto, se necesita controlar los efectos en la dirección longitudinal y transversal. Se colocaron aisladores en los estribos y en los pilares. Se colocan los seleccionados en el predimensionamiento, aisladores con núcleo de plomo (LRB).

4.4.2. Diseño del aislamiento sísmico

El diseño del aislador se realizó considerando el peso de la superestructura y el tablero. Estos componentes del puente son los que principalmente se apoyan en los aisladores sísmicos. Para motivos del diseño se utilizará el espectro sísmico utilizado para el puente convencional.

Periodo del puente convencional

$$T = 0.71 \text{ seg}$$

Peso y Masa del puente

$$W_s \text{ puente} = 1319.44 \text{ tonf}$$

$$W_s \text{ subestructura} = 123.52 \text{ tonf}$$

$$W_s \text{ superestructura} = W_s \text{ puente} - W_s \text{ subestructura} = 1195.92 \text{ tonf}$$

$$M_s \text{ superestructura} = 121.91 \text{ tonf} * s^2/m$$

Número de aisladores

$$N = 16 \text{ aisladores}$$

Se establece una razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento B_M , en función de las características del aislador sísmico escogido.

Se define:

$$B_M = 25 - 35 \%$$

4.4.2.1. Análisis con propiedades nominales

El análisis del aislador sísmico es realizado mediante su modelo bilineal. Se necesitan conocer sus propiedades mecánicas de cada aislador, para ellos, asumimos que todos los aisladores aportan las mismas propiedades y calculamos las propiedades nominales del sistema.

A continuación, se muestra el cálculo de dichas propiedades:

- La fuerza característica Q se obtiene utilizando la ecuación (14).

$$Q = A_1 f_{y1} = 16 * \left(\pi * \frac{0.09^2}{4} \right) * \left(10 * \frac{1000}{9.81} \right) = 103.76 \text{ tonf}$$

- La rigidez post fluencia k_p se obtiene calculando el área del núcleo de plomo e introduciéndolo en la ecuación (15).

$$A_b = \frac{\pi * ((db)^2 - (dbe)^2)}{4} = \frac{\pi * ((0.58)^2 - (0.09)^2)}{4} = 0.258 \text{ m}^2$$

$$K_p = \frac{A_b G f_L}{t} = \frac{0.258 * \left(0.4 * \frac{1000}{9.81} \right) * 1.5}{0.22} = 1146.94 \text{ tonf/m}$$

- La rigidez elástica k_e se obtiene utilizando la ecuación (16) y escogiendo el mayor valor permitido.

$$6.5K_p \leq K_e \leq 10K_p$$

$$7455.10 \leq K_e \leq 11469.39$$

$$K_e = 11469.39 \text{ tonf/m}$$

- Desplazamiento de fluencia D_y se obtiene utilizando la ecuación (17).

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p} = \frac{103.76}{11469.39 - 1146.94} = 0.010 \text{ m}$$

En la Tabla 21, se muestra un resumen de las propiedades mecánicas calculadas anteriormente para el sistema de aisladores sísmicos. Adicionalmente, calculamos las propiedades nominales para cada aislador mostradas en la Tabla 22. Estas se obtienen dividiendo las propiedades nominales del sistema entre el número de aisladores totales, que son 16. Cabe recalcar, el desplazamiento de fluencia del aislador (D_y) se mantiene constante.

Tabla 21

Propiedades nominales del sistema

Propiedades	Nominal del Sistema
Q (tonf)	103.76
Kp (tonf/m)	1146.94
Ke (tonf/m)	11469.39
Dy (m)	0.0101

Tabla 22*Propiedades nominales del aislador*

Propiedades	Nominal del Aislador
Q (tonf)	6.48
Kp (tonf/m)	71.68
Ke (tonf/m)	716.84
Dy (m)	0.0101

Luego del cálculo de las propiedades mecánicas del sistema de aislamiento, se empieza un proceso iterativo del modelo bilineal. Este proceso consiste en lograr que el modelo bilineal del aislador presente los mismos resultados que el espectro sísmico aplicado a la superestructura.

Inicio del proceso iterativo

Los términos básicos que se extraen inicialmente a partir de un modelo matemático son ke, kp, Q y Dy del sistema de aislamiento. El cálculo se realiza con las propiedades del sistema para las propiedades nominales. Luego, utilizando el modelo matemático podemos obtener los valores del modelo bilineal que se muestra en la Figura 35.

- Asumimos D inicial

$$D = Sd1 = 0.05 \text{ m}$$

- La rigidez efectiva keff se obtiene utilizando la ecuación (8).

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D} = 1146.94 + \frac{103.76}{0.05} = 3222.12 \text{ tonf/m}$$

- La fuerza de fluencia se obtiene utilizando la ecuación (10).

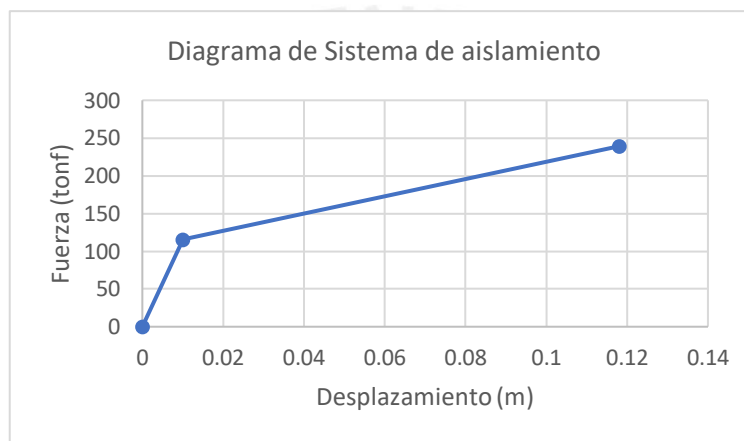
$$F_y = Q + K_p * D_y = 103.76 + 1146.94 * 0.010 = 115.29 \text{ tonf}$$

- El amortiguamiento efectivo se obtiene utilizando la ecuación (13). El amortiguamiento debe estar dentro del rango establecido de 25% a 35%.

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi K_{eff} D^2} = \frac{2 * 103.76 * (0.05 - 0.01)}{\pi * 3222.12 * 0.05^2} = 0.328 = 32.8\%$$

Figura 35

Modelo bilineal del sistema de aisladores LRB (Análisis propiedades nominales)



Luego de calculado el modelo bilineal del sistema de aisladores, se realiza la compatibilización del desplazamiento del sistema y el desplazamiento espectral de la superestructura. Se calcula de la aceleración espectral con amortiguamiento 5%, utilizando el espectro de aceleración elástico utilizado para el análisis del puente convencional reducido por el factor de amortiguamiento. Luego, se obtiene el desplazamiento espectral. Este se obtiene utilizando las ecuaciones (19), (20) y (21) en función del periodo calculado. Finalmente, se compara con el desplazamiento del modelo bilineal de los aisladores.

- El periodo objetivo se obtiene utilizando la ecuación (19).

$$t_{obj} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{121.91}{3222.12}} = 1.222 \text{ s}$$

- La aceleración espectral reemplazando el periodo objetivo se obtiene utilizando la ecuación (20).

$$S_a = C_{sm}(T_{obj}) * g = 0.409 * 9.81 = 4.013$$

- El desplazamiento espectral con amortiguamiento 5% se obtiene utilizando la ecuación (21).

$$S_d = \frac{S_a}{2 * \pi * (t_{obj})^2} = \frac{4.013}{2 * \pi * 1.222^2} = 0.152$$

- El desplazamiento espectral considerando el nuevo amortiguamiento se obtiene utilizando la ecuación (24).

$$S_d = \frac{S_d}{B} = \frac{S_d}{\left(\frac{B_M}{0.05}\right)^{0.3}} = \frac{0.152}{\left(\frac{0.328}{0.05}\right)^{0.3}} = 0.086 \text{ m}$$

- Comprobación del desplazamiento se obtiene utilizando la ecuación (25).

$$\frac{D}{S_d} = \frac{0.050}{0.086} = 0.580$$

Se observa, que el desplazamiento asumido del sistema de aisladores difiere del desplazamiento espectral calculado. Por lo tanto, se realizará un proceso iterativo hasta lograr que los desplazamientos coincidan. A continuación, se muestra la tabla 23, en la que se observa el proceso iterativo realizado para lograr la igualdad del desplazamiento.

Tabla 23*Iteración para el diseño del Aislador con propiedades nominales*

ITERACIÓN	1	2	3	4	5
D asumido (m)	0.050	0.070	0.090	0.110	0.118
Keff (tonf/m)	3222.12	2629.21	2299.82	2090.20	2026.25
Fy (tonf)	115.29	115.29	115.29	115.29	115.29
Beff	0.328	0.307	0.283	0.261	0.253
Teff (s)	1.222	1.353	1.447	1.517	1.541
Csm (g)	0.409	0.370	0.346	0.330	0.324
Sa (m/s ²)	4.013	3.625	3.391	3.232	3.183
B	1.758	1.724	1.683	1.642	1.626
Sd inicial (m)	0.152	0.168	0.180	0.189	0.191
Dcalculado = Sd/B (m)	0.086	0.097	0.107	0.115	0.118
Sd/B (m)	8.64	9.75	10.68	11.48	11.78
Dasumido/Dcalculado	0.58	0.72	0.84	0.96	1.00

En la tabla 23, se observa que en la iteración número 5 se cumple con la igualdad de los desplazamientos. En la última fila de la última columna, se muestra $D_{\text{asumido}}/D_{\text{calculado}} = 1$.

4.4.2.2. Análisis de límite inferior

El análisis de límite inferior está dirigido a satisfacer la demanda de desplazamiento de la superestructura. Este tiene una rigidez efectiva inferior al análisis nominal, por lo tanto, los desplazamientos resultan mayores. Estas características se evidenciarán en los comentarios de los resultados obtenidos. El cálculo de las propiedades $Q_{d,\text{min}}$, $K_{d,\text{min}}$ y d_y son realizados en función a las propiedades nominales del aislador individual mostradas en la Tabla 22.

- Fuerza característica Q_d con límite inferior se obtiene utilizando la ecuación (30).

$$Q_{d,\text{min}} = Q_d \lambda_{\text{min},Qd} = 6.48 * 0.8 = 5.19 \text{ tonf}$$

- Rigidez posfluencia K_d con límite inferior se obtiene utilizando la ecuación (28).

$$K_{d,\text{min}} = K_d \lambda_{\text{min},Kd} = 71.68 * 0.8 = 57.35 \text{ tonf/m}$$

- El desplazamiento de fluencia se asume que permanece igual al calculado con las propiedades nominales

$$dy = 0.01$$

En la tabla 24, se muestra el resumen de las propiedades del aislador para el límite inferior. Además, en la tabla 25, se observa el proceso iterativo para la verificación del desplazamiento entre el aislador de límite inferior y la superestructura. El proceso de iteración es el mismo que el realizado para la Tabla 23.

Tabla 24

Propiedades del Aislador sísmico para el límite inferior

Propiedades	L. Inferior
Q (tonf)	5.19
Kp (tonf/m)	57.35
dy (m)	0.01

Tabla 25

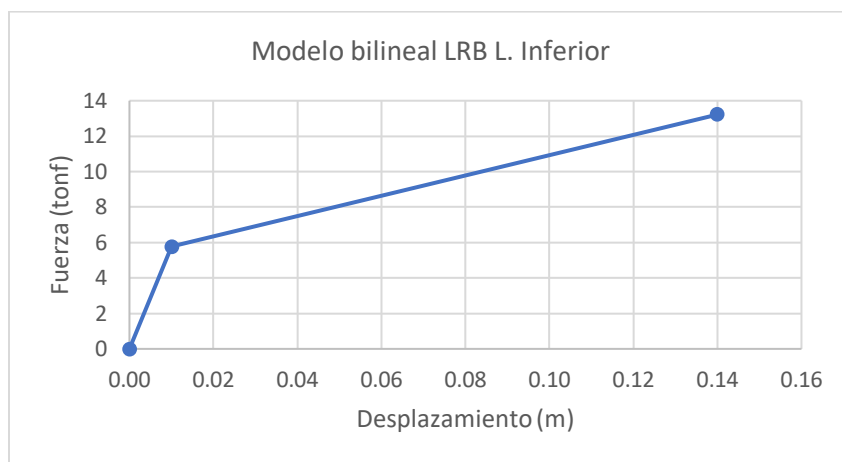
Iteración para el diseño del Aislador con propiedades límite inferior

ITERACIÓN	1	2	3	4	5
D asumido (m)	0.050	0.080	0.100	0.120	0.140
F (tonf)	8.06	9.78	10.92	12.07	13.22
Keff (tonf/m)	161.11	122.20	109.23	100.58	94.40
Fy (tonf)	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
Ke (tonf/m)	573.47	573.47	573.47	573.47	573.47
Beff	0.328	0.295	0.272	0.251	0.232
Teff (s)	1.366	1.569	1.659	1.729	1.785
Csm (g)	0.366	0.319	0.301	0.289	0.280
Sa (m/s ²)	3.590	3.126	2.956	2.836	2.748
B	1.758	1.704	1.662	1.622	1.585
Sd inicial (m)	0.170	0.195	0.206	0.215	0.222
Dcalculado = Sd/B (m)	0.097	0.114	0.124	0.132	0.140
Sd/B (m)	9.66	11.44	12.40	13.25	14.00
Dasumido/Dcalculado	0.52	0.70	0.81	0.91	1.00

En la tabla 25, se observa que en la iteración número 5 se cumple con la igualdad de los desplazamientos. En la última fila de la última columna, se muestra $D_{\text{asumido}}/D_{\text{calculado}} = 1$. En la Figura 36, se tiene el modelo bilineal para el límite inferior.

