

2018

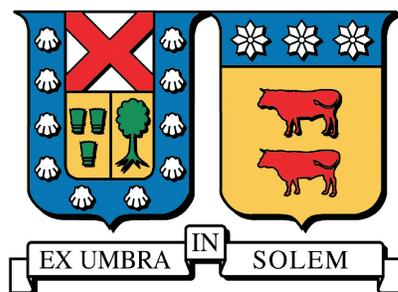
# USO DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO COMO FUSIBLES ESTRUCTURALES EN PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

COMICHEO BAHAMONDE, JOCELYN GABRIELA

---

<http://hdl.handle.net/11673/24587>

*Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA*



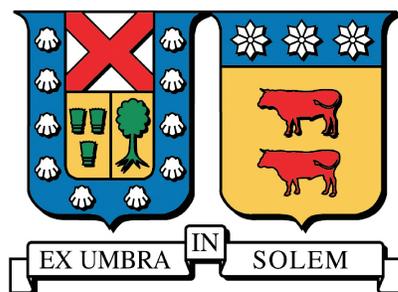
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**USO DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO  
COMO FUSIBLES ESTRUCTURALES EN PUENTES DE  
HORMIGÓN ARMADO**

**JOCELYN GABRIELA COMICHEO BAHAMONDE**

**Ingeniero Civil**

Marzo de 2018



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**USO DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO  
COMO FUSIBLES ESTRUCTURALES EN PUENTES DE  
HORMIGÓN ARMADO**

Memoria de Título presentada por  
**JOCELYN GABRIELA COMICHEO BAHAMONDE**

Como requisito parcial para optar al título de  
**Ingeniero Civil**

Profesor Guía  
Ramiro Bazaez Gallardo

Marzo de 2018

USO DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO COMO FUSIBLES ESTRUCTURALES EN  
PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO.

AUTOR

**JOCELYN GABRIELA COMICHEO BAHAMONDE**

TRABAJO DE MEMORIA, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el título de  
Ingeniero Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

COMISIÓN

Dr. Ramiro Bazaez Gallardo

---

MSc. Claudio Sepúlveda Contreras

---

Dr. Patricio Quintana Gallo

---

Valparaíso, Chile, Marzo de 2018.



*Tienes que hacer que ocurra*



---

# AGRADECIMIENTOS

---

Quisiera agradecer a quienes colaboraron en la construcción de este documento: al Dr. Ramiro Bazaez por su constante guía en el proceso, al MSc. Claudio Sepúlveda y al Dr. Patricio Quintana por su colaboración para mejorar este documento.

Agradezco y dedico este documento a mi familia, en especial a Magaly, Carlos, Milena, Margarita, Clarisa y Gabriel (Q.E.P.D) que me han guiado y ayudado en este hermoso desafío. A Danko quien ha sido mi amado compañero en estos años, su apoyo y compañía es invaluable.

Sin duda una parte importante de este logro le corresponde a mis amigos Gabriel y Matias con quienes inicié este desafío, a todos mis amigos que conocí en este proceso, en especial con quienes compartí largas noches de estudio Ariel y Felipe.

Agradezco a los profesores que han sido parte de mi formación, sin su aporte no estaría cumpliendo este objetivo, recuerdo a muchos con cariño, no puedo dejar de mencionar a mis profesores Berty, Sandra y Carlos por su huella imborrable en mí.

Muchas gracias a todos.

---

# RESUMEN

---

Después de un terremoto es vital mantener la continuidad operacional de los puentes, tanto para atender las zonas críticas como por razones económicas. En este contexto, la presente memoria de título propone un refuerzo sísmico de puentes usando Riostras Restringidas al Pandeo (BRB), las cuales consisten en un núcleo de acero con un encamisado de hormigón, que permite una disipación de energía estable tanto en tracción como en compresión y es capaz de reducir desplazamientos relativos entre subestructura y superestructura. Las BRB se diseñan como fusibles estructurales, elementos sacrificables, de fácil reemplazo y bajo costo, los cuales disipan energía localizadamente en un terremoto mientras la estructura principal se mantiene elástica o con pequeñas incursiones no lineales.

La efectividad del método propuesto se evalúa numéricamente en dos puentes chilenos: uno que colapsó en el terremoto del Maule del 2010 y otro construido el año 2012. Ambos puentes se comparan en diversas condiciones (previo al 2010, actual y con reforzamiento propuesto), considerando los resultados obtenidos de análisis estáticos no lineales como medidas del desempeño de los elementos estructurales más importantes. Adicionalmente se realiza un análisis de sensibilidad para evaluar la influencia del área de las BRB en las medidas de desempeño del puente.

Los análisis realizados indican que el refuerzo con BRB permite modificar convenientemente el comportamiento de los puentes acorde a distintos objetivos, ya sea manteniendo a la estructura principal en el rango elástico o bien permitiendo pequeñas incursiones no lineales. También se observó reducción del daño en los elementos principales, tales como apoyos elastoméricos, mesa de apoyo y cepa. Además, se disminuyeron considerablemente los desplazamientos relativos entre tablero y la subestructura que permitiría, eventualmente, reemplazar los topes sísmicos en los puentes por BRB. Como resultado principal de este trabajo, se muestra que utilizar riostras restringidas al pandeo como refuerzo de estructuras similares a las estudiadas mejora considerablemente el desempeño de sus elementos principales, ayudando así a proteger la continuidad operativa de puentes carreteros.

**Palabras Clave:** *Fusible estructural, riostra restringida al pandeo, evaluación sísmica de puentes, análisis estático no lineal, evaluación por desempeño, reforzamiento sísmico.*

---

# ABSTRACT

---

It is vital to keep the operational continuity of bridges after an earthquake, for both sending help to critical zones and recovering the economy of the affected communities. Regarding that objective, this thesis proposes a seismic retrofit of bridges using Buckling Restrained Braces (BRB). The main characteristic of these elements is the steel core surrounded by a concrete casing, allowing stable energy dissipation (in tension and compression) and reducing the drifts between substructure and superstructure. The BRB are designed as structural fuses; in other words, they are expected to be cheap, self sacrificable and easy-to-replace elements. Structural fuses dissipate energy in a concentrated manner during an earthquake, whereas the main structure remain elastic or with minor non-linear incursions.

The effectiveness of the proposed method is numerically assessed in two Chilean bridges: one that collapsed during the Maule Earthquake of 2010, and one built in 2012. Both bridges are compared in several conditions (as-built, with the actual retrofit, and with the proposed retrofit), considering results obtained from non-linear static analyses as measures for the performance of the most important structural elements. Besides, a sensitivity analysis is conducted to evaluate the influence of the area of the BRBs in the bridge performance.

The conducted analyses show that retrofitting with BRB allows to conveniently modify the behavior of bridges regarding different objectives, either maintaining the main structure in the elastic range, or allowing small non-linear incursions. Also, reduction of damage in the principal elements of bridges (elastomeric bearing, seat and bent) was observed. Besides, a considerable reduction of drifts between substructure and deck was achieved, which would permit to directly replace shear keys by BRBs. As a main result of this work, it was concluded that using buckling restrained braces as retrofit of structures similar to those studied greatly improves the performance of the main elements, thus helping to protect the operational continuity of road bridges.