Figura 36

Modelo bilineal del aislador LRB (Análisis de límite inferior)



4.4.2.3. Análisis de límite superior

El análisis de límite inferior está dirigido a satisfacer la demanda de desplazamiento de la superestructura. Este tiene una rigidez efectiva inferior al análisis nominal, por lo tanto, los desplazamientos resultan mayores. Estas características se evidenciarán en los comentarios de los resultados obtenidos. El cálculo de las propiedades $Q_{d,min}$, $K_{d,min}$ y d_y son realizados en función a las propiedades nominales del aislador individual mostradas en la Tabla 22.

El análisis de límite superior está dirigido a satisfacer la demanda de fuerzas en la subestructura. Este límite tiene una rigidez efectiva superior al análisis nominal, por lo tanto, las cargas sísmicas resultan menores. Estas características se evidenciarán en los comentarios de los

resultados obtenidos. El cálculo de las propiedades $Q_{d,max}$, $K_{d,max}$ y dy son realizados en función a las propiedades nominales del aislador individual mostradas en la Tabla 22.

- Fuerza característica Qd con límite superior se obtiene utilizando la ecuación (29).

$$Q_{d,max} = Q_d \lambda_{max,Qd} = 6.48 * 1.5 = 9.73 \text{ tonf}$$

- Rigidez posfluencia Kd con límite superior se obtiene utilizando la ecuación (27).

$$K_{d,max} = K_d \lambda_{max,Kd} = 71.68 * 1.3 = 93.19 \text{ tonf/m}$$

- El desplazamiento de fluencia se asume que permanece igual al calculado con las propiedades nominales

$$dy = 0.010$$

En la tabla 26, se muestra el resumen de las propiedades del aislador para el límite superior. Además, en la tabla 27, se observa el proceso iterativo para la verificación del desplazamiento entre el aislador de límite inferior y la superestructura. El proceso de iteración es el mismo que el realizado para la Tabla 23.

Tabla 26

Propiedades del Aislador sísmico para el límite superior

Propiedades	L. Superior
Q (tonf)	9.73
Kp (tonf/m)	93.19
dy (m)	0.0101

Tabla 27

Iteración para el diseño del Aislador con propiedades límite superior

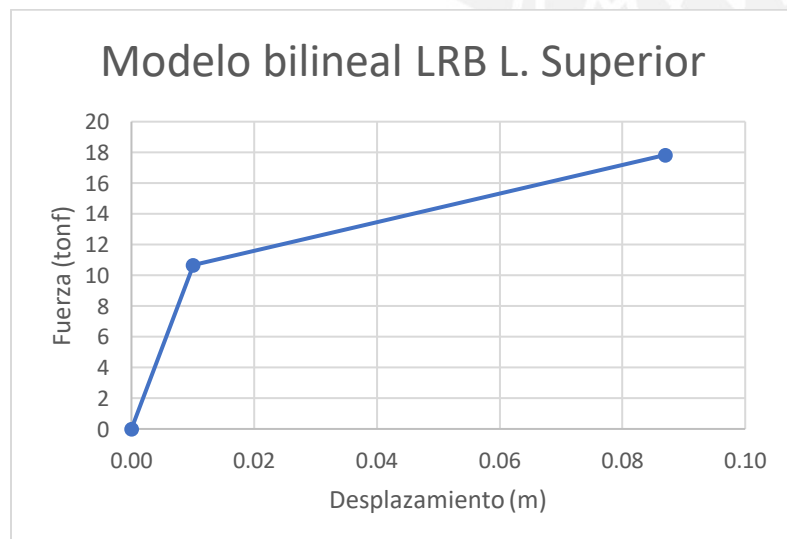
ITERACIÓN	1	2	3	4	5
D asumido (m)	0.050	0.060	0.070	0.080	0.087
F (tonf)	14.39	15.32	16.25	17.18	17.83
Keff (tonf/m)	287.74	255.31	232.15	214.78	205.00
Fy (tonf)	10.66	10.66	10.66	10.66	10.66
Ke (tonf/m)	1060.92	1060.92	1060.92	1060.92	1060.92
Beff	0.344	0.337	0.326	0.315	0.307
Teff (s)	1.022	1.085	1.138	1.183	1.211
Csm (g)	0.489	0.461	0.439	0.423	0.413
Sa (m/s ²)	4.797	4.519	4.309	4.145	4.049
B	1.783	1.772	1.756	1.737	1.724
Sd inicial (m)	0.127	0.135	0.141	0.147	0.151
Dcalculado = Sd/B (m)	0.071	0.076	0.081	0.085	0.087
Sd/B (m)	7.12	7.61	8.06	8.46	8.73
Dasumido/Dcalculado	0.70	0.79	0.87	0.95	1.00

En la tabla 27, se observa que en la iteración número 5 se cumple con la igualdad de los desplazamientos. En la última fila de la última columna, se muestra $D_{\text{asumido}}/D_{\text{calculado}} = 1$.

En la Figura 37, se tiene el modelo bilineal para el límite superior.

Figura 37

Modelo bilineal del aislador LRB (Análisis de límite superior)



4.4.3. Análisis multimodal (MM)

Se realiza el análisis del puente considerando todos los apoyos bajo las vigas como aisladores sísmicos, para más adelante compararlos con los resultados obtenidos con el puente convencional. Se va a realizar el análisis con las propiedades nominales, límite inferior y límite superior.

4.4.3.1. Análisis con propiedades nominales

Modos y periodos de vibración

En el modelo matemático se consideraron 30 modos de vibración, se verificará que cumplan con el 90% de la masa participativa. Esta verificación se considerará en la dirección longitudinal y transversal. La dirección vertical no influye considerablemente en el análisis, por lo tanto, no es necesario su cumplimiento. En la Tabla 28, se observa que en los primeros modos ya se cumple un mayor del 90% de masa participante, por lo tanto, se consideró adecuado presenta de manera representativa los 10 primeros modos de vibración.

Tabla 28

Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.6631	0.0000	0.9210	0.0000	0.0000	0.9210	0.0000
2	1.6536	0.0000	0.0065	0.0000	0.0000	0.9270	0.0000
3	1.6336	0.9350	0.0000	0.0000	0.9350	0.9270	0.0000
4	1.5969	0.0000	0.0000	0.0000	0.9350	0.9270	0.0000
5	1.0018	0.0000	0.0001	0.0000	0.9350	0.9270	0.0000
6	0.9968	0.0000	0.0000	0.0000	0.9350	0.9270	0.0000
7	0.2974	0.0000	0.0000	0.0000	0.9350	0.9270	0.0000
8	0.2934	0.0000	0.0000	0.0000	0.9350	0.9270	0.0000
9	0.2810	0.0002	0.0000	0.0009	0.9350	0.9270	0.0009
10	0.2804	0.0000	0.0000	0.7460	0.9350	0.9270	0.7470

En la tabla 28, se observa que cumple con más del 90% de la masa participativa en ambas direcciones principales.

Diseño del Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta está en función del espectro del sismo elástico convencional. El espectro de aceleración se calcula con la Fórmula (26), a partir del periodo $0.8 \cdot t_{eff}$ (ASSHTO, 2014). En la tabla 29, se muestra el espectro del sismo elástico del puente con aisladores para las propiedades nominales en comparación con el espectro elástico del puente convencional. En la Figura 38, se evidencia esta disminución del espectro aislado superponiendo los dos espectros mencionados.

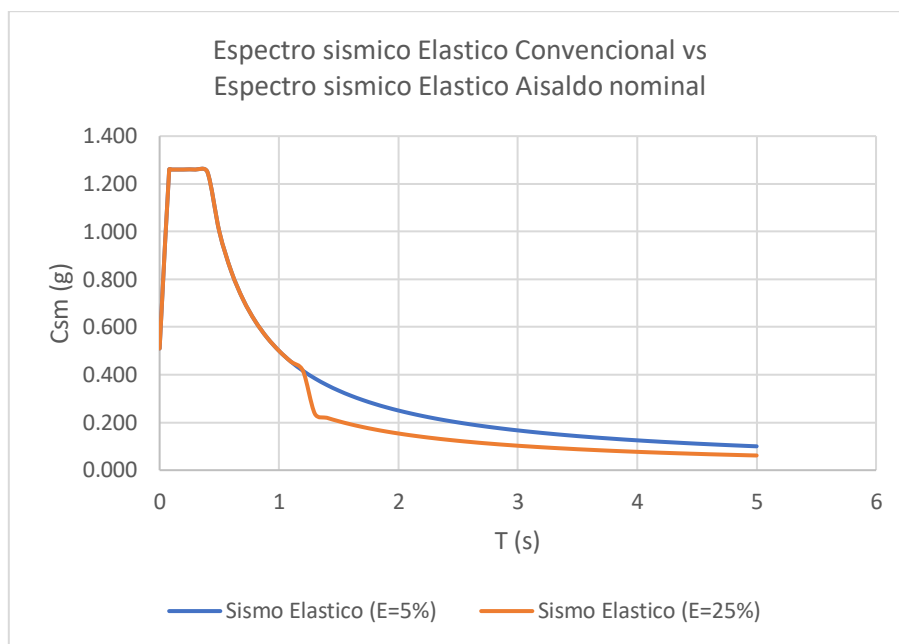
Tabla 29

Espectro sísmico Elástico, puente con aislamiento propiedades nominal

T (s)	Csm (g)	Csm/B (g)	Fórmula (26)
0.00	0.510		0.510
0.10	1.260		1.260
0.20	1.260		1.260
0.30	1.260		1.260
0.40	1.250		1.250
0.50	1.000		1.000
0.60	0.833		0.833
0.70	0.714		0.714
0.80	0.625		0.625
0.90	0.556		0.556
1.00	0.500		0.500
1.50	0.333		0.205
2.00	0.250		0.154
2.50	0.200		0.123
3.00	0.167		0.103
3.50	0.143		0.088
4.00	0.125		0.077
4.50	0.111		0.068
5.00	0.100		0.062

Figura 38

Espectro sísmico elástico con propiedades nominales



4.4.3.2. Análisis de límite inferior

Modos y periodos de vibración

En el modelo matemático se consideraron 30 modos de vibración, se verificará que cumplan con el 90% de la masa participativa. Esta verificación se considerará en la dirección longitudinal y transversal. La dirección vertical no influye considerablemente en el análisis, por lo tanto, no es necesario su cumplimiento. En la Tabla 30, se observa que en los primeros modos ya se cumple un mayor del 90% de masa participante, por lo tanto, se consideró adecuado presentar de manera representativa los 10 primeros modos de vibración.

Tabla 30*Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)*

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.9069	0.0000	0.9200	0.0000	0.0000	0.9200	0.0000
2	1.8986	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.9270	0.0000
3	1.8815	0.9330	0.0000	0.0000	0.9330	0.9270	0.0000
4	1.8494	0.0000	0.0000	0.0000	0.9330	0.9270	0.0000
5	1.1497	0.0000	0.0001	0.0000	0.9330	0.9270	0.0000
6	1.1454	0.0000	0.0000	0.0000	0.9330	0.9270	0.0000
7	0.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.9330	0.9270	0.0000
8	0.2935	0.0000	0.0000	0.0000	0.9330	0.9270	0.0000
9	0.2812	0.0003	0.0000	0.0006	0.9330	0.9270	0.0006
10	0.2804	0.0000	0.0000	0.7470	0.9330	0.9270	0.7470

Diseño del Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta está en función del espectro del sismo elástico convencional. El espectro de aceleración, considerando el aislamiento, se calcula con la Fórmula (26), a partir del periodo $0.8 \cdot T_{eff}$ (ASSHTO, 2014). El coeficiente de reducción por amortiguamiento (B) utilizado es el calculado en la Tabla 27, en la quinta iteración. En la tabla 31, se muestra el espectro del sismo elástico del puente con aisladores para las propiedades de límite inferior en comparación con el espectro elástico del puente convencional. En la Figura 39, se evidencia la reducción del espectro aislado superponiendo los dos espectros mencionados.

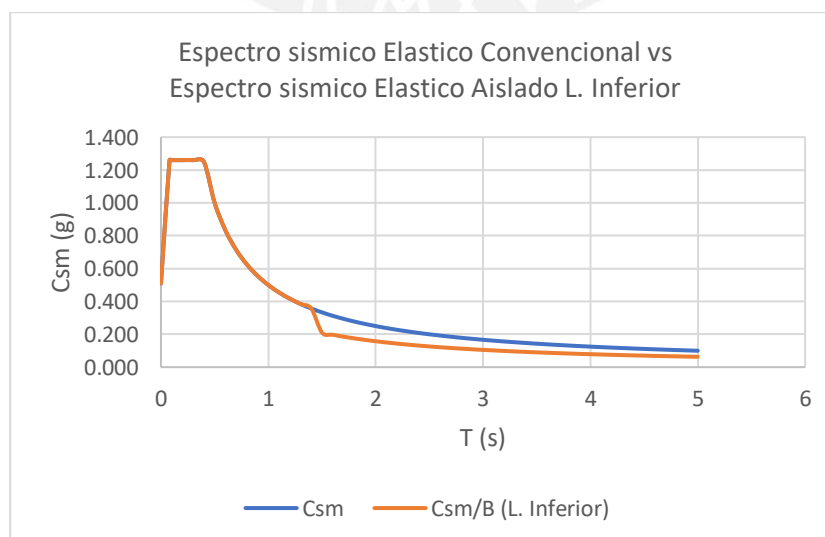
Tabla 31

Espectro sísmico Elástico, puente con aislamiento propiedades límite inferior

T (s)	Csm (g)	Csm/B (L. inferior) (g) Fórmula (26)
0.00	0.510	0.510
0.10	1.260	1.260
0.20	1.260	1.260
0.30	1.260	1.260
0.40	1.250	1.250
0.50	1.000	1.000
0.60	0.833	0.833
0.70	0.714	0.714
0.80	0.625	0.625
0.90	0.556	0.556
1.00	0.500	0.500
1.50	0.333	0.210
2.00	0.250	0.158
2.50	0.200	0.126
3.00	0.167	0.105
3.50	0.143	0.090
4.00	0.125	0.079
4.50	0.111	0.070
5.00	0.100	0.063

Figura 39

Espectro sísmico elástico con propiedades límite inferior



4.4.3.3. Análisis de límite superior

Modos y periodos de vibración

En el modelo matemático se consideraron 30 modos de vibración, se verificará que cumplan con el 90% de la masa participativa. Esta verificación se considerará en la dirección longitudinal y transversal. La dirección vertical no influye considerablemente en el análisis, por lo tanto, no es necesario su cumplimiento. En la Tabla 32, se observa que en los primeros modos ya se cumple un mayor del 90% de masa participante, por lo tanto, se consideró adecuado presenta de manera representativa los 10 primeros modos de vibración.