**Keywords:** *Structural fuse, buckling restrained braces, seismic assessment of bridges, non linear static analysis, performance evaluation, seismic retrofitting*

---

# GLOSARIO

---

1. **Amenaza sísmica:** Es la caracterización de las sollicitaciones sobre la estructura de futuras acciones sísmicas. Es la probabilidad de exceder un cierto valor, un determinado parámetro en un determinado lugar, en un lapso de tiempo predeterminado.
2. **AASHTO:** *American Association of State Highway and Transportation Officials*, es una agencia estadounidense que establece estándares técnicos para todas las fases del desarrollo de carreteras. Emiten normas para el diseño, construcción de autopistas y puentes, materiales, entre otras áreas técnicas.
3. **Diseño basado en desempeño sísmico:** es el dimensionamiento de los elementos estructurales y no estructurales, de manera que para una amenaza sísmica establecida, la estructura permanezca dentro de un nivel de desempeño preestablecido, de tal manera que la estructura no sufra daño más allá de ciertos estados límites.
4. **Espectros de respuesta:** indican la respuesta máxima de osciladores simples de un grado de libertad con cierto amortiguamiento, ante una excitación sísmica dada, en función del periodo o frecuencia propia del oscilador. Dicha respuesta puede expresarse en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento para los distintos periodos del movimiento.
5. **Fusible estructural:** es un elemento estructural sacrificable y de fácil reemplazo. Se adiciona a la estructura para concentrar la absorción de energía y el daño en estos elementos, mientras que la estructura principal se diseña para permanecer elástica o con deformaciones inelásticas menores.
6. **Modelo de elementos finitos:** es una técnica numérica usada para encontrar soluciones aproximadas a problemas físicos o matemáticos (con condiciones de contorno). En el contexto de análisis estructural, permite discretizar sistemas estructurales con geometrías complejas, estáticos o dinámicos, lineales y no lineales; y encontrar respuesta de interés.
7. **Puente:** estructura que puede estar compuesta por distintos materiales, por ejemplo: piedra, ladrillo, madera, hierro u hormigón, que forma parte de la red de caminos, carreteras y líneas férreas. Se construye y forma sobre los ríos, fosos u otros obstáculos, para poder sortearlos. Los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura y la subestructura.
8. **Rango lineal:** aquel nivel de deformaciones en la estructura que permite establecer una relación directa entre fuerzas y desplazamientos.

9. **Rango no lineal:** rango de deformaciones en la estructura, superiores al rango lineal, en donde no hay relación directa entre fuerza y desplazamiento.
10. **Subestructura:** porción de la estructura donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La subestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes constituidos por más de un tramo [1].
11. **Superestructura:** es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas, sobre un río u otra vía. La superestructura soporta el paso de las cargas móviles las que trasmite a la infraestructura a través del sistema de apoyo, esta conformado por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos [1].
12. **Magnitud de Momento ( $M_w$ ):** medición de la energía liberada durante un terremoto. La magnitud depende del área de ruptura, deslizamiento entre bloques de falla y coeficiente de corte.
13. **Manual de carreteras:** documento de carácter normativo generado por la Dirección de Vialidad. Establece criterios, procedimientos, especificaciones y métodos que indican las condiciones por cumplir en los proyectos y demás actividades viales.
14. **NCh433:** Norma chilena oficial que establece requisitos mínimos para el diseño sísmico de edificios, así como la caracterización de la demanda sísmica sobre estos.
15. **Resistencia especificada a la compresión del hormigón ( $f'_c$ ):** resistencia a la compresión del hormigón empleada en el diseño. Corresponde a la característica mecánica principal. Se define como la capacidad para soportar una carga por unidad de área expresada en términos de esfuerzo, y se mide mediante un ensayo normalizado en probetas cilíndricas.
16. **Resistencia especificada a la fluencia del acero ( $f_y$ ):** resistencia a la fluencia del acero empleada en el diseño. Corresponde al punto en el cual comienza la deformación plástica del acero.
17. **Terremoto de diseño:** representa el movimiento más grande que se puede esperar razonablemente durante la vida de la estructura. Se utiliza en la realización del diseño sismo resistente.
18. **Peak ground acceleration:** corresponde al máximo valor de la aceleración de un registro sísmico dado. Alternativamente, puede asociarse a un período de retorno de referencia determinado.
19. **Pseudo-aceleración espectral del periodo fundamental:** es el valor del espectro de pseudo-aceleraciones asociado al periodo del primer modo de vibrar de la estructura.



---

# CONTENIDO

---

<b>AGRADECIMIENTOS</b>	<b>I</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>III</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>IV</b>
<b>CONTENIDO</b>	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>XI</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>XV</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción General . . . . .	1
1.2. Objetivos Generales . . . . .	2
1.3. Objetivos Específicos . . . . .	3
1.4. Metodología . . . . .	3
1.5. Estructura del trabajo de memoria de título . . . . .	4
<b>2. ESTADO DEL ARTE EN PROTECCIÓN SÍSMICA</b>	<b>5</b>
2.1. Sistemas de aislación sísmica . . . . .	6
2.2. Sistemas de disipación de energía . . . . .	6
2.2.1. Sistemas pasivos de disipación de energía . . . . .	7
2.2.2. Sistemas activos de disipación de energía . . . . .	8
2.2.3. Sistemas semiactivos de disipación de energía . . . . .	9
2.3. Amortiguadores de masa sintonizada . . . . .	10
2.4. Situación chilena . . . . .	10
2.5. Fusibles estructurales . . . . .	12
2.5.1. Muro de corte placa especial . . . . .	13
2.5.2. Marco resistente a momento . . . . .	14
2.5.3. Riostras concéntricas . . . . .	14
2.5.4. Riostras excéntricas . . . . .	15
2.6. Sistemas de fusibles estructurales . . . . .	16

2.6.1.	Apoyos deslizantes . . . . .	16
2.6.2.	Riostras restringidas al pandeo . . . . .	19
2.6.3.	Paneles de corte . . . . .	21
2.6.4.	Amortiguadores de fricción . . . . .	22
2.6.5.	Link de placa de acero de corte . . . . .	23
<b>3.</b>	<b>PUNTES EN ESTUDIO</b>	<b>25</b>
3.1.	Puente Chanco . . . . .	25
3.2.	Paso Inferior Las Mercedes . . . . .	30
3.3.	Modelamiento del tablero . . . . .	34
3.4.	Modelamiento de columnas . . . . .	35
3.4.1.	Puente Chanco . . . . .	35
3.4.2.	Paso inferior Las Mercedes . . . . .	37
3.5.	Modelamiento de estribos y cepa . . . . .	37
3.5.1.	Estribos . . . . .	37
3.5.2.	Cepa . . . . .	39
3.5.3.	Respuesta longitudinal . . . . .	39
3.5.4.	Respuesta transversal . . . . .	42
3.6.	Modelo simplificado con elastómeros . . . . .	53
3.7.	Modelos rígidos y flexibles . . . . .	55
3.8.	Demanda sísmica . . . . .	56
3.8.1.	Espectro de diseño del Manual de Carreteras . . . . .	56
3.8.2.	Espectros del Terremoto del Maule . . . . .	58
3.9.	Respuesta del modelo del Puente Chanco . . . . .	61
3.9.1.	Curva pushover . . . . .	62
3.9.2.	Punto objetivo o de desempeño . . . . .	65
3.10.	Respuesta del modelo del Puente Las Mercedes . . . . .	70
3.10.1.	Curva de pushover . . . . .	72
3.10.2.	Punto objetivo . . . . .	73
3.10.3.	Comparación con los efectos del Terremoto del Maule . . . . .	75
<b>4.</b>	<b>REFORZAMIENTO SÍSMICO CON RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PAN- DEO</b>	<b>76</b>
4.1.	Caracterización de la Riostra Restringida al Pandeo . . . . .	77
4.2.	Implementación de diseño de la estrategia de reforzamiento . . . . .	78
4.2.1.	Evaluación del desempeño del puente . . . . .	81
<b>5.</b>	<b>PUNTES REFORZADOS SÍSMICAMENTE</b>	<b>82</b>
5.1.	Puente Chanco . . . . .	82
5.1.1.	Reforzamiento con riostras restringidas al pandeo . . . . .	82
5.2.	Puente Las Mercedes . . . . .	84

5.2.1.	Reforzamiento sísmico en situación actual . . . . .	84
5.2.2.	Reforzamiento con riostras restringidas al pandeo . . . . .	86
5.3.	Análisis estático no lineal . . . . .	87
5.3.1.	Puente Chanco . . . . .	88
5.3.2.	Puente Las Mercedes . . . . .	90
5.4.	Punto objetivo . . . . .	92
5.4.1.	Puente Chanco . . . . .	92
5.4.2.	Puente Las Mercedes . . . . .	93
5.5.	Desempeño . . . . .	95
5.5.1.	Apoyos elastoméricos . . . . .	96
5.5.2.	Mesa de apoyo . . . . .	99
5.5.3.	Cepa . . . . .	104
5.5.4.	Riostras restringidas al pandeo . . . . .	109
5.6.	Análisis de sensibilidad . . . . .	113
5.6.1.	Puente Chanco . . . . .	113
5.6.2.	Puente Las Mercedes . . . . .	114
5.6.3.	Apoyos elastoméricos . . . . .	114
5.6.4.	Mesa de apoyo . . . . .	116
5.6.5.	Cepa . . . . .	118
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>120</b>
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>123</b>



---

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

2.1. Efecto de un aislador en el espectro de aceleraciones. . . . .	6
2.2. Efecto de un disipador en el espectro de aceleraciones. . . . .	7
2.3. Esquema de operación de sistema de disipación pasivo. . . . .	7
2.4. Esquema de operación de sistema de disipación activo. . . . .	9
2.5. Esquema de operación de sistema de disipación semiactivo. . . . .	9
2.6. Línea de tiempo estructuras con protección sísmica en Chile. . . . .	11
2.7. Muro de corte placa especial. . . . .	13
2.8. Marco a momento. . . . .	14
2.9. Riostras concéntricas. . . . .	15
2.10. Sistema deformado. . . . .	16
2.11. Funcionamiento de apoyos deslizantes. . . . .	17
2.12. Aporte del apoyo deslizante a la protección sísmica. . . . .	17
2.13. Funcionamiento de BRB. . . . .	19
2.14. Pushover riostra restringida al pandeo. . . . .	20
2.15. Estructura reforzada sísmicamente con SP. . . . .	21
2.16. Funcionamiento de amortiguadores de fricción. . . . .	23
2.17. Modelo empleado en el estudio. . . . .	24
3.1. Partes de un puente. Fuente: [1]. . . . .	26
3.2. Ubicación Puente Chanco. . . . .	27
3.5. Vista transversal del Puente Chanco. Fuente: [2]. . . . .	27
3.3. Vista en planta del Puente Chanco. Fuente: [2]. . . . .	28
3.4. Vista longitudinal del Puente Chanco. Fuente: [2]. . . . .	29
3.6. Ubicación Puente Las Mercedes. . . . .	30
3.9. Vista transversal del Puente Las Mercedes, medidas en centímetros. Fuente: [3]. . . . .	30
3.7. Vista en planta del Puente Las Mercedes. Fuente: [3]. . . . .	31
3.8. Vista longitudinal del Puente Las Mercedes. Fuente: [3]. . . . .	32
3.10. Daño producido en el Terremoto del Maule, Puente Las Mercedes. . . . .	33
3.11. Vista transversal del tablero Puente Chanco. Medidas en centímetros. . . . .	34
3.12. Vista transversal del tablero Puente Las Mercedes. Medidas en centímetros. . . . .	34
3.13. Sección transversal columnas. . . . .	35
3.14. Modelo de columnas. . . . .	36

3.15. Deformación en modelo propuesto. . . . .	37
3.16. Modelo de estribo. . . . .	38
3.17. Modelo de la cepa. . . . .	40
3.18. Modelo elástico-perfectamente plástico para apoyos elastoméricos. . . . .	41
3.19. Relación fuerza-desplazamiento para estribo en dirección longitudinal. . . . .	42
3.20. Geometría topes sísmicos, puente Chanco. . . . .	43
3.21. Fuerzas en sección agrietada. . . . .	45
3.22. Relación fuerza-desplazamiento para topes sísmicos extremos, con falla por tensión diagonal. . . . .	46
3.23. Relación fuerza-desplazamiento para topes sísmicos extremos, con falla por deslizamiento por corte. . . . .	48
3.24. Relación fuerza-desplazamiento para topes sísmicos extremos, con falla por deslizamiento por fricción. . . . .	50
3.25. Relación fuerza-desplazamiento de topes sísmicos intermedios. . . . .	51
3.26. Relación fuerza-desplazamiento para barras antisísmicas. . . . .	52
3.27. Modelo de puente simplificado. . . . .	54
3.28. Modelos de rigideces extremas. . . . .	56
3.29. Espectro de diseño de aceleraciones para ambos puentes. . . . .	58
3.30. Espectros de respuesta. . . . .	59
3.31. Espectros de pseudo-aceleración en el rango de periodos de interés. . . . .	60
3.32. Espectros de desplazamientos en el rango de periodos de interés. . . . .	60
3.33. Modelo de Puente Chanco en software de elementos finitos. . . . .	61
3.34. Primeros modos de vibrar según el modelo del Puente Chanco. . . . .	62
3.35. Análisis estático no lineal Puente Chanco en dirección longitudinal. . . . .	63
3.36. Análisis estático no lineal en Puente Chanco en dirección transversal. . . . .	64
3.37. Conversión a espectro de capacidad. . . . .	65
3.38. Conversión a espectro de demanda. . . . .	66
3.39. Derivación de amortiguamiento para espectro reducido. . . . .	67
3.40. Derivación de amortiguamiento para espectro reducido. . . . .	67
3.41. Puntos objetivos en Puente Chanco en dirección longitudinal. . . . .	69
3.42. Puntos objetivos en Puente Chanco en dirección transversal . . . . .	70
3.43. Modelo de Puente Las Mercedes en software de elementos finitos. . . . .	70
3.44. Primeros modos de vibrar del Puente Las Mercedes. . . . .	71
3.45. Análisis estático no lineal Puente Las Mercedes, dirección longitudinal. . . . .	72
3.46. Análisis estático no lineal en Puente Las Mercedes, dirección transversal. . . . .	73
3.47. Puntos objetivos en Puente Las Mercedes, dirección longitudinal. . . . .	74
3.48. Puntos objetivos en Puente Las Mercedes, dirección transversal . . . . .	74
3.49. Daño observado en puente Las Mercedes. Fuente: [4] . . . . .	75
4.1. Comportamiento de la BRB. . . . .	78
4.2. Sistema de BRB en diafragma extremo. . . . .	79