Tabla 32

Periodo y Ratios de masa participativa modal (Traslación)

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.3386	0.0000	0.9220	0.0000	0.0000	0.9220	0.0000
2	1.3268	0.0000	0.0068	0.0000	0.0000	0.9280	0.0000
3	1.3007	0.9400	0.0000	0.0000	0.9400	0.9280	0.0000
4	1.2554	0.0000	0.0000	0.0000	0.9400	0.9280	0.0000
5	0.8046	0.0000	0.0000	0.0000	0.9400	0.9280	0.0000
6	0.7983	0.0000	0.0000	0.0000	0.9400	0.9290	0.0000
7	0.2971	0.0000	0.0001	0.0000	0.9400	0.9290	0.0000
8	0.2932	0.0000	0.0000	0.0000	0.9400	0.9290	0.0000
9	0.2806	0.0001	0.0000	0.0037	0.9400	0.9290	0.0037
10	0.2803	0.0000	0.0000	0.7440	0.9400	0.9290	0.7470

Diseño del Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta está en función del espectro del sismo elástico convencional. El espectro de aceleración, considerando el aislamiento, se calcula con la Fórmula (26), a partir del periodo $0.8 \cdot t_{eff}$ (ASSHTO, 2014). El coeficiente de reducción por amortiguamiento (B) utilizado es el calculado en la Tabla 27, en la quinta iteración. En la tabla 33, se muestra el

espectro del sismo elástico del puente con aisladores para las propiedades de límite superior en comparación con el espectro elástico del puente convencional. En la Figura 40, se evidencia la reducción del espectro aislado superponiendo los dos espectros mencionados.

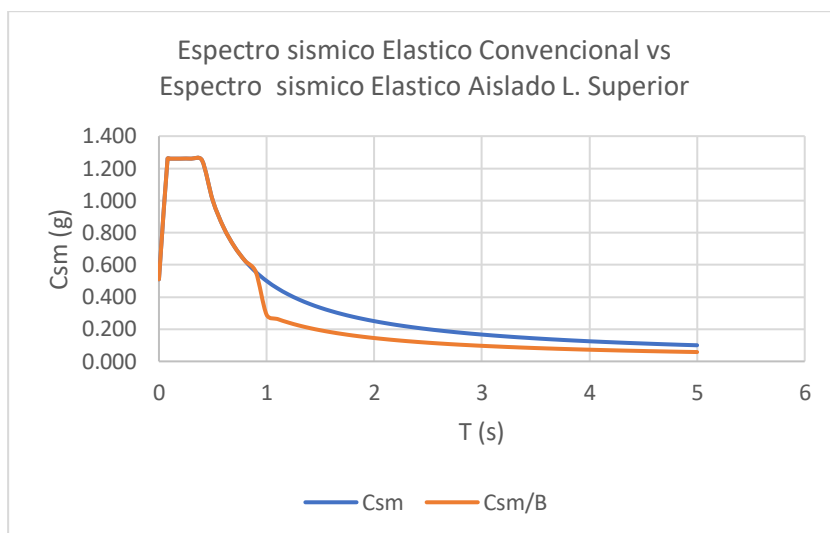
Tabla 33

Espectro sísmico Elástico, puente con aislamiento propiedades límite superior

T (s)	C _{sm} (g)	C _{sm} /B (L. superior) (g) Fórmula (26)
0.00	0.510	0.510
0.10	1.260	1.260
0.20	1.260	1.260
0.30	1.260	1.260
0.40	1.250	1.250
0.50	1.000	1.000
0.60	0.833	0.833
0.70	0.714	0.714
0.80	0.625	0.625
0.90	0.556	0.556
1.00	0.500	0.290
1.50	0.333	0.193
2.00	0.250	0.145
2.50	0.200	0.116
3.00	0.167	0.097
3.50	0.143	0.083
4.00	0.125	0.073
4.50	0.111	0.064
5.00	0.100	0.058

Figura 40

Espectro sísmico elástico con propiedades límite superior



4.4.4. Desplazamientos y fuerzas

El programa CSI Bridge utilizado se encargó de todos los cálculos, incluidas las combinaciones modales y direccionales. A continuación, se muestran los resultados de los efectos sísmicos del sismo elástico aislado con propiedades nominales en el Tablero y en el Pilar central. En el tablero, como representación de la superestructura, se calcularon los desplazamientos de los puntos mostrados en la Figura 33. Los resultados obtenidos, en el tablero, se observan en la Tabla 34. En el Pilar central, que es parte de la subestructura, se calcularon desplazamientos y fuerzas de los puntos mostrados en la Figura 34. Los resultados obtenidos, en el pilar, se observan en las Tablas 35 y 36.

Tabla 34

Desplazamientos sísmicos en el Tablero del sismo elástico con propiedades nominales

Descripción	Desplazamiento en el centro de la losa	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Inicio tramo 1	0.1255	0.1257
Centro tramo 1	0.1255	0.1277
Final tramo 1	0.1255	0.1288
Inicio tramo 2	0.1255	0.129
Centro tramo 2	0.1255	0.1275
Final tramo 2	0.1255	0.1244

Tabla 35

Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo elástico con propiedades nominales

Descripción	Desplazamiento del pilar central	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Extremo Superior	0.01103	0.00293

Tabla 36

Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo elástico con propiedades nominales

Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo longitudinal – X-X		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.099	50.59	67.09
	Extremo Base	0.099	50.59	292.80
Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo transversal – Y-Y		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.030	60.36	116.48
	Extremo Base	0.030	60.36	155.15

Capítulo V Diseño estructural

El diseño estructural de los puentes se enfocará en el Pilar central. Con el fin de cumplir con el diseño se calculará el espectro de respuesta considerando el factor de reducción sísmica “R” y las cargas de diseño aplicadas al elemento estructural. Los resultados obtenidos en el diseño para el puente convencional y el puente aislado serán utilizados para el análisis comparativo.

5.1. Puente convencional

5.1.1. Factores que modifican la respuesta

Según la importancia del puente señalada anteriormente como esencial las normas nos dan valores respectivos de R en función a lo que se pretenda analizar (MTC, 2018).

R = 3.5	Para la subestructura, ya que se usan pilares de múltiples columnas
R = 0.8	Para la conexión de la superestructura a los estribos (apoyos y topes de viga)
R = 1.0	Para la conexión de la superestructura a la viga cabezal y conexión de pilares a la cimentación

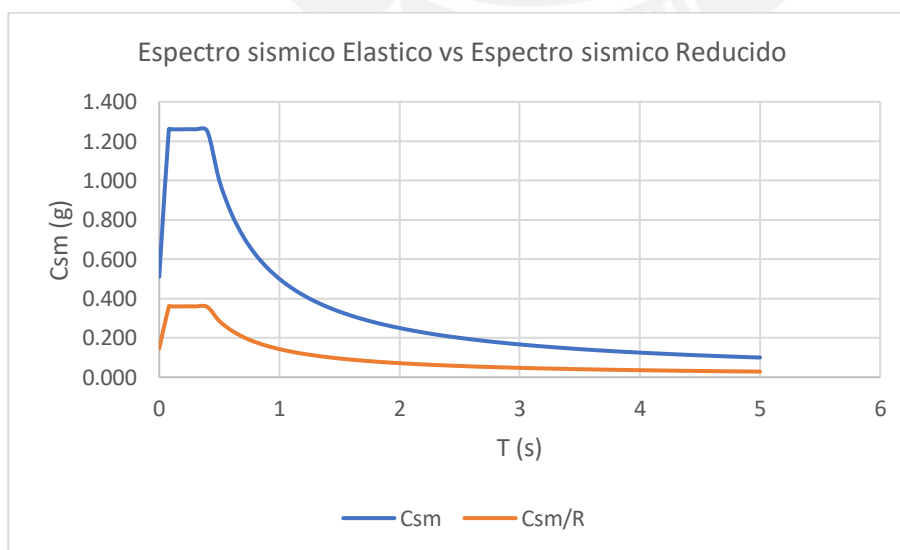
Se utilizará un R = 3.5 para el análisis de los pilares multicolumna.

5.1.2. Espectro reducido

Se utilizó el espectro sísmico de la Tabla 17 y Figura 32 para el análisis sísmico elástico del puente convencional. El factor de reducción sísmico “R” divide a todo el espectro de aceleraciones, resultando al espectro de diseño como se puede observar en la Tabla 37 y Figura 41.

Tabla 37*Espectro sísmico Reducido, puente convencional*

T (s)	Csm (g)	Csm/R (g)
0.00	0.510	0.146
0.10	1.260	0.360
0.20	1.260	0.360
0.30	1.260	0.360
0.40	1.250	0.357
0.50	1.000	0.286
0.60	0.833	0.238
0.70	0.714	0.204
0.80	0.625	0.179
0.90	0.556	0.159
1.00	0.500	0.143
1.50	0.333	0.095
2.00	0.250	0.071
2.50	0.200	0.057
3.00	0.167	0.048
3.50	0.143	0.041
4.00	0.125	0.036
4.50	0.111	0.032
5.00	0.100	0.029

Figura 41*Espectro sísmico elástico vs espectro sísmico reducido del puente convencional*

5.1.3. Desplazamientos y fuerzas

El programa CSI Bridge utilizado se encargó de todos los cálculos, incluidas las combinaciones modales y direccionales. A continuación, se muestran los resultados de los efectos sísmicos del sismo de diseño convencional en el Tablero y en el Pilar central. En el tablero, como representación de la superestructura, se calcularon los desplazamientos de los puntos mostrados en la Figura 33. Los resultados obtenidos, en el tablero, se observan en la Tabla 38. En el Pilar central, que es parte de la subestructura, se calcularon desplazamientos y fuerzas de los puntos mostrados en la Figura 34. Los resultados obtenidos, en el pilar, se observan en las Tablas 39 y 40.

Tabla 38

Desplazamientos sísmicos en el centro del tablero central del sismo de diseño convencional

Descripción	Desplazamiento en el Eje central de la losa	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Inicio tramo 1	0.0252	0.0161
Centro tramo 1	0.0252	0.0171
Final tramo 1	0.0253	0.0169
Inicio tramo 2	0.0253	0.0172
Centro tramo 2	0.0252	0.0161
Final tramo 2	0.0252	0.0136

Tabla 39*Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo de diseño convencional*

Descripción	Desplazamiento del pilar central	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Extremo Superior	0.020	0.004

Tabla 40*Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo de diseño convencional*

Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo longitudinal – X-X		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.063	85.677	134.527
	Extremo Base	0.063	85.677	520.058

Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo transversal – Y-Y		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.019	81.377	154.807
	Extremo Base	0.019	81.377	211.391

5.1.4. Diseño del pilar central

Se utilizará el espectro sísmico reducido de la Tabla 37 para el cálculo de las sollicitaciones sísmicas. Para el diseño se utilizará las combinaciones carga Evento extremo I y Resistencia I. El diseño se realizará en ambas direcciones.

5.1.4.1. Cargas y combinaciones de diseño

Las cargas son extraídas directamente del programa CSI Bridge considerando el sismo de diseño para pilares. El diámetro del Pilar central es de 120 cm. A continuación, en la Tabla 41, se muestran las cargas en la base del pilar central; y en la Tabla 42, se muestran las combinaciones de carga calculadas para el diseño por flexocompresión.

Tabla 41

Cargas en la base del Pilar central, D = 120 cm puente convencional

Tipo de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf.m	My tonf.m
DC	141.44	-0.01	0.00	0.00	0.03
DW	6.97	0.00	0.00	0.00	0.00
LL+PL MAXIMO	8.23	0.29	3.48	9.75	17.26
LL+PL MINIMO	52.71	-0.31	-3.48	-9.75	-17.59
EQXX	-0.06	85.68	24.41	63.42	520.07
EQYY	-0.02	25.70	81.38	211.39	156.03

Tabla 42

Combinaciones de carga, D = 120 cm puente convencional

Combinaciones de carga	P	MX	MY
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MAXIMO	201.66	17.07	30.24
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MINIMO	279.51	-17.07	-30.74
Evento Extremo I X-X (1.25DC + 1.50DW + EQx + 0.30EQy)	187.20	63.42	520.11
Evento Extremo I Y-Y (1.25DC + 1.50DW + 0.30EQx + EQy)	187.24	211.39	156.07
Evento Extremo I X-X (*-1)	187.20	-63.42	-520.11
Evento Extremo I Y-Y (*-1)	187.24	-211.39	-156.07

5.1.4.2. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, se estableció una distribución de acero de refuerzo en la sección y se verificó que las fuerzas internas, de acuerdo a las combinaciones de diseño, se encuentren dentro del diagrama de interacción. Se empezará con una cuantía del 1%, luego se obtendrá la cantidad de acero óptimo. El diagrama de interacción es el mismo para la dirección X-X y para la dirección Y-Y por ser una columna circular. A continuación, se muestra el diseño para el pilar.