5.1. Modelo de análisis en software del puente Chanco con BRB. . . . .	83
5.2. Modelo de análisis en software del puente Las Mercedes en situación actual. . . . .	84
5.3. Modelo de análisis en software del puente Las Mercedes con BRB. . . . .	87
5.4. Comparación curvas pushover en dirección longitudinal, Puente Chanco. Situación base y reforzada . . . . .	88
5.5. Comparación curvas pushover en dirección transversal, Puente Chanco. Situación base y reforzada . . . . .	89
5.6. Comparación curvas pushover en la dirección longitudinal, Puente Las Mercedes. Situación base y reforzada . . . . .	90
5.7. Comparación curvas pushover en dirección transversal, Puente Las Mercedes. Situación base y reforzada . . . . .	91
5.8. Comparación punto objetivo, Puente Chanco. . . . .	93
5.9. Comparación punto objetivo, Puente Las Mercedes. . . . .	94
5.10. Nomenclatura usada para distinguir los elementos. . . . .	96
5.11. Resultados de desplazamiento en apoyos elastoméricos obtenidos del CSM, Puente Chanco. . . . .	97
5.12. Resultados de desplazamiento en apoyos elastoméricos obtenidos del CSM, Puente Las Mercedes. . . . .	98
5.13. Daño observado en el terremoto del Maule en apoyos elastoméricos, Puente Las Mercedes. Fuente: [5] . . . . .	99
5.14. Geometría de la mesa de apoyo en estribo y cepa. . . . .	99
5.15. Resultados de mesa de apoyo en cepa obtenidos del CSM, Puente Chanco. . . . .	100
5.16. Resultados de mesa de apoyo en estribos obtenidos del CSM, Puente Chanco. . . . .	101
5.17. Resultados de mesa de apoyo en cepa obtenidos del CSM, Puente Las Mercedes. . . . .	102
5.18. Desempeño mesa de apoyo en estribos, Puente Las Mercedes. . . . .	103
5.19. Daño en tablero producto del Terremoto del Maule, Puente Las Mercedes. Fuente: [6] . . . . .	104
5.20. Desempeño de la cepa en dirección longitudinal, Puente Chanco. . . . .	105
5.21. Desempeño de la cepa en dirección transversal, Puente Chanco. . . . .	106
5.22. Desempeño de la cepa en dirección transversal, Puente Las Mercedes. . . . .	107
5.23. Desempeño de la cepa en dirección transversal, Puente Las Mercedes. . . . .	108
5.24. Columnas sin rotulación por efecto del terremoto del Maule, Puente Las Mercedes. Fuente: [7] . . . . .	109
5.25. Numeración para evaluar ductilidad de las BRB longitudinales. . . . .	110
5.26. Nomenclatura para evaluar ductilidad de las BRB esviadas. . . . .	110
5.27. Desempeño de las BRB del análisis en dirección longitudinal del Puente Chanco. . . . .	110
5.28. Desempeño de las BRB del análisis en dirección transversal del Puente Chanco. . . . .	111
5.29. Desempeño de las BRB del análisis en dirección longitudinal del Puente Las Mercedes. . . . .	112
5.30. Desempeño de las BRB del análisis en dirección transversal del Puente Las Mercedes. . . . .	113
5.31. Análisis de sensibilidad de desempeño de apoyos elastoméricos. . . . .	115
5.32. Análisis de sensibilidad de desempeño de mesa de apoyo en estribos. . . . .	116

5.33. Análisis de sensibilidad de desempeño de mesa de apoyo en cepa. . . . .	117
5.34. Análisis de sensibilidad de desplazamiento de cepa en dirección longitudinal. . . . .	118
5.35. Análisis de sensibilidad de desempeño de cepa en dirección transversal. . . . .	119

---

# ÍNDICE DE TABLAS

---

1.1. Puentes por regiones dañados en Terremoto del Maule [8]. . . . .	2
2.1. Proyectos con protección sísmica en Región de Valparaíso. Fuente: [9]. . . . .	11
3.1. Puntos de interés de la curva de comportamiento de apoyos elastoméricos en estribos.	40
3.2. Puntos de interés de la curva de comportamiento de apoyos elastoméricos en cepa. .	41
3.3. Puntos de interés de la curva de comportamiento del sistema estribo y suelo de relleno, Puente Chanco. . . . .	42
3.4. Puntos de interés de la curva de topes sísmicos extremos en cepa, Puente Chanco. .	47
3.5. Puntos de interés de la curva de topes sísmicos extremos en estribos, Puente Chanco.	49
3.6. Puntos de interés de la curva de comportamiento de topes sísmicos intermedios, puente Chanco. . . . .	51
3.7. Puntos de interés que describen la curva de comportamiento de barras antisísmicas.	53
3.8. Puntos de interés que describen la curva de comportamiento del sistema estribo y suelo de relleno. Puente Chanco. . . . .	53
3.9. Periodos en [s] de los puentes determinados con modelo simplificado . . . . .	55
3.10. Periodos para modelos simplificados de puentes. . . . .	56
3.11. Registros utilizados del Terremoto del Maule. . . . .	58
3.12. Error en los cálculos de periodos entre software y modelo simplificado en puente Chanco . . . . .	62
3.13. Error de periodos entre software y modelo simplificado en puente Las Mercedes . . .	71
5.1. Puntos de la curva fuerza-desplazamiento de barras antisísmicas (situación actual). .	85
5.2. Puntos de la curva fuerza-desplazamiento de topes sísmicos extremos. . . . .	85
5.3. Puntos de interés de la curva fuerza-desplazamiento de topes sísmicos intermedios. .	86
5.4. PGA y $S_a(T)$ asociado a cada espectro. . . . .	95



## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Introducción General

La continuidad operativa de la red de transporte resulta vital después de un terremoto, pues permite mantener el flujo de suministros a las zonas críticas y el tránsito de equipos de emergencia. Por otro lado, la falta de conectividad posterior a un evento sísmico conlleva costos elevados debido a la paralización de las actividades productivas, causando perjuicios en la economía de la nación [8].

Elementos críticos para la conectividad en las redes de transporte son los puentes. Durante un terremoto, incluso de magnitud baja o moderada, puentes que no son adecuados para resistir eventos sísmicos pueden resultar dañados o incluso sufrir colapso, provocando una interrupción de la conectividad. Además, el costo de reconstruir un puente que no ha alcanzado el fin de su vida de servicio resulta elevado. Por lo tanto, mejorar la capacidad sísmica de puentes ayuda a incrementar su vida de servicio, ahorrar recursos y mejorar la seguridad pública.

Lo anterior resulta de importancia en Chile, caracterizado por una geografía accidentada y continuamente expuesto a terremotos por su localización geográfica. Uno de los terremotos de la última década que ha tenido mayores consecuencias en el país fue el Terremoto del Maule en el 2010, medida en Magnitud de Momento  $Mw = 8.8$  (USGS, United States Geological Survey). A pesar de que la mayoría de las estructuras presentaron un buen desempeño estructural, se detectaron deficiencias en la protección a la función de la estructura y de los elementos contenidos en esta; además, la percepción de la población fue negativa. Por otro lado, este evento sísmico y el posterior tsunami provocaron el mayor daño en infraestructura conocido en la historia de Chile [10], pérdidas que se estiman equivalentes al 18% del PIB del año 2009 [8].