Pilar central D=120 cm

Para una columna de 120 cm de diámetro se tiene una cuantía mínima de $0.01 * 120 * 120 = 144$ cm². Se analiza una columna con dos anillos. El anillo exterior presenta 20 paquetes de 2 barras de 1' cada paquete, dando un total de 40 barras en dicho anillo; y el segundo anillo presenta 25 barras unitarias de 1'. Estos dan un total de 65 barras de 1', que equivale a un área de 331.5 cm² y representa una cuantía de 2.30%. Esta cuantía es correcta porque está en el rango de 1% a 4%. A continuación, se muestra la Figura 42, la sección de columna analizada; y en la Tabla 43 y Figuras 43 y 44, se muestran el diseño por flexocompresión realizado.

Figura 42

Sección Transversal del Pilar central analizado $D = 120$ cm puente convencional

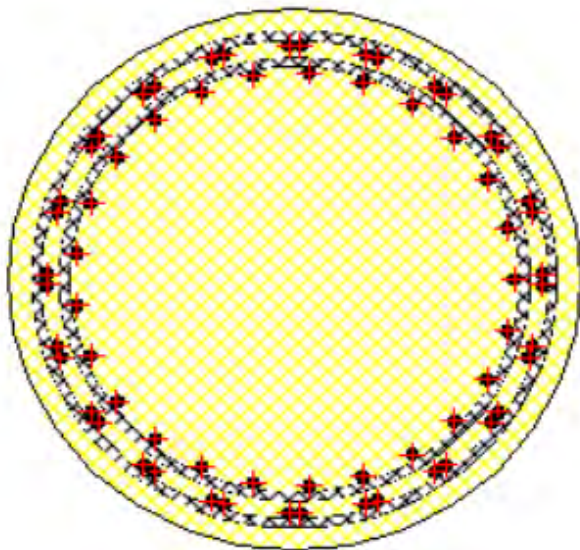
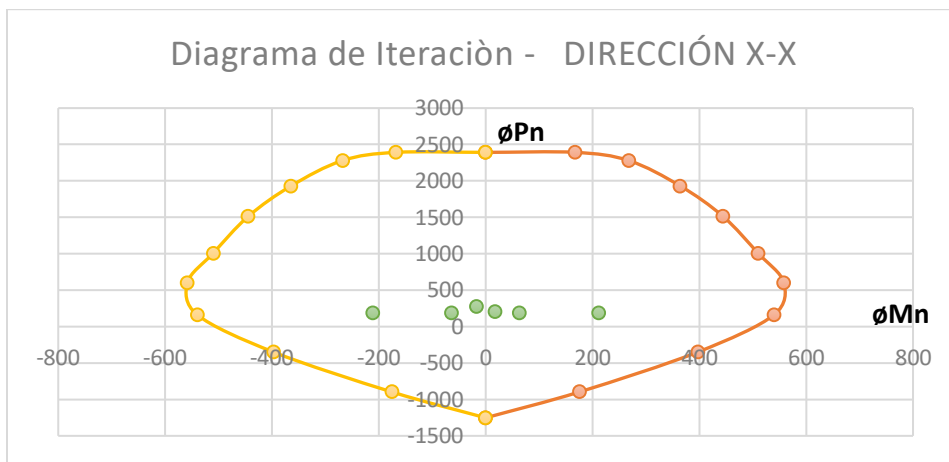
**Tabla 43**

Diagrama de iteración efectivo, $D = 120$ cm puente convencional

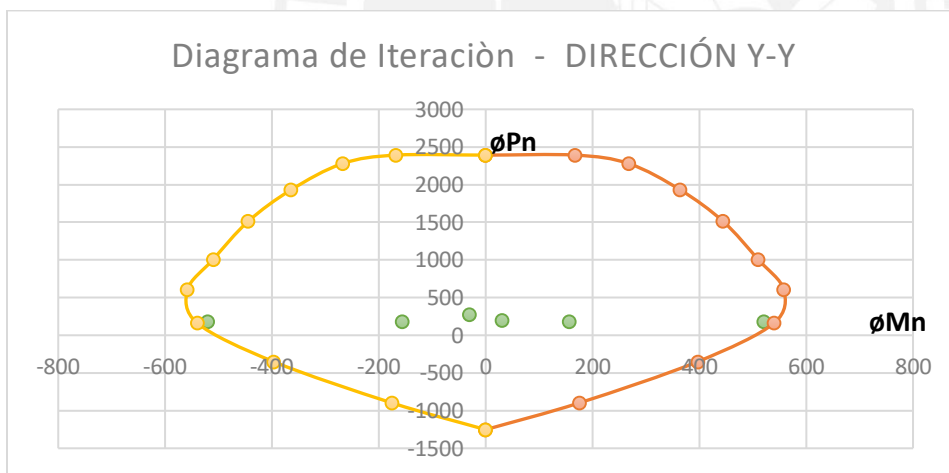
P (tonf)	M (tonf.m)	M (tonf.m)
2392.00	0.00	0.00
2392.00	167.60	-167.60
2280.00	267.72	-267.72
1932.00	364.05	-364.05
1513.00	444.40	-444.40
1008.00	509.95	-509.95
604.07	558.17	-558.17
161.82	539.73	-539.73
-349.85	396.97	-396.97
-896.02	175.93	-175.93
-1252.27	0.00	0.00

Figura 43

Diseño por flexo compresión dirección X-X, D = 120 cm puente convencional

**Figura 44**

Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, D = 120 cm puente convencional



Se verifica, en las Figuras 44 y 43, que el diseño por flexo compresión es correcto y los valores cumple con un diseño óptimo. Además, haciendo una comparación de los resultados obtenidos en los diagramas de las Figuras 43 y 44, se evidencia que en el eje Y-Y las cargas resultantes son más críticas que en el eje X-X.

5.1.4.3. Diseño por corte

El diseño por corte se realizará considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento, esto está indicado en la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se calculará la cortante de diseño, y se comparará con la cortante resistente del concreto y del acero.

Calculo de la Cortante de diseño

Para el diseño se utilizará la combinación de Evento Extremo I, los valores que se utilizan son idénticos para la dirección X-X y Y-Y, por lo tanto, se realizará un solo análisis. Se determina el momento nominal máximo posible en el diagrama de interacción para la combinación de Evento Extremo I. Luego, se amplifica el momento y calculamos la Cortante máxima.

- Se extrae del diagrama de interacción para la combinación de Evento Extremo I, el valor que carga vertical ultima sin reducir (P_u) y Momento flector máximo posible (M_n).

$$P_u = 220.24 \text{ tonf}$$

$$M_n = 539.94 \text{ tonf} * m$$

- Se calcula el momento probable multiplicando el momento nominal por el factor de amplificación 1.25. Fórmula extraída de la Norma E.060 Artículo 21.6.5.1.

$$M_n \text{ prob} = 1.25 * M_n \quad (32)$$

$$M_n \text{ prob} = 1.25 * 539.94 = 674.93 \text{ tonf}$$

- La fuerza cortante de diseño, se calcula en función del momento probable superior e inferior de la columna. En este caso asumimos que son iguales. Fórmula extraída de la Norma E.060 Artículo 21.6.5.1.

$$V_u = 2 * \frac{M_n \text{ prob}}{h_n} \quad (33)$$

$$Vu = 2 * \frac{Mn \text{ prob}}{hn} = \frac{2 * 674.93}{4.5} = 300.00 \text{ tonf}$$

- Se muestra a continuación, en la Tabla 44, un resumen de los resultados para el cálculo de la cortante de diseño.

Tabla 44

Resumen de cálculo de cortante ultima por capacidad, puente convencional

	Pu	Mn	Mn prob	Vu
Evento Extremo I	187.20	539.942273	701.92	311.97

- Se calcula la cortante resistente por el concreto utilizando la fórmula extraída de la Norma E.060 Artículo 11.3.1.2 para elementos sometidos a compresión axial (Pu).

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * bw * d \quad (34)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{280} * \left(1 + \frac{220.24 * 1000}{140 * \pi * \frac{120^2}{4}}\right) * 120 * (0.8 * 120) = 116377 \text{ kgf}$$

$$= 116.38 \text{ tonf}$$

- Se calcula el aporte necesario del acero transversal a la fuerza cortante.

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad (35)$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{300.00}{0.85} - 116.38 = 236.56 \text{ tonf}$$

- Se calcula el espaciamiento del refuerzo transversal mínimo para proporcionar la cortante resistente requerida.

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (36)$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} = \frac{(4 * 1.29) * 4200 * (0.8 * 120)}{236.56 * 1000} = 8.80 \text{ cm}$$

- Se muestra a continuación, en la Tabla 45, un resumen de los resultados para el cálculo del espaciamiento mínimo del acero transversal.

Tabla 45

Resumen de cálculo de espaciamiento por capacidad, puente convencional

	Pu	Vu	Vc	Vs	S (cm)
Evento Extremo I	187.20	311.97	114.25	252.78	8.23

Se colocará un espaciamiento de 8 cm en los extremos del elemento. Por un criterio conservador, se colocará este espaciamiento en toda la columna.

5.2. Puente con aislamiento sísmico

5.2.1. Factores que modifican la respuesta

La AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design 2014, recomienda un factor de reducción sísmica para puentes aislados entre 1.5 a 2.5.

Se escogerá el valor mínimo de lo recomendado de $R = 1.50$ para el análisis de los pilares multicolumna.

5.2.2. Espectro reducido

En el diseño con aislamiento sísmico, se consideran 2 casos, el límite inferior y límite superior. Se realizarán los 2 casos y se comentarán sus resultados.

5.2.2.1. Espectro reducido límite inferior

Se utilizó el espectro sísmico aislado del límite inferior obtenido en la Tabla 31 y Figura 39. El factor de reducción sísmico $R=1.50$ divide a todo el espectro de aceleraciones. En la Tabla 46 y Figura 45, se muestra el espectro sísmico de diseño para el límite inferior.

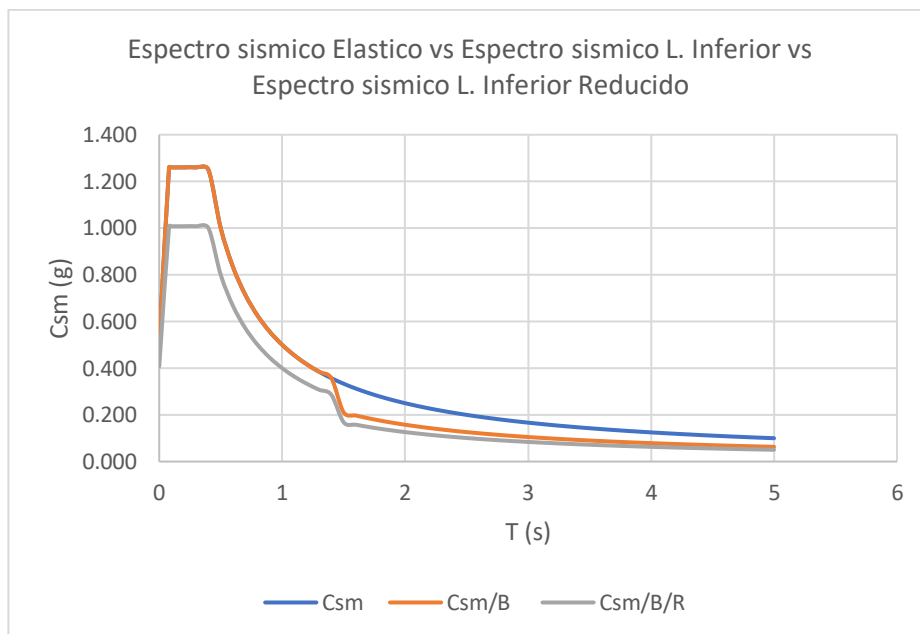
Tabla 46

Espectro sísmico Reducido, puente con aislamiento Límite inferior

T (s)	Csm (g)	Csm/B (g)	Csm/B/R (g)
0.00	0.510	0.510	0.340
0.10	1.260	1.260	0.840
0.20	1.260	1.260	0.840
0.30	1.260	1.260	0.840
0.40	1.250	1.250	0.833
0.50	1.000	1.000	0.667
0.60	0.833	0.833	0.556
0.70	0.714	0.714	0.476
0.80	0.625	0.625	0.417
0.90	0.556	0.556	0.370
1.00	0.500	0.500	0.333
1.50	0.333	0.210	0.140
2.00	0.250	0.158	0.105
2.50	0.200	0.126	0.084
3.00	0.167	0.105	0.070
3.50	0.143	0.090	0.060
4.00	0.125	0.079	0.053
4.50	0.111	0.070	0.047
5.00	0.100	0.063	0.042

Figura 45

Espectro sísmico elástico con propiedades L. Inferior vs espectro sísmico reducido del puente con aislamiento



5.2.2.2. Espectro reducido límite superior

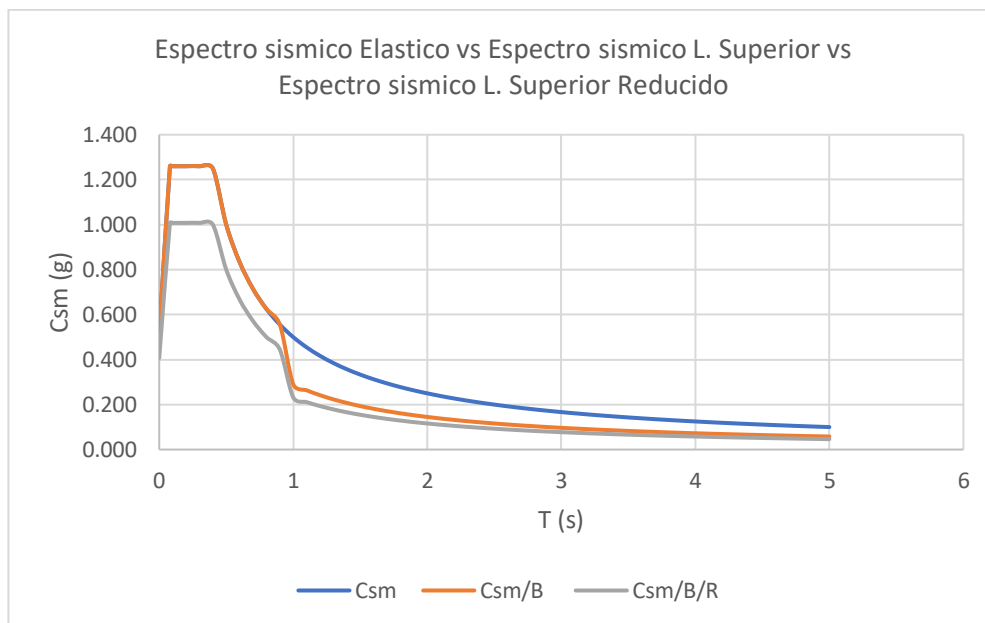
Se utilizó el espectro sísmico aislado de límite superior obtenido en la Tabla 33 y Figura 40. El factor de reducción sísmico $R=1.50$ divide a todo el espectro de aceleraciones. En la Tabla 47 y Figura 46, se muestra el espectro sísmico de diseño para el límite superior.

Tabla 47*Espectro sísmico Reducido, puente con aislamiento Límite superior*

T (s)	Csm (g)	Csm/B (g)	Csm/B/R (g)
0.00	0.510	0.510	0.340
0.10	1.260	1.260	0.840
0.20	1.260	1.260	0.840
0.30	1.260	1.260	0.840
0.40	1.250	1.250	0.833
0.50	1.000	1.000	0.667
0.60	0.833	0.833	0.556
0.70	0.714	0.714	0.476
0.80	0.625	0.625	0.417
0.90	0.556	0.556	0.370
1.00	0.500	0.290	0.193
1.50	0.333	0.193	0.129
2.00	0.250	0.145	0.097
2.50	0.200	0.116	0.077
3.00	0.167	0.097	0.064
3.50	0.143	0.083	0.055
4.00	0.125	0.073	0.048
4.50	0.111	0.064	0.043
5.00	0.100	0.058	0.039

Figura 46

Espectro sísmico elástico con propiedades L. Superior vs espectro sísmico reducido del puente con aislamiento



5.2.3. Desplazamientos y fuerzas

El programa CSI Bridge utilizado se encargó de todos los cálculos, incluidas las combinaciones modales y direccionales. A continuación, se muestran los resultados de los efectos sísmicos del sismo de diseño aislado con propiedades de límite inferior y límite superior en el Tablero y en el Pilar central. En el tablero, como representación de la superestructura, se calcularon los desplazamientos de los puntos mostrados en la Figura 33. En el Pilar central, que es parte de la subestructura, se calcularon desplazamientos y fuerzas de los puntos mostrados en la Figura 34.

5.2.3.1. Límite inferior

Los resultados obtenidos, en el tablero, se observan en la Tabla 48. Los resultados obtenidos, en el pilar, se observan en las Tablas 49 y 50.

Tabla 48

Desplazamientos sísmicos en el centro del tablero del sismo de diseño con propiedades

Límite inferior

Descripción	Desplazamiento en el centro de la losa	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Inicio tramo 1	0.099	0.098
Centro tramo 1	0.099	0.100
Final tramo 1	0.099	0.101
Inicio tramo 2	0.099	0.102
Centro tramo 2	0.099	0.100
Final tramo 2	0.099	0.098

Tabla 49

Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite

inferior

Descripción	Desplazamiento del pilar central	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Extremo Superior	0.0070	0.0018

Tabla 50

Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite inferior

Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo longitudinal – X-X		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.07	32.38	41.53
	Extremo Base	0.07	32.38	185.96
Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo transversal – Y-Y		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.02	37.98	73.38
	Extremo Base	0.02	37.98	97.52

5.2.3.2. Límite superior

Los resultados obtenidos, en el tablero, se observan en la Tabla 51. Los resultados obtenidos, en el pilar, se observan en las Tablas 52 y 53.

Tabla 51

Desplazamientos sísmicos en el centro del tablero del sismo de diseño con propiedades

Límite superior

Descripción	Desplazamiento en el centro de la losa	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Inicio tramo 1	0.063	0.064
Centro tramo 1	0.063	0.065
Final tramo 1	0.063	0.065
Inicio tramo 2	0.063	0.066
Centro tramo 2	0.063	0.065
Final tramo 2	0.063	0.063

Tabla 52

Desplazamientos sísmicos en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite superior

Descripción	Desplazamiento del pilar central	
	Sismo longitudinal – X-X	Sismo transversal – Y-Y
Ubicación	Global X (m)	Global X (m)
Extremo Superior	0.0079	0.0021

Tabla 53

Cargas sísmicas en el Pilar central del sismo de diseño con propiedades Límite superior

Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo longitudinal – X-X		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.07	35.84	49.76
	Extremo Base	0.07	35.84	209.82
Descripción		Fuerzas y momentos - Sismo transversal – Y-Y		
Ubicación de soporte		Axial (tonf)	Cortante (Tonf)	Momento (Tonf.m)
Pilar Central	Extremo Superior	0.02	44.11	84.96
	Extremo Base	0.02	44.11	113.54

5.2.4. Diseño del pilar central

El diseño será realizado con las cargas más críticas aplicadas al pilar. Estas se logran utilizando el caso de límite superior, cuya principal función es aumentar las cargas en el elemento estructural. Se utilizará el espectro sísmico reducido del límite superior de la Tabla 47 y Figura 46 para el cálculo de las sollicitaciones sísmicas. Se Para el diseño se utilizará las combinaciones carga Evento extremo I y Resistencia I. El diseño se realizará en ambas direcciones.

5.2.4.1. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, se iniciará probando con la sección del pilar analizada en el puente convencional, sección de diámetro 120 cm. Para efectos comparativos, se disminuirá la sección progresivamente hasta encontrar un diámetro que cumpla con un óptimo diseño por flexocompresión. Para cumplir con lo mencionado, en cada sección analizada, se estableció una distribución de acero de refuerzo y se verificó que las fuerzas internas, de acuerdo a las combinaciones de diseño, se encuentren dentro del diagrama de interacción. Se empezará con una cuantía del 1%, luego se obtendrá la cantidad de acero óptimo. En cada sección analizada, se mostrarán sus cargas aplicadas respectivamente. El diagrama de interacción es el mismo para la dirección X-X y para la dirección Y-Y por ser una columna circular. A continuación, se muestra el diseño para el pilar.

Columna D=120CM

Para una columna de 120 cm de diámetro se tiene una cuantía mínima de $0.01 \cdot 120 \cdot 120 = 144 \text{ cm}^2$. Se analiza una columna con un anillo. Se empezará con un armado cercano a la cuantía mínima. El anillo exterior presenta 30 barras de 1', cuyo total de área equivale a 153 cm^2 y representa una cuantía de 1.06%. Esta cuantía es correcta porque está en el rango de 1% a 4%. A continuación, se muestra en la Tabla 54 y 55, las cargas aplicadas en el extremo superior del pilar y las combinaciones de cargas para el diseño, respectivamente. La Figura 47, muestra el armado de acero de la columna analizada; y en la Tabla 56 y Figuras 48 y 49, se muestran el diagrama de interacción y el diseño por flexocompresión realizado en ambas direcciones, respectivamente.

Tabla 54

Cargas en la base del Pilar central, D = 120 cm puente con aislamiento

Tipo de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf.m	My tonf.m
DC	-112.19	-0.01	0.00	0.00	0.03
DW	-5.52	0.00	0.00	0.00	0.00
LL+PL MAXIMO	-6.14	0.35	0.67	2.32	12.18
LL+PL MINIMO	-42.35	-0.35	-0.67	-2.32	-12.46
EQXX	0.07	35.84	13.23	34.06	209.82
EQYY	0.02	10.75	44.11	113.54	62.95

Tabla 55

Combinaciones de carga, D = 120 cm puente con aislamiento

Combinaciones de carga	P	MX	MY
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MAXIMO	159.25	4.05	21.35
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MINIMO	222.62	-4.05	-21.76
Evento Extremo I X-X (1.25DC + 1.50DW + EQx + 0.30EQy)	148.45	34.06	209.86
Evento Extremo I Y-Y (1.25DC + 1.50DW + 0.30EQx + EQy)	148.49	113.54	62.98
Evento Extremo I X-X (*-1)	148.45	-34.06	-209.86
Evento Extremo I Y-Y (*-1)	148.49	-113.54	-62.98

Figura 47

Sección Transversal del Pilar central analizado D = 120 cm puente con aislamiento

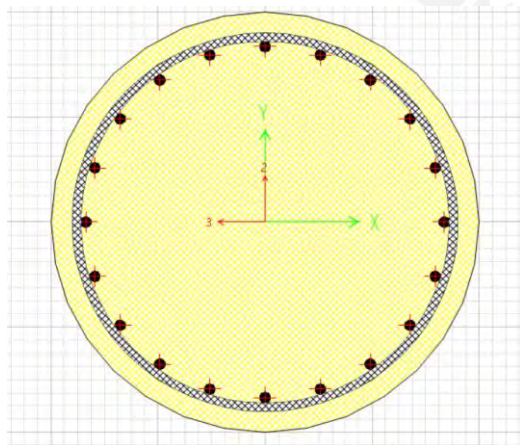


Tabla 56

Diagrama de iteración efectivo, $D = 120$ cm puente con aislamiento

P (tonf)	M (tonf.m)	M (tonf.m)
1968.00	0.00	0.00
1968.00	112.54	-112.54
1962.00	202.93	-202.93
1670.00	284.88	-284.88
1335.00	344.88	-344.88
954.63	381.26	-381.26
681.26	400.92	-400.92
382.67	379.25	-379.25
27.33	274.53	-274.53
-328.81	126.74	-126.74
-577.97	0.00	0.00

Figura 48

Diseño por flexo compresión dirección X-X, $D = 120$ cm puente con aislamiento

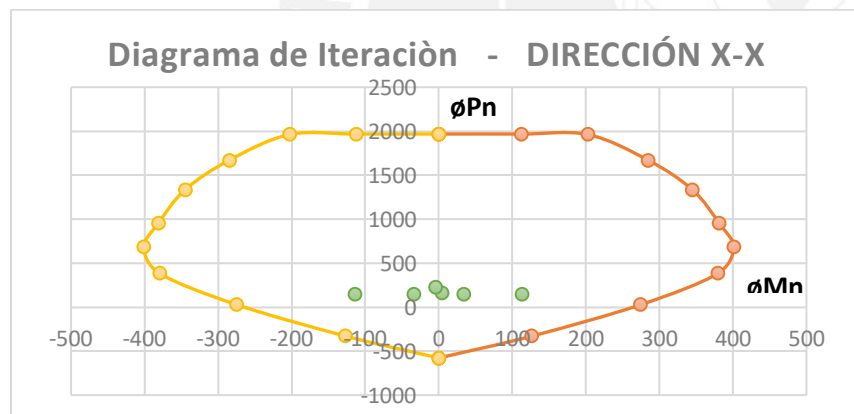
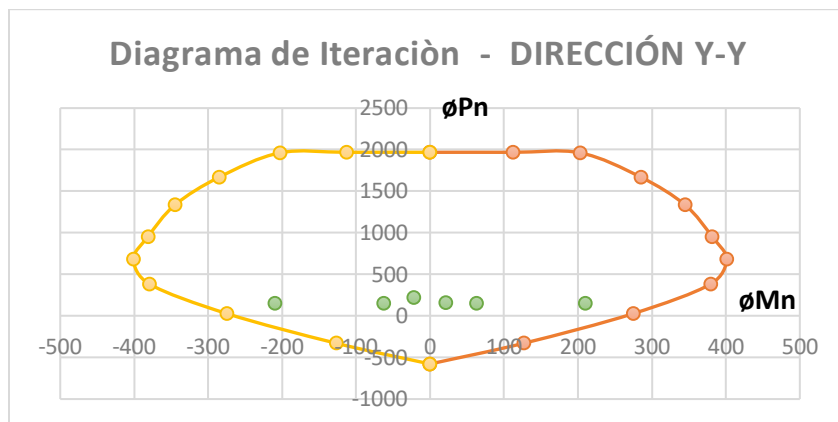


Figura49

Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, D = 120 cm puente con aislamiento



Se verifica, en las Figuras 48 y 49, que el diseño por flexocompresión es correcto y los valores cumple para una cuantía mínima de manera conservadora. Sin embargo, se continuará reduciendo la sección hasta tener un resultado más óptimo con una cuantía superior.