Las cifras anteriores indican las pérdidas económicas para el país solo en lo referido a infraestructura, sin contabilizar el daño colateral de que las estructuras no permanezcan cumpliendo su función. Por lo anterior, resulta imprescindible estudiar sistemas que sean capaces de proteger a la

infraestructura de un terremoto, tanto en etapas de diseño como de reforzamiento.

Entre los mayores daños en la infraestructura destaca un total de 211 puentes dañados, de los cuales 24 colapsaron. Los puentes que resultaron afectados por región se detallan en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1: Puentes por regiones dañados en Terremoto del Maule [8].

Región	Cantidad puentes afectados
Valparaíso	14
Metropolitana	15
Libertador Bernardo O'Higgins	27
Maule	88
Biobío	41
La Araucanía	24
Los Ríos	2

Para asegurar el funcionamiento post-emergencia de la infraestructura crítica, es posible emplear elementos que permitan reducir las solicitaciones sobre la estructura [11]. Estos, en general, pueden basarse en modificar el periodo natural de la estructura mediante elementos altamente flexibles en su base (dispositivos de aislación), o bien disipando la energía que entrega el movimiento del suelo (disipadores de energía y fusibles estructurales).

En la presente memoria de título se implementará numéricamente riostras restringidas al pandeo, como método de reforzamiento sísmico en puentes, consistente en adicionar fusibles estructurales sacrificables a la estructura para protegerla. Se muestran los resultados del estudio en dos puentes viales chilenos: uno que colapsó durante el Terremoto del Maule del 2010, y otro construido el 2012.

## 1.2. Objetivos Generales

Tal como lo sugiere el nombre de esta memoria de título, los objetivos generales son los siguientes:

- 1.- Describir las técnicas de protección sísmica más utilizadas en la práctica ingenieril, así como su desempeño reportado a nivel teórico y/o experimental.
- 2.- Modelar computacionalmente la implementación de una técnica de reforzamiento sísmico del tipo fusible estructural con riostras restringidas al pandeo a dos puentes chilenos: uno actualmente en servicio y otro que colapsó durante el terremoto del Maule.
- 3.- Caracterizar el efecto que tiene, sobre la respuesta sísmica, la inclusión de riostras restringidas al pandeo en puentes chilenos.

### 1.3. Objetivos Específicos

1. Modelar los puentes en estudio mediante el software de Elementos Finitos CSiBridge, tanto en la situación base como reforzados sísmicamente.
2. Determinar la demanda sísmica sobre la estructura, mediante la incorporación de espectros generados de los registros del Terremoto del Maule y lo estipulado en el Manual de Carreteras.
3. Diseñar los elementos del tipo fusible estructural para cada uno de los puentes en estudio.
4. Realizar un análisis tipo Pushover, en los casos base y con refuerzo sísmico.
5. Evaluar la reducción de la respuesta en términos de desplazamientos y ductilidad.
6. Concluir sobre el desempeño de los fusibles estructurales en las estructuras estudiadas.
7. Analizar la sensibilidad de la demanda sísmica en los elementos del puente con respecto a un parámetro de diseño de las riostras restringidas al pandeo.

### 1.4. Metodología

- Presentar las características del problema que se busca resolver y su importancia en la ingeniería.
- Mostrar una visión general de las distintas técnicas de reforzamiento sísmico. Presentar brevemente la experiencia chilena en este aspecto.
- Caracterizar en detalle la técnica de reforzamiento sísmico utilizada en este trabajo.
- Modelar la estructura de los puentes en estudio mediante el Método de Elementos Finitos, tanto en la situación base como en la situación reforzada sísmicamente.
- Determinar la demanda sísmica de diseño según la normativa vigente y espectros obtenidos de mediciones durante el Terremoto del Maule.
- Diseñar las riostras restringidas al pandeo para los puentes en estudio.
- Realizar un análisis tipo pushover, en los casos base y con refuerzo sísmico.
- Evaluar la reducción de la respuesta en términos de desempeño de los elementos de los puentes.
- Realizar análisis de sensibilidad del desempeño estructural con respecto a distintas configuraciones de las riostras restringidas al pandeo.
- Concluir y comentar sobre el desempeño de los fusibles estructurales en las estructuras estudiadas.
- Proponer trabajos futuros.

## 1.5. Estructura del trabajo de memoria de título

La presente memoria de título se organiza de la siguiente manera:

- **Capítulo 1:** Se presentan las características del problema que se busca resolver y su importancia en la ingeniería. Se indican los objetivos generales y específicos.
- **Capítulo 2:** Se muestra una visión general de las distintas técnicas de reforzamiento sísmico. Se presenta brevemente la experiencia chilena en protección sísmica.
- **Capítulo 3:** Se presentan las consideraciones para modelar los puentes chilenos sin reforzar, uno actualmente en servicio y uno que colapsó durante el terremoto del Maule.
- **Capítulo 4:** Se caracteriza el diseño de la técnica de reforzamiento sísmico utilizada en este trabajo.
- **Capítulo 5:** Se presentan modelos de los puentes chilenos en estudio con fusible estructural. Se discuten los resultados obtenidos y se compara con lo obtenido sin el refuerzo propuesto en esta memoria de título.
- **Conclusiones:** Se presentan las conclusiones y comentarios del trabajo realizado. Se proponen trabajos futuros.

---

## Capítulo 2

---

# ESTADO DEL ARTE EN PROTECCIÓN SÍSMICA

Durante los movimientos sísmicos de gran magnitud, grandes cantidades de energía sísmica se traspasan a las estructuras. Para evitar el colapso estructural, los métodos de diseño convencionales, por razones de costo, permiten que la estructura sufra deformaciones inelásticas (es decir, daños) que permiten disipar la energía sísmica inducida por el terremoto. Si el sistema ha sido diseñado así, los daños pueden llegar a ser irreparables después de un terremoto severo, con lo que la continuidad de ocupación y operación es difícil de alcanzar. Esto se traduce en importantes pérdidas económicas.

En las últimas décadas, ha ganado aceptación entre la comunidad profesional el uso de sistemas de protección sísmica en estructuras. Resulta importante considerar estos sistemas como un buen complemento a las estructuras convencionales, pues proporcionan un amortiguamiento adicional que reduce el daño en la estructura primaria y en los componentes no estructurales durante cargas dinámicas extremas. En términos generales, estos sistemas pueden clasificarse en dos grandes grupos: sistemas de aislación, y sistemas de disipación. También se utilizan los amortiguadores de masa sintonizada, para los que no hay acuerdo en la literatura para clasificarlos.

Los sistemas de aislación sísmica actúan separando la estructura del movimiento del suelo, impidiendo que la energía ingrese a la estructura, previniendo así el daño estructural y no estructural. Por otro lado, los sistemas de disipación de energía, que si bien no evitan el ingreso de energía a la estructura, permiten que la disipación de energía se concentre en dispositivos especialmente diseñados para esos fines, reduciendo sustancialmente la porción de la energía que debe ser disipada por la estructura y el consecuente daño.

En este capítulo se describen brevemente los sistemas de protección sísmica más usados en la práctica, para finalmente describir el estado de la práctica de estas tecnologías en Chile.