Columna D=100CM

Se disminuyó la sección del pilar central a un diámetro de 100 cm, cuya cuantía mínima es $0.01 \cdot 100 \cdot 100 = 100 \text{ cm}^2$. El acero colocado es 1 anillo de 20 barras de 1', cuyo total de área de acero es 102 cm^2 . Esta área significa una cuantía de 1.02%. Esta cuantía es correcta porque está en el rango de 1% a 4%. A continuación, se muestra en la Tabla 57 y 58, las cargas aplicadas en el extremo superior del pilar y las combinaciones de cargas para el diseño, respectivamente. La Figura 50, muestra el armado de acero de la columna analizada; y en la Tabla 59 y Figuras 51 y 52, se muestran el diagrama de interacción y el diseño por flexocompresión realizado en ambas direcciones, respectivamente.

Tabla 57

Cargas en la base del Pilar central, D = 100 cm puente con aislamiento

Tipo de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf.m	My tonf.m
DC	-117.33	-0.01	0.00	0.00	0.03
DW	-5.75	0.00	0.00	0.00	0.00
LL+PL MAXIMO	-7.68	0.57	0.36	1.40	10.76
LL+PL MINIMO	-44.37	-0.57	-0.36	-1.40	-11.00
EQXX	0.04	31.37	12.24	30.94	183.08
EQYY	0.01	9.41	40.80	103.13	54.92

Tabla 58

Combinaciones de carga, D = 100 cm puente con aislamiento

Combinaciones de carga	P	MX	MY
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MAXIMO	168.73	2.45	18.86
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MINIMO	232.93	-2.45	-19.22
Evento Extremo I X-X (1.25DC + 1.50DW + EQx + 0.30EQy)	155.24	30.94	183.12
Evento Extremo I Y-Y (1.25DC + 1.50DW + 0.30EQx + EQy)	155.27	103.13	54.96
Evento Extremo I X-X (*-1)	155.24	-30.94	-183.12
Evento Extremo I Y-Y (*-1)	155.27	-103.13	-54.96

Figura 50

Sección Transversal del Pilar central analizado D = 100 cm puente con aislamiento

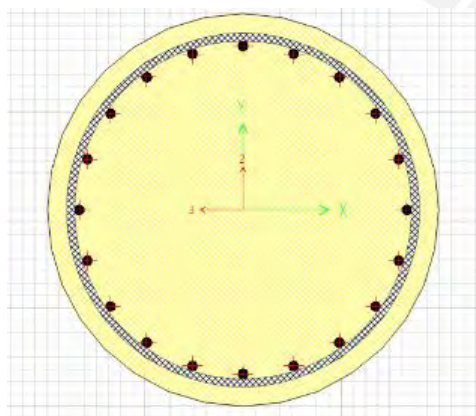


Tabla 59

Diagrama de iteración efectivo, $D = 100$ cm puente con aislamiento

P (tonf)	M (tonf.m)	M (tonf.m)
1357.00	0.00	0.00
1357.00	62.66	-62.66
1352.00	115.25	-115.25
1149.00	162.04	-162.04
914.62	195.52	-195.52
649.75	214.62	-214.62
462.30	224.25	-224.25
257.46	210.06	-210.06
7.79	147.92	-147.92
-230.75	64.85	-64.85
-385.32	0.00	0.00

Figura 51

Diseño por flexo compresión dirección X-X, $D = 100$ cm puente con aislamiento

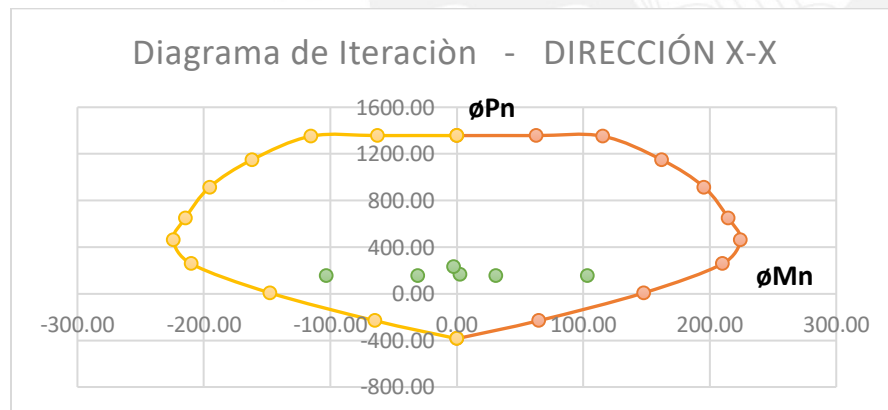
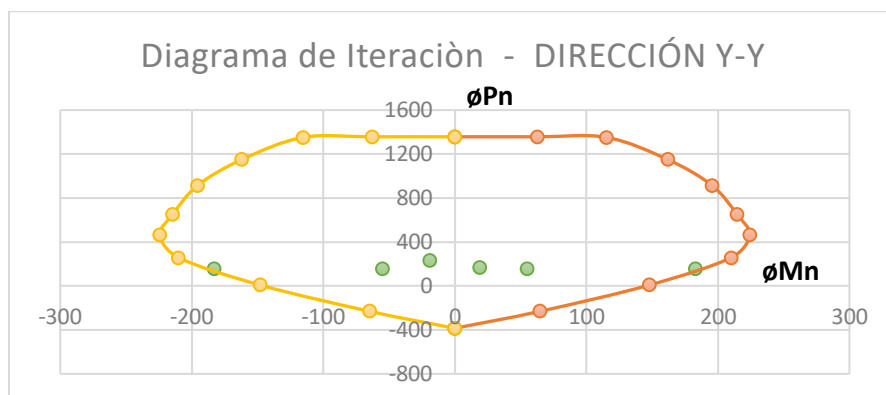


Figura 52

Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, D = 100 cm puente con aislamiento



Se verifica, en las Figuras 51 y 52, que el diseño por flexocompresión es correcto y los valores cumple para una cuantía mínima de manera óptima. Sin embargo, se continuará reduciendo la sección hasta tener un resultado óptimo con una cuantía superior.

Columna D=80CM

Se disminuyó la sección del pilar central a un diámetro de 80 cm, cuya cuantía mínima es $0.01 \cdot 80 \cdot 80 = 64 \text{ cm}^2$. El acero colocado es 1 anillo de 15 barras de 1', cuyo total de área de acero es 76.5 cm^2 . Esta área significa una cuantía de 1.20%. Esta cuantía es correcta porque está en el rango de 1% a 4%. A continuación, se muestra en la Tabla 60 y 61, las cargas aplicadas en el extremo superior del pilar y las combinaciones de cargas para el diseño, respectivamente. La Figura 53, muestra el armado de acero de la columna analizada; y en la Tabla 62 y Figuras 54 y 55, se muestran el diagrama de interacción y el diseño por flexocompresión realizado en ambas direcciones, respectivamente.

Tabla 60

Cargas en la base del Pilar central, D = 80 cm puente con aislamiento

Tipo de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf.m	My tonf.m
DC	-129.59	-0.01	0.00	0.00	0.02
DW	-6.16	0.00	0.00	0.00	0.00
LL+PL MAXIMO	-10.29	1.05	0.16	0.76	7.84
LL+PL MINIMO	-47.92	-1.04	-0.16	-0.76	-8.02
EQXX	0.04	23.72	11.54	28.80	138.43
EQYY	0.01	7.12	38.47	96.01	41.53

Tabla 61

Combinaciones de carga, D = 80 cm puente con aislamiento

Combinaciones de carga	P	MX	MY
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MAXIMO	189.24	1.33	13.76
Resistencia 1 (1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)) MINIMO	255.09	-1.33	-14.01
Evento Extremo I X-X (1.25DC + 1.50DW + EQx + 0.30EQy)	171.19	28.80	138.46
Evento Extremo I Y-Y (1.25DC + 1.50DW + 0.30EQx + EQy)	171.22	96.01	41.56
Evento Extremo I X-X (*-1)	171.19	-28.80	-138.46
Evento Extremo I Y-Y (*-1)	171.22	-96.01	-41.56

Figura 53

Sección Transversal del Pilar central analizado D = 80 cm puente con aislamiento

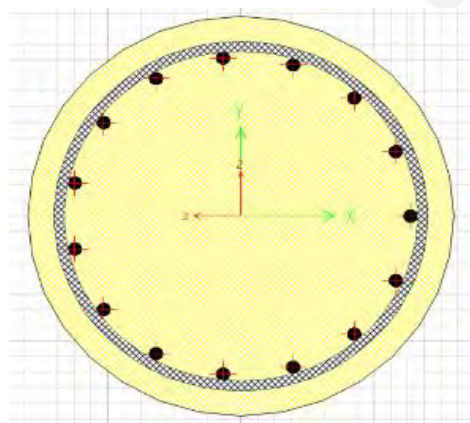


Tabla 62

Diagrama de iteración efectivo, $D = 80$ cm puente con aislamiento

P (tonf)	M (tonf.m)	M (tonf.m)
894.93	0.00	0.00
894.93	34.11	-34.11
882.25	61.44	-61.44
743.82	85.96	-85.96
584.35	103.41	-103.41
399.38	113.19	-113.19
272.60	117.40	-117.40
131.67	108.73	-108.73
-35.10	74.84	-74.84
-200.90	29.28	-29.28
-288.99	0.00	0.00

Figura 54

Diseño por flexo compresión dirección X-X, $D = 80$ cm puente con aislamiento

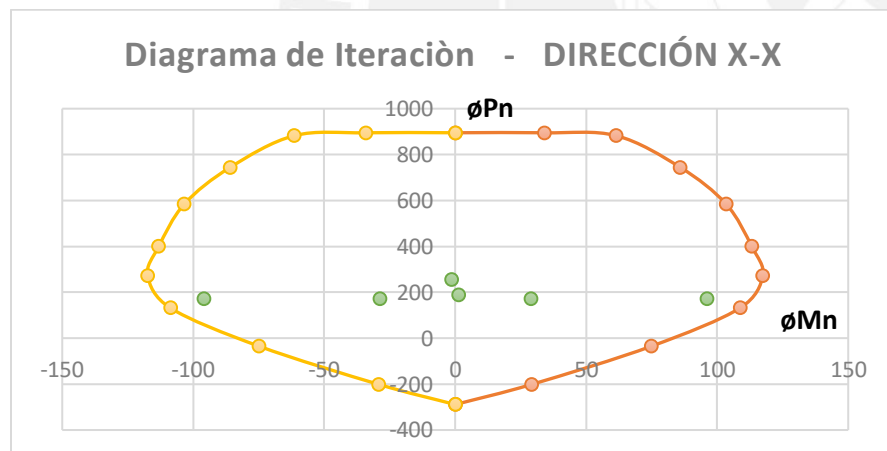
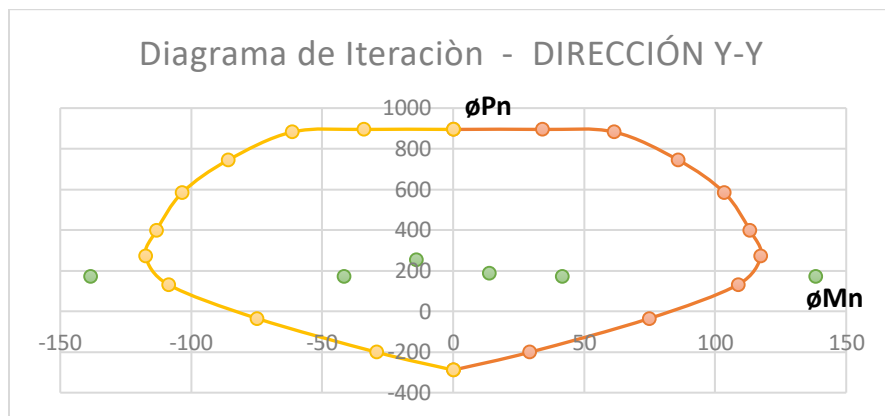


Figura 55

Diseño por flexo compresión dirección Y-Y, D = 80 cm puente con aislamiento



Se verifica, en la Tabla 55, que el diseño por flexo compresión no cumple para una cuantía cercana a la mínima. Esta sección presenta un margen considerable de no cumplimiento para este armado de acero, por lo tanto, se buscará un diseño óptimo con el mismo diámetro.

Columna D=80CM aumentando la cuantía de acero

La sección del pilar central se mantuvo en un diámetro de 80 cm. El armado de acero colocado se aumentó a 2 anillos, uno de 15 paquetes de 2 barras de 1' y otro de 10 barras unitarias de 1'. Esto da un total de 40 barras de 1', que equivale a un área de 204 cm² y representa una cuantía de 3.19%. Esta cuantía es correcta porque está en el rango de 1% a 4% recomendado. El diseño considera las cargas y combinaciones mostradas en las Tablas 60 y 61, respectivamente. A continuación, se muestran en la Figura 56, el armado de acero de la columna analizada; y en la Tabla 63 y Figuras 57 y 58, el diagrama de interacción y el diseño por flexocompresión realizado en ambas direcciones, respectivamente.