## 2.1. Sistemas de aislación sísmica

El aislamiento sísmico es el proceso en el que se usan aisladores, que pueden ser resortes o amortiguadores que tienen por objetivo reducir el movimiento de la estructura que soportan.

Un aislador es un elemento estructural del sistema de aislación que es horizontalmente flexible y verticalmente rígido, y que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitación sísmica [12]. En el caso de puentes los aisladores se instalan entre la subestructura y la superestructura [9], lo que permite desacoplar la estructura de los movimientos sísmicos del suelo al extender el período fundamental de excitación [13], protegiendo la estructura al impedir que todo el movimiento horizontal se transmita a la estructura y que permanezca idealmente inmóvil (ver Figura 2.1).

El aislamiento basal se emplea donde la seguridad es la preocupación principal, contribuyendo a soportar también las fuerzas laterales. Resulta especialmente eficaz en edificios de baja a media altura en suelos duros [14]. En el caso de puentes se utiliza con frecuencia para separar la superestructura de la subestructura.

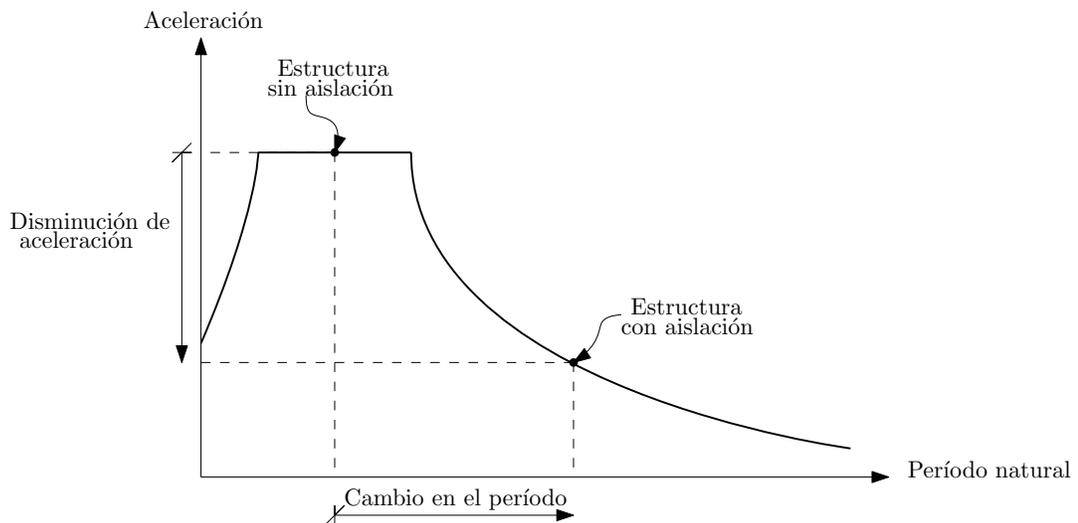


Figura 2.1: Efecto de un aislador en el espectro de aceleraciones.

## 2.2. Sistemas de disipación de energía

Los sistemas de disipación de energía no impiden el ingreso de energía sísmica a la estructura, sino que absorben una parte de la energía de entrada al aumentar el nivel de amortiguamiento de la estructura. Así se reduce la demanda de disipación de energía en los miembros estructurales y no estructurales (ver Figura 2.2).

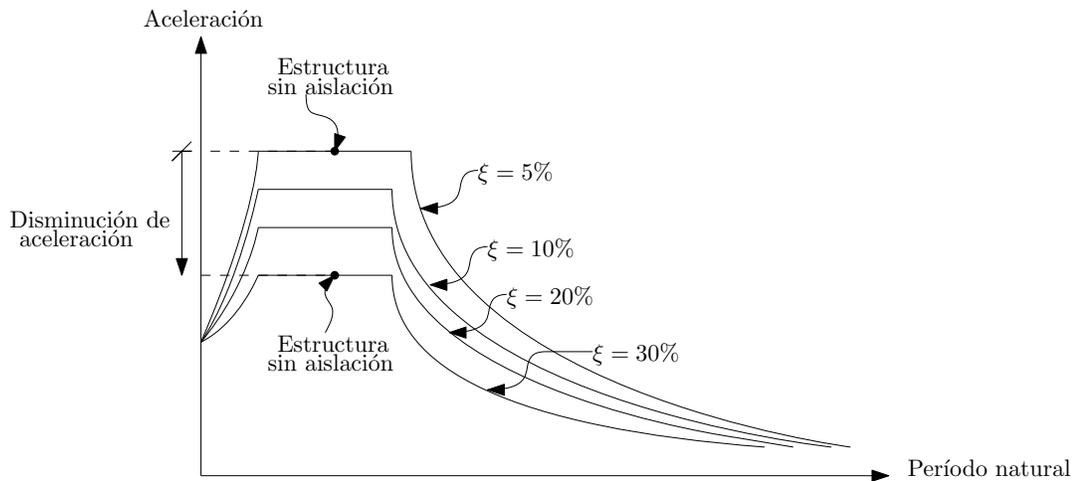


Figura 2.2: Efecto de un disipador en el espectro de aceleraciones.

### 2.2.1. Sistemas pasivos de disipación de energía

Se habla de sistemas *pasivos* en cuanto sus propiedades son independientes del terremoto solicitante y no requieren de un suministro de energía externa para funcionar. El sistema de disipación pasiva de energía conduce la energía de entrada del terremoto directamente al dispositivo de disipación, reduciendo así la demanda de disipación sobre los miembros estructurales primarios y minimizando posibles daños estructurales (ver Figura 2.3). Estos dispositivos funcionan de diversas formas: deslizamiento por fricción, fluencia de metales, deformación de sólidos o fluidos viscoelásticos [9].

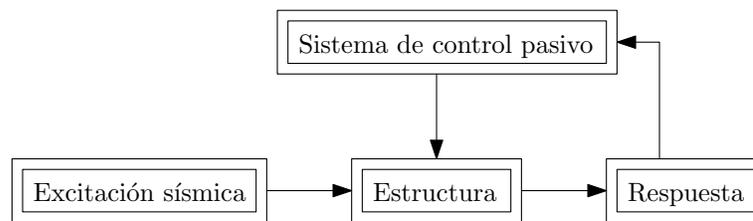


Figura 2.3: Esquema de operación de sistema de disipación pasivo.

Los sistemas pasivos de disipación absorben parte de la energía de vibración y reducen la deformación plástica de los elementos estructurales. Los estudios analíticos y experimentales realizados sobre estos sistemas afirman su idoneidad para ser aplicados en estructuras sometidas a los efectos sísmicos [14].

Los disipadores pasivos de energía se se pueden dividir de modo general en dos grupos.

a) **Dispositivos dependientes del desplazamiento:**

Se asocian a dispositivos de fricción o dispositivos metálicos, caracterizados por un comportamiento histerético. Disipan la energía a través de un mecanismo que es independiente de la frecuencia de carga; los amortiguadores metálicos disipan energía a través de la fluencia del

metal, los más utilizados son los ADAS (Added damping and stiffness) y TADAS (Triangular plate added damping and stiffness) [15]. Mientras que los amortiguadores de fricción a través del roce que se produce al deslizar el dispositivo [13].

**b) Dispositivos dependientes de la velocidad:**

Se asocian a amortiguadores viscoelásticos de sólidos, viscosos de fluidos, entre otros.

Los amortiguadores viscoelásticos dependen de la velocidad de amortiguación y de la frecuencia de movimiento. Se utilizan principalmente en estructuras sometidas a deformación por corte, disipando energía a través de la deformación del polímero viscoelástico.

Los amortiguadores de fluido viscoso disipan la energía por el flujo de fluido a través de orificios especialmente dispuestos en el elemento disipador. La ventaja principal de este tipo de amortiguador es que reduce el desplazamiento y el esfuerzo de la estructura, pero no pueden utilizarse para estructuras rígidas debido al alto requerimiento de fuerza del amortiguador [13].

Los sistemas pasivos de disipación de energía pueden clasificarse, además, en dos subdivisiones: dispositivos permanentes y desechables. Los dispositivos permanentes no necesitan sustitución después de la absorción de energía y permanecen en las estructuras (aunque pueden necesitar algunos reajustes después de la disipación de energía). Al contrario, los sistemas desechables suelen ser reemplazados después del terremoto [14]; en este caso se suele hablar de *fusibles estructurales*, elementos sacrificables de fácil reemplazo que constituyen el tema de esta memoria de título. Se describirán con mayor detalle en el Capítulo 4.

### 2.2.2. Sistemas activos de disipación de energía

Estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los efectos sísmicos. Consisten en sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, y actuadores dinámicos y por lo tanto requieren de un suministro de energía externa para funcionar.

Las fuerzas restitutivas del sistema activo son aplicadas mediante actuadores, basados en la respuesta de retroalimentación de la estructura [13]. El actuar de los sistemas activos se resume de la siguiente forma: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas mediante sensores (generalmente acelerómetros) instalados en puntos estratégicos de la estructura. Un algoritmo de control procesa, también en tiempo real, la información obtenida por los instrumentos, y determina las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores para estabilizar la estructura. Las fuerzas que estos sistemas utilizan son, generalmente, aplicadas por actuadores sobre masas, elementos de arriostre o tendones activos [16], lo cual lleva a un mejor comportamiento de la estructura durante el sismo (ver Figura 2.4).

Los sistemas activos de control de vibraciones se prefieren sobre los sistemas de control pasivos cuando se tienen edificios muy flexibles y de gran altura [9]. Sin embargo, sus altos requerimientos energéticos y poca resiliencia ante cortes de energía son sus principales desventajas.

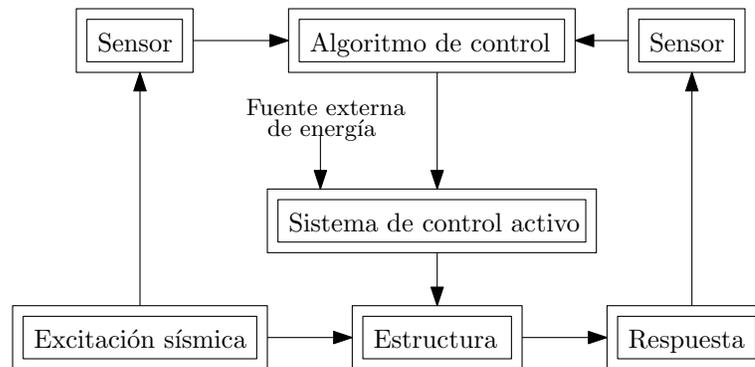


Figura 2.4: Esquema de operación de sistema de disipación activo.

### 2.2.3. Sistemas semiactivos de disipación de energía

Los sistemas de control semiactivos consisten en dispositivos disipadores de energía integrados con controladores de procesamiento en tiempo real y sensores dentro de la estructura (ver Figura 2.5). A diferencia de los sistemas activos, estos sistemas no actúan aplicando fuerzas directamente sobre la estructura, sino que modifican las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía [16].

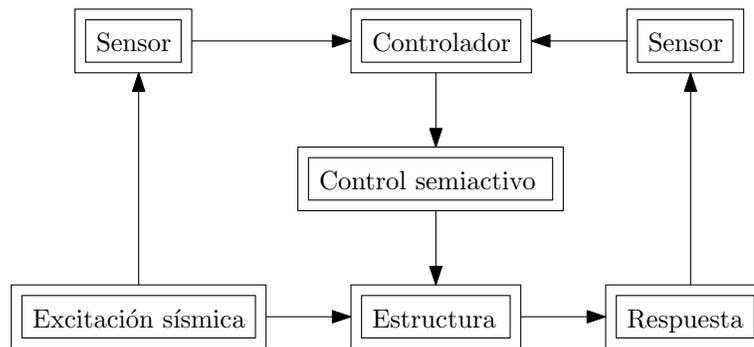


Figura 2.5: Esquema de operación de sistema de disipación semiactivo.

Estos dispositivos requieren una pequeña cantidad de energía externa y combinan las características de los dispositivos de control activo y pasivo. Al igual que los sistemas activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural, y al igual que en el control pasivo, las fuerzas de control se desarrollan debido al movimiento de la estructura [13].

Los amortiguadores de masa semiactivos más estudiados son los dispositivos de fricción con fricción controlable y los disipadores con fluidos electro- o magneto-reológicos. Una propiedad importante de estos fluidos es su capacidad para cambiar reversiblemente el flujo libre al estado semi-sólido cuando se expone a un campo magnético o eléctrico [13].

### 2.3. Amortiguadores de masa sintonizada

Los amortiguadores de masa sintonizada (TMD) consisten en un sistema amortiguador masa-resorte de un grado de libertad montado usualmente en el piso superior de la estructura. Las características del sistema se ajustan a la frecuencia de resonancia de la estructura, con el fin de controlar las vibraciones. De manera similar, los amortiguadores de líquido sintonizado (TLD) tienen un contenedor lleno de fluido en el piso superior de la estructura y disipan la energía a través de la acción viscosa del líquido y la rotura de la ola. También se ha propuesto un TLD semiactivo con el fin de incrementar su efectividad para el movimiento de alta frecuencia [13].

### 2.4. Situación chilena

Entre las lecciones más importantes aprendidas en los últimos terremotos, se encuentra la vulnerabilidad de nuestra infraestructura de comunicaciones y de conectividad vial, la cual debe abordarse como política pública [10]. Esto motiva el estudio chileno, ya no solo para que las estructuras se comporten de buena manera acorde a la normativa, sino que presenten el menor daño posible en los elementos no estructurales, conservando la operatividad del sistema y aportando también seguridad a la población.

Para el caso de edificios, la Normativa chilena vigente NCh433.Of96 Modificada 2009 [17] y Decreto Supremo DS61 de 2011, para Diseño Sísmico de edificios [18], indica como principios e hipótesis básicas que está orientada a lograr estructuras que:

- a) Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c) Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

La práctica ingenieril actual en Chile no establece objetivos de desempeño más específicos que los antes genéricamente señalados.

En ocasiones son los propietarios quienes requieren un mejor desempeño estructural, cuando es importante proteger el contenido en la estructura y/o requieren funcionamiento ininterrumpido, por lo que exigen mejor comportamiento que el requerido en la normativa. Estas exigencias se pueden lograr por ejemplo, implementando sistemas de aislación y/o disipación sísmica.