Figura 56

Sección Transversal del Pilar central analizado optimo, $D = 80$ cm puente con aislamiento

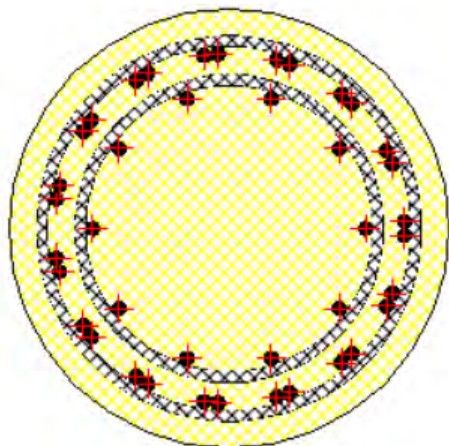
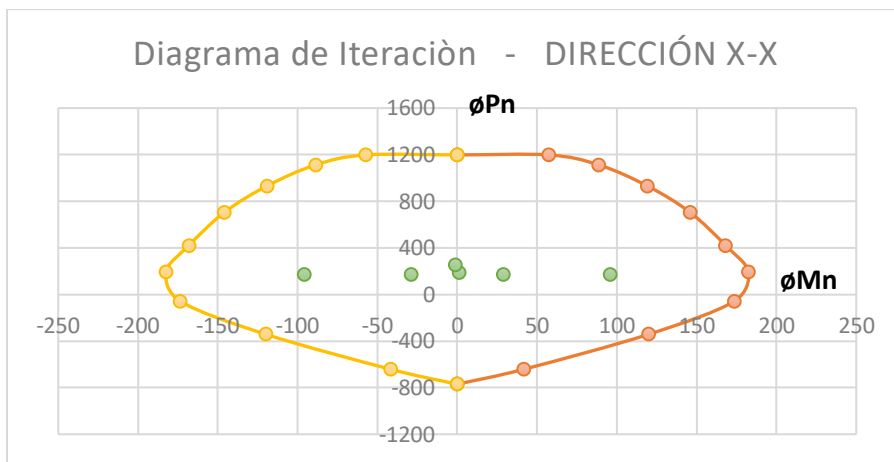
**Tabla 63**

Diagrama de iteración efectivo, $D = 80$ cm puente con aislamiento

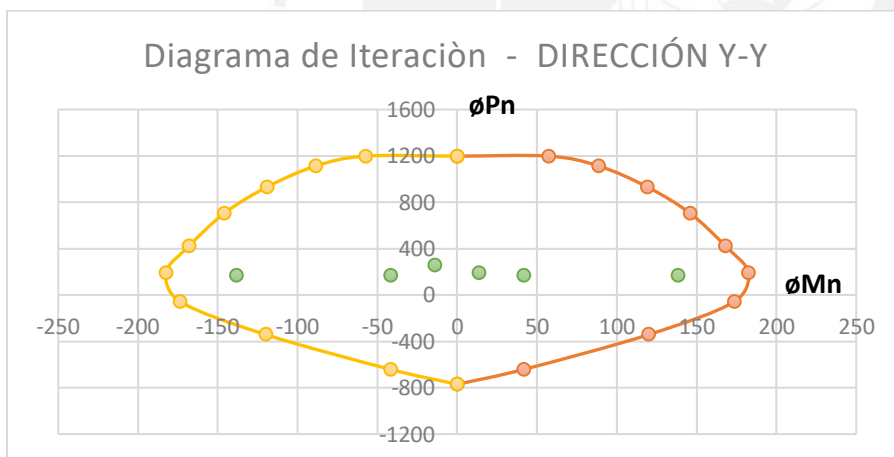
P (tonf)	M (tonf.m)	M (tonf.m)
1198.00	0.00	0.00
1198.00	57.25	-57.25
1113.00	88.61	-88.61
930.74	119.27	-119.27
705.72	145.82	-145.82
420.45	168.18	-168.18
192.57	182.42	-182.42
-58.63	173.44	-173.44
-341.46	120.06	-120.06
-641.43	41.85	-41.85
-770.63	0.00	0.00

Figura 57

Diseño por flexo compresión dirección X-X optimo, $D = 80$ cm puente con aislamiento

**Figura 58**

Diseño por flexo compresión dirección Y-Y optimo, $D = 80$ cm puente con aislamiento



Se verifica que el diseño por flexo compresión es correcto y los valores cumple de manera óptima para esta sección. Esta sección es la resultante para el diseño del pilar en el puente con aisladores sísmicos.

5.2.4.2. Diseño por cortante

El diseño por corte se realizará considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento, esto está indicado en la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se calculará la cortante de diseño, y se comparará con la cortante resistente del concreto y del acero.

Calculo de la cortante ultima

Para el diseño se utilizará la combinación de Evento Extremo I, los valores que se utilizan son idénticos para la dirección X-X y Y-Y, por lo tanto, se realizará un solo análisis. Se determina el momento nominal máximo posible en el diagrama de interacción para la combinación de Evento Extremo I. Luego, se amplifica el momento y calculamos la Cortante máxima.

- Se extrae del diagrama de interacción para la combinación de Evento Extremo I, el valor que carga vertical ultima sin reducir (P_u) y Momento flector máximo posible (M_n).

$$P_u = 205.43 \text{ tonf}$$

$$M_n = 203.53 \text{ tonf} * m$$

- Se calcula el momento probable multiplicando el momento nominal por el factor de amplificación 1.25. Se utiliza la Fórmula (32)

$$M_n \text{ prob} = 1.25 * 203.53 = 254.41 \text{ tonf}$$

- La fuerza cortante de diseño, se calcula en función del momento probable superior e inferior de la columna. En este caso asumimos que son iguales. Se utiliza la Fórmula (33).

$$V_u = 2 * \frac{M_n \text{ prob}}{h_n} = \frac{2 * 254.41}{4.5} = 113.07 \text{ tonf}$$

- Se muestra a continuación, en la Tabla 64, un resumen de los resultados para el cálculo de la cortante de diseño.

Tabla 64

Resumen de cálculo de cortante ultima por capacidad, puente con aisladores sísmicos

	Pu	Mn	Mn prob	Vu
Evento Extremo I	205.43	203.53	254.41	113.07

- Se calcula la cortante resistente por el concreto utilizando la Fórmula (34)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * bw * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * \left(1 + \frac{205.43 * 1000}{140 * \pi * \frac{80^2}{4}}\right) * 80 * (0.8 * 80) = 58662.55 \text{ kgf}$$

$$= 58.66 \text{ tonf}$$

- Se calcula el aporte necesario del acero transversal a la fuerza cortante utilizando la Fórmula (35).

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{113.07}{0.85} - 58.66 = 74.36 \text{ tonf}$$

- Se calcula el espaciamiento del refuerzo transversal mínimo para proporcionar la cortante resistente requerida utilizando la Fórmula (36).

$$S = \frac{Av * fyt * d}{V_s} = \frac{(4 * 1.29) * 4200 * (0.8 * 80)}{74.36 * 1000} = 18.65 \text{ cm}$$

- Se muestra a continuación, en la Tabla 65, un resumen de los resultados para el cálculo del espaciamiento mínimo del acero transversal.

Tabla 65

Resumen de cálculo de espaciamiento por capacidad, puente convencional

	Pu	Vu	Vc	Vs	S (cm)
Evento Extremo I	205.43	113.07	58.66	74.36	18.65

Se colocará un espaciamiento de 15 cm en los extremos del elemento. Por un criterio conservador, se colocará este espaciamiento en toda la columna.

Capítulo VI Comparación de resultados

6.1. Ratio de resultados

En este capítulo, se realizará una recopilación de los resultados obtenidos en los capítulos 4 y 5. Los valores serán comparados calculando un Ratio entre los resultados para el puente convencional y el puente con aisladores sísmicos, este cálculo se muestra en la Fórmula (37). A continuación, se analizarán y discutirán dichos resultados.

$$\text{Ratio} = \frac{(\text{Valor del puente con aisladores}) * 100\%}{\text{Valor del puente convencional}} \quad (37)$$

6.2. Comparación de los periodos

En las siguientes tablas, se muestra la comparación del periodo del puente convencional y el puente con aisladores sísmicos en sus distintas condiciones de análisis. En la tabla 66, se observa el aumento del periodo al colocar el aislamiento sísmico con sus propiedades nominales, en comparación con el periodo del puente convencional. Además, en la tabla 67, se demuestra la variación que genera el análisis con el aislamiento sísmico, considerando las propiedades de diseño, comparándolas con el puente convencional.

Tabla 66

Comparación del periodo fundamental del modelo con apoyos convencionales y el modelo con aisladores considerando propiedades nominales

Descripción/ Puente	Apoyos Convencionales	Apoyos Aisladores Prop. nominal	Ratio
Periodo fundamental	0.71	1.66	233.8 %

Tabla 67

Comparación del periodo fundamental del modelo con apoyos convencionales y el modelo con aisladores considerando propiedades limites

Descripción/ Puente	Apoyos Convencionales	Apoyos Aisladores Límite Inferior	Ratio	Apoyos Aisladores Límite Superior	Ratio
Periodo fundamental	0.71	1.91	269.0 %	1.34	188.7 %

Los periodos en todos los casos de aislamiento sísmico aumentan el periodo fundamental del puente en comparación a utilizando los apoyos convencionales. Este aumento de periodo refleja un mayor movimiento de la estructura respecto al suelo. El movimiento se concentra principalmente en la superestructura, esto se demostrará con los resultados obtenidos posteriormente.

6.3. Respuesta sísmica elástica

Se calcularon las respuestas sísmicas elásticas del puente con apoyos convencionales y el puente con apoyos aisladores sísmicos considerando propiedades nominales. Se utilizó el método de análisis multimodal. A continuación, se muestra la comparación de los resultados obtenidos.

6.3.1. Comparación de desplazamientos

En la Tabla 68, se observa que el uso de aislamientos sísmicos disminuye los desplazamientos en el extremo superior del pilar central y los aumenta en el tablero.

Tabla 68

Comparación de los desplazamientos del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades nominales para el sismo elástico

Descripción	Apoyos Convencionales	Apoyos Aisladores Prop. Nominales	Ratio
Sismo longitudinal – X-X			
Máx. desplaz. en el tablero (m)	0.089	0.126	141.6%
Máx. desplaz. (extremo superior en el pilar central (m)	0.070	0.011	15.8%
Sismo transversal – Y-Y			
Máx. desplaz. en el tablero (m)	0.060	0.129	214.2%
Máx. desplaz. (extremo superior) en el pilar central (m)	0.014	0.003	20.6%

Al utilizarse el sismo elástico, los desplazamientos en el tablero del puente convencional aumentan considerablemente utilizando los apoyos aisladores. Además, se ve una disminución de los desplazamientos del pilar para el caso con apoyos aisladores en comparación con los apoyos convencionales.

6.3.2. Comparación de fuerzas en el pilar

En la Tabla 69, se observa que el uso de aislamientos sísmicos disminuye las cargas en el extremo base del pilar central.

Tabla 69

Comparación de las cargas sísmicas del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades nominales para el sismo elástico

Descripción/ Puente	Apoyos Convencionales	Apoyos Aisladores Prop. Nominales	Ratio
Sismo longitudinal – X-X			
Fuerza axial (tonf)	0.220	0.099	44.9%
Cortante Basal (tonf)	299.871	50.588	16.9%
Momento en la base (tonf.m)	1820.202	292.797	16.1%
Sismo transversal – Y-Y			
Fuerza axial (tonf)	0.066	0.030	44.9%
Cortante Basal (tonf)	284.821	60.360	21.2%
Momento en la base (tonf.m)	739.869	155.150	21.0%

Por lo obtenido en la Tabla 68, se demuestra el que desplazamiento relativo del pilar central disminuye considerablemente utilizando los aisladores. El aumento genera una mayor liberación de energía en el sismo, por lo cual, reduce los efectos en el pilar. Esto concuerda con la Tabla 68, se muestra la reducción de las cargas sísmicas utilizando los aisladores sísmicos en comparación con los apoyos convencionales.

6.4. Respuesta sísmica de diseño

6.4.1. Comparación de desplazamientos

Para la comparación de desplazamientos de diseño en el tablero, se utiliza el asilamiento sísmico con propiedades de límite inferior porque brinda resultados más críticos. En la Tabla 70, se observa que el uso de aislamientos sísmicos con propiedades límites disminuye los desplazamientos en el extremo superior del pilar central y los aumenta en el tablero.

Tabla 70

Comparación de los desplazamientos del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades límite para el sismo de diseño

Descripción	Convencional	Aislado L.I	Ratio	Aislado L.S	Ratio
Sismo longitudinal – X-X					
Máx. desplaz. De la superestructura (m)	0.025	0.099	390.0%	0.063	248.6%
Máx. desplaz. en el pilar (m)	0.020	0.007	35.0%	0.008	39.8%
Sismo transversal – Y-Y					
Máx. desplaz. De la superestructura (m)	0.017	0.102	590.8%	0.066	381.2%
Máx. desplaz. en el pilar (m)	0.004	0.002	45.3%	0.002	52.5%

En el diseño, se considera principalmente los desplazamientos del tablero, ya que, mayores desplazamientos generan un mayor desplazamiento relativo entre los extremos del aislador. Esto influye en el diseño de la cajuela o límites de movimiento del aislador sísmico. El caso más crítico se comprueba que es en el límite inferior porque se observan mayores desplazamientos en el Tablero. En la Tabla 70, en el caso de límite inferior, se evidencia este aumento. Por otro lado, para el pilar central, se considera como más crítico el límite superior, por lo que brinda un mayor desplazamiento relativo entre los extremos del pilar.

6.4.2. Comparación de fuerzas en el pilar

Para la comparación de fuerzas de diseño en el pilar central, se utiliza el asilamiento sísmico con propiedades de límite superior porque brinda resultados más críticos. En la Tabla 71, se observa que el uso de aislamientos sísmicos con propiedades límites disminuye las cargas en el extremo base del pilar central.

Tabla 71

Comparación de las cargas sísmicas del puente convencional y el puente con aisladores con propiedades límite para el sismo de diseño

Descripción	Convencional	Aislado L.I	Ratio	Aislado L.S	Ratio
Sismo longitudinal – X-X					
Fuerza axial (tonf)	0.063	0.066	105.0%	0.066	104.8%
Cortante Basal (tonf)	85.68	32.38	37.8%	35.84	41.8%
Momento en la base (tonf.m)	520.06	185.96	35.8%	209.82	40.3%
Sismo transversal – Y-Y					
Fuerza axial (tonf)	0.019	0.020	105.2%	0.020	104.8%
Cortante Basal (tonf)	81.38	37.98	46.7%	44.11	54.2%
Momento en la base (tonf.m)	211.39	97.52	46.1%	113.54	53.7%

En el diseño, se considera principalmente las cargas de fuerza cortante y momento flector del extremo base del pilar, ya que, mayores cargas generan mayores dimensiones de los elementos estructurales y mayor cantidad de acero. El caso más crítico se comprueba que es en el límite superior, haciendo la comparación con el límite inferior, se observan mayores cargas en el pilar utilizando aisladores sísmicos. En la Tabla 71, en el caso de límite superior, se evidencia una reducción, en la fuerza cortante y el momento flector, en comparación al puente con apoyos convencionales.

6.5. Diseño del pilar central

6.5.1. Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas fueron utilizadas para el diseño por flexocompresión, el diseño más crítico realizado, por lo tanto, se compararán principalmente la carga vertical, y el momento flector en la base. Por motivos comparativos, las cargas del puente convencional son para el puente con un pilar de diámetro 120cm y las cargas del puente aislado son para un pilar de diámetro 80cm. Las cargas para el puente con apoyos aisladores se calcularon considerando las propiedades de límite superior. A continuación, se muestran las Tablas 72, 73 y 74 que evidenciarán la variación de las cargas en el extremo base del pilar

Tabla 72

Comparación de las combinaciones de carga para carga vertical

Combinaciones de carga	P. convencional	P. aislado	Ratio
	P (tonf)	P (tonf)	P (tonf)
Resistencia 1 MAXIMO	201.66	189.24	93.8%
Resistencia 1 MINIMO	279.51	255.09	91.3%
Evento Extremo I X-X	187.20	171.19	91.4%
Evento Extremo I Y-Y	187.24	171.22	91.4%

Tabla 73

Comparación de las combinaciones de carga para Momento en dirección X-X

Combinaciones de carga	Mx. convencional	Mx. aislado	Ratio
	MX (tonf.m)	MX (tonf.m)	MX (tonf.m)
Resistencia 1 MAXIMO	17.07	1.33	7.8%
Resistencia 1 MINIMO	-17.07	-1.33	7.8%
Evento Extremo I X-X	63.42	28.80	45.4%
Evento Extremo I Y-Y	211.39	96.01	45.4%

Tabla 74*Comparación de las combinaciones de carga para Momento en dirección Y-Y*

Combinaciones de carga	My.	My. aislado	Ratio
	convencional		
	MY (tonf.m)	MY (tonf.m)	MY (tonf.m)
Resistencia 1 MAXIMO	30.24	13.76	45.5%
Resistencia 1 MINIMO	-30.74	-14.01	45.6%
Evento Extremo I X-X	520.11	138.46	26.6%
Evento Extremo I Y-Y	156.07	41.56	26.6%

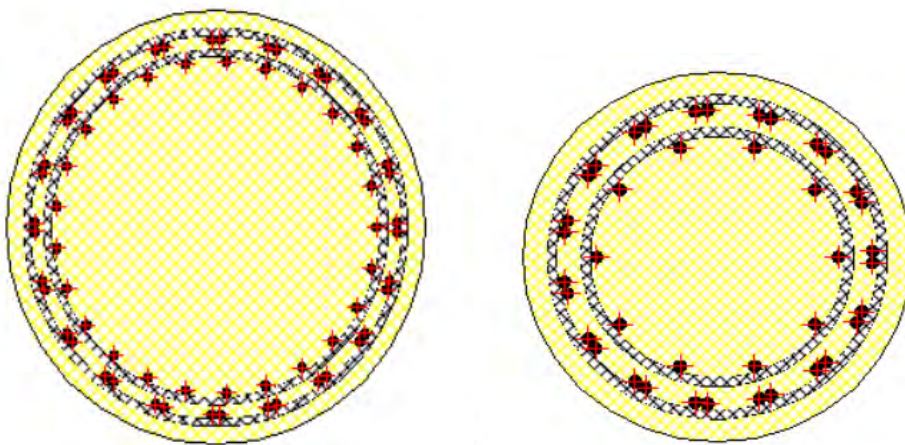
Se observa una disminución mínima en la carga vertical de aproximadamente 9% y reducciones considerables en el momento flector. Para la combinación de Evento Extremo I, en la dirección X-X, el momento se reduce a un 45.4% del valor del puente convencional; y, en la dirección Y-Y, a un 26.6% del valor del puente convencional. Se tiene en cuenta que la magnitud de las cargas de diseño influye en las dimensiones del pilar.

6.5.2. Dimensiones

Se comparan las dimensiones de las secciones finales de los pilares centrales para el puente convencional y el puente con aislamiento sísmico. En la figura 59 y Tabla 75, se evidencia la reducción de las dimensiones del pilar central.

Figura 59

Comparación de los pilares centrales de los puentes diseñados

**Tabla 75**

Comparación de dimensiones del Pilar central

	P. convencional	P. aislado	Ratio
Diámetro (cm)	120	80	67 %
Área (cm ²)	11310	5027	44 %

Se observa que el diámetro de la sección se redujo a un 67% del diámetro del puente convencional; y el área transversal de la sección a un 44%. Esta reducción, representa un menor costo en la construcción del Pilar, en mano de obra y en materiales.

6.5.3. Acero

La sección del pilar resultante del puente convencional tiene la siguiente distribución de acero longitudinal: 2 anillos, 1 anillo de 20 paquetes de 2 barras de 1" cada una y 1 anillo interior de 25 barras unitarias de 1" dando un total de 65 barras. Por otro lado, la sección del pilar del puente con aislamiento sísmico presenta 2 anillos, 1 anillo de 15 paquetes de 2 barras de 1" cada una y 1 anillo interior de 10 barras unitarias de 1" dando un total de 40 barras.

Tabla 76*Comparación de acero longitudinal*

	P. convencional	P. aislado	Ratio
Nro. barras 1"	65	40	61.5 %

Se evidencia una reducción de 25 varillas de 1" de acero, que representa un 38.5% de acero en la sección del puente con apoyos convencionales. La cantidad de acero final del pilar del puente con aisladores resulta ser el 61.5% del puente con apoyos convencionales. De la misma manera que con las dimensiones, representa una reducción en el costo de los materiales para la construcción elemento.



Capítulo VII Conclusiones y futuras líneas de investigación

7.1. Conclusiones

1. Los modos de vibración varían, como se observa en las Tablas 66 y 67. Se ve un aumento del periodo de como mínimo a un 189% con la implementación del aislador sísmico para el puente analizado.
2. El análisis sísmico elástico realizado, para el puente propuesto con apoyos convencionales y apoyos aislamiento sísmico, demuestra variación en los valores de desplazamiento y cargas sísmicas. Se concluye que:
 - a. El aislamiento sísmico aumenta el desplazamiento del tablero al 142% en un sismo longitudinal y al 214% en un sismo transversal.
 - b. El aislamiento sísmico reduce el desplazamiento de la subestructura al 16% en un sismo longitudinal y al 21% en un sismo transversal.
 - c. El aislamiento sísmico reduce la cortante basal del pilar central al 17% en un sismo longitudinal y al 21% en un sismo transversal. De igual forma, reduce el momento flector en la base del pilar central al 16% en un sismo longitudinal y al 21% en un sismo transversal.
 - d. Se observa que los resultados del análisis sísmico elástico, para el puente con apoyos convencionales, son muy críticos. Por lo tanto, se necesita de un factor de reducción “R” considerable, que brinda elementos de mayor dimensiones y mayor cantidad de acero para satisfacer la demanda sísmica aplicada. En comparación, con la implementación del aislamiento sísmico, los resultados para un sismo elástico son aceptables para el diseño o se necesita de un factor de reducción “R” bajo.

3. El análisis sísmico para el diseño, utilizando el Método Espectral Multimodal, realizado para el puente propuesto con apoyos convencional y con aislamiento sísmico brinda valores de desplazamiento y cargas sísmicas que fueron comparados, se concluye que:
- a. El valor más crítico en el aislamiento sísmico para el desplazamiento de diseño de la superestructura se tiene con las propiedades en Límite inferior. El aislamiento sísmico aumenta el desplazamiento al 390% en un sismo longitudinal y a un 591% en un sismo transversal.
 - b. El valor más crítico en el aislamiento sísmico para el desplazamiento de diseño de la subestructura (extremo superior del pilar central) se tiene con las propiedades en Límite Superior. El aislamiento sísmico reduce el desplazamiento relativo entre el extremo superior del pilar y su base al 40% en un sismo longitudinal y a un 53% en un sismo transversal.
 - c. El valor más crítico en el aislamiento sísmico para las cargas sísmicas de diseño del pilar central se tiene con las propiedades en Límite Superior. El aislamiento sísmico reduce la cortante basal del pilar central al 42% en un sismo longitudinal y al 54% en un sismo transversal. De igual forma, reduce el momento flector en la base del pilar central al 40% en un sismo longitudinal y al 54% en un sismo transversal.
 - d. Se observa, para el análisis sísmico de diseño del puente con apoyos convencional, se tienen demandas sísmicas mayores que utilizando el aislamiento sísmico.

4. El diseño óptimo del pilar central difiere en dimensión, acero longitudinal y acero transversal; para el puente con apoyos convencionales y para el puente con aisladores sísmicos, se concluye que:
 - a. El aislamiento sísmico reduce el diámetro del pilar central al 67% del obtenido con los apoyos convencionales. De igual forma, reduce el área transversal y volumen del pilar central al 44% del obtenido con los apoyos convencionales.
 - b. El aislamiento sísmico reduce la cantidad de acero longitudinal colocado en el pilar central al 62% del obtenido con los apoyos convencionales. De igual forma, reduce el área transversal y volumen del pilar central al 44% del obtenido con los apoyos convencionales.
 - c. Se observa, para el diseño sísmico del pilar central del puente con apoyos convencional, se necesita mayores dimensiones de los elementos estructurales de la subestructura que utilizando el aislamiento sísmico. Además, esto conlleva a mayores cantidades de concreto y acero.

5. **Se concluye finalmente**, en base al análisis realizado del puente de vigas de concreto postensado, los aisladores sísmicos han minimizado las demandas sísmicas y dimensiones de los elementos estructurales en la subestructura, brindando un mejor comportamiento sísmico y mayor seguridad estructural del puente frente a sismos severos.

7.2. Futuras líneas de investigación

1. Se recomienda realizar el análisis del presente caso utilizando el método Tiempo – Historia, ya que brindaría resultados más precisos y se verían mejores detalles del comportamiento frente a un sismo.
2. Se recomienda realizar el análisis del presente caso utilizando otros aisladores sísmicos como el Aislador de goma de Alto amortiguamiento (HRB) o Sistema de Péndulo de fricción.

Capítulo VIII Referencias bibliográficas

- AASHTO LRFD bridge design specifications. (2017). *Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.*
- Acevedo Laos, V. (2015). *Diseño de un puente con estructura de acero* (Título profesional). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6302>
- Buckle, I. G. (2000). Passive control of structures for seismic loads. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33 (3), 209–221.
- Dynamic Isolation Systems (2021). *Aislamiento sísmico Para edificaciones y Puentes*. CDV Ingeniería Antisísmica. <https://www.cdvperu.com/>
- Espinoza Ortiz, C. (2014). *Aislación sísmica para puentes: comparación entre el uso de apoyos elastómeros (neoprenos) con respecto al uso de apoyos de péndulo fricciónaste (fps)* (Título profesional). Recuperado de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1398>

- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al Uso de Aisladores y Disipadores en Estructuras. Serie GeóPolis; Caracas: CAF.*
<http://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>
- Guide specifications for Seismic Isolation Design. (2014). *Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.*
- León Joya, L. (2016). *Disipadores y aisladores sísmicos, modelo de puente vehicular con disipador y sin disipador de energía, comparación de la respuesta sísmica. (Título Profesional).* Recuperado de <https://repository.ucatolica.edu.co/handle/10983/13931>
- Méndez Galindo, C. (2013). *Beneficios y ventajas de los sistemas de protección sísmica, XII seminario de ingeniería estructural y sísmica. Congreso llevado en Costa Rica, San José.*
https://www.researchgate.net/publication/282413508_Beneficios_y_Ventajas_de_los_Sistemas_de_Proteccion_Sismica
- Mexpresa (2021). *Vigas prefabricadas presforzadas, México.*
https://www.mexpresa.com/productos/vigas_p.php
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de puentes.*
<https://www.gob.pe/institucion/mtc/normas-legales/257462-19-2018-mtc-14>
- Oviedo, Juan Andrés, & Duque, María del Pilar. (2009). *Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. Revista EIA*, (12), 113-124. Retrieved May 27, 2021, from http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372009000200009&lng=en&tlng=es.
- Rico, P. L., & Chio, G. C. (2012). *Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados. Tecnura*, 16(34), 103-124.

- Pajares, M. y Lincoln, M. (2016). *Comparación de la respuesta sísmica de puentes viga – losa, con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca. (Maestría Profesional)*. Recuperado de <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1297>
- Jara, M.; Casas, J. *Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía*. Barcelona: Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 2002. ISBN 84-95999-02-1. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/28368>
- Vásquez, A. (2016). *Efecto de la aislación sísmica mediante apoyos de neopreno en el puente bicentenario de concepción. (Título Profesional)*. Recuperado de <http://repositoriodigital.ucsc.cl/handle/25022009/907>
- Zellat, Kaoutar, & Kadri, Tahar. (2015). *Influencia del sistema de aislación sísmica en la respuesta de los puentes*. *Revista ingeniería de construcción*, 30(3), 210-214. https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732015000300006&lng=en&nrm=iso&tlng=en