En Chile, el primer edificio con aislación sísmica basal fue el Edificio Comunitario Andalucía, construido en el año 1992. Posteriormente, se conocen 15 proyectos hasta el año 2009 con sistemas de protección sísmica (ver Figura 2.6), limitados principalmente a edificaciones estratégicas o de alta complejidad.

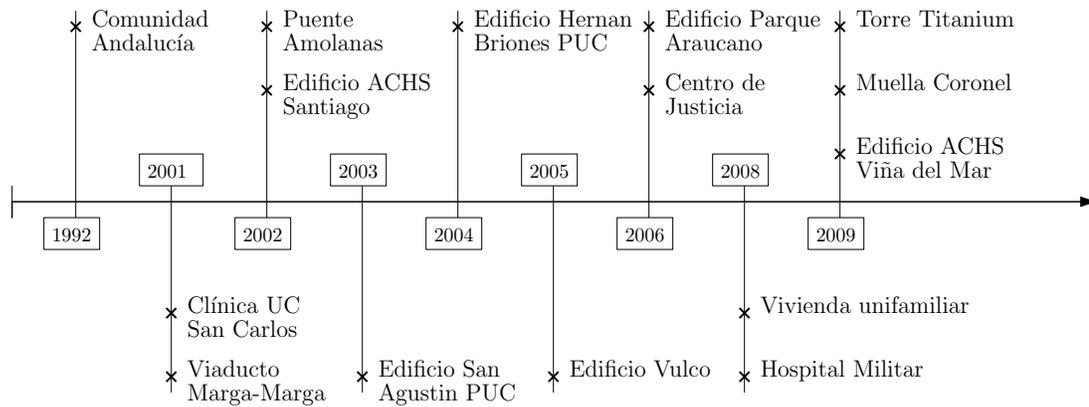


Figura 2.6: Línea de tiempo estructuras con protección sísmica en Chile.

El primer proyecto que incorporó dispositivos de disipación de energía fue la Torre Titanium, un edificio de 55 pisos construido el año 2009 en Santiago que fue diseñado considerando 45 amortiguadores metálicos [9].

En el ámbito de la infraestructura, el primer puente que se diseñó con protección sísmica fue el puente Marga-Marga en el año 2002. El aislamiento sísmico en este puente está en las direcciones longitudinal y transversal. Varios otros proyectos de puentes se desarrollaron en la década anterior a 2010 utilizando apoyos elastoméricos en soportes de puentes, lo que podría considerarse como un aislamiento parcial de estas estructuras.

Pasado el terremoto del 2010 y la evidencia de la buena respuesta estructural de los sistemas con protección sísmica es que se han diseñado más de 100 proyectos; entre ellos, se encuentran 69 proyectos residenciales y de oficinas, 13 construcciones industriales, 19 hospitales, 7 destinados a educación y 3 a templos. Los proyectos más destacados en la Quinta Región se muestran en la Tabla 2.1. La tabla original con proyectos a nivel nacional se puede revisar en [9].

Tabla 2.1: Proyectos con protección sísmica en Región de Valparaíso. Fuente: [9].

Proyecto	Uso	Número de pisos	Sistema de protección
Complejo Policial de Viña del Mar (Diseño)	Oficina	7	25 aisladores, 12 deslizadores
Edificio ACHS Viña del Mar (Funcionamiento)	Oficina	7	25 aisladores
Edificio Los Castaños (Funcionamiento)	Residencial	20	Aislación
Edificio Nuevo Poniente (Funcionamiento)	Residencial	22	2 TMDs
Hospital Dr. Gustavo Fricke (Construcción)	Hospital	9	193 aisladores

Al año 2017, el aislamiento sísmico es el sistema más común en Chile, utilizado en aproximadamente el 75 % de todas las estructuras con protección sísmica. El sistema que lo sigue en cantidad de proyectos son los TMD con un 18 %, y el 7 % restante incluye todos los sistemas de disipación [9].

El éxito de los sistemas de aislación basal en el terremoto del 2010 también motivó los cambios en el código NCh2745, que ahora considera las claras ventajas de la protección sísmica en varias de las disposiciones del código. En el mismo contexto, también se generó una nueva versión durante el 2013 del código para estructuras aisladas sísmicamente NCh2745. Los principales cambios en este código fueron [12]:

- a) Aumenta el valor  $R$  de la subestructura de 1.0 a 1.5.
- b) Relaja el requerimiento de detalles de marcos especiales a un marco intermedio detallado para la superestructura.
- c) Aumenta el periodo máximo de aplicabilidad del espectro de diseño de 3.0 a 3.5 segundos, resultando en un menor corte de diseño.
- d) Limitar el corte de diseño de la superestructura a un valor máximo igual al corte elástico, resultando en un corte de diseño menor.
- e) Limitar el corte de diseño de la subestructura a un valor mínimo igual al corte en la superestructura.
- f) Utilizar el factor de suelo  $S = 1$  para calcular el corte mínimo para cada tipo de suelo, reduciendo así el corte mínimo de diseño para suelos pobres (tipos C y D) y aumentándolo para suelos rígidos y rocas (tipo A).

Sin embargo, la experiencia chilena en el uso de sistemas de disipación, y particularmente fusibles estructurales, es más bien limitada. Es importante mencionar que al momento en el que se terminó este trabajo de memoria se publicó oficialmente la primera norma que regula el Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía - Requisitos y métodos de ensayo (NCh3411:2017). Sin duda deben realizarse más estudios sobre el uso de disipadores sísmicos, en especial en el ámbito de infraestructura crítica para la conectividad del país.

## 2.5. Fusibles estructurales

Tradicionalmente, el diseño sísmico se basa en la disipación energética a través de deformaciones inelásticas, producto de un comportamiento histerético de los componentes estructurales. Sin embargo, esto se traduce en daño sobre estos elementos, deformaciones permanentes del sistema luego de un terremoto y, posiblemente, un alto costo de reparación.

Un enfoque alternativo de diseño es concentrar la absorción de energía y el daño en elementos sacrificables y de fácil reemplazo, mientras que la estructura principal es diseñada para permanecer dentro del rango elástico o con deformaciones inelásticas menores. Estos elementos se denominan

*fusibles estructurales*, y su implementación en las actuales construcciones se beneficiaría de un procedimiento de diseño sistemático y simple [19].

Una característica relevante de un fusible estructural es que la fuerza de deformación ocurre en uno o más elementos específicos, con lo que se puede asegurar que la estructura sea sometida a una deformación controlada, logrando una respuesta más predecible en el sistema. En consecuencia, esto permite saber de antemano la ubicación de los daños provocados por el terremoto, minimizando el tiempo de reparación e incluso manteniendo el servicio ininterrumpido de la estructura.

En términos generales, los fusibles estructurales se pueden clasificar por sistemas de resistencia a la fuerza sísmica en cuatro categorías: muro de corte placa especial, marco a momento, marco concéntricamente arriostrado y marco arriostrado excéntricamente. A continuación, se describirá cada uno de estos:

### 2.5.1. Muro de corte placa especial

El muro de corte placa especial (ver Figura 2.7a) funciona como fusible estructural al fluir por corte de las placas del alma con la acción de tensión de fluencia. La fluencia de las almas ocurre por el desarrollo de la acción del campo de esfuerzos en un ángulo cercano a  $45^\circ$  y el pandeo en compresión de la placa en la dirección ortogonal (ver Figura 2.7b). Esta fluencia provee la disipación energética del sistema.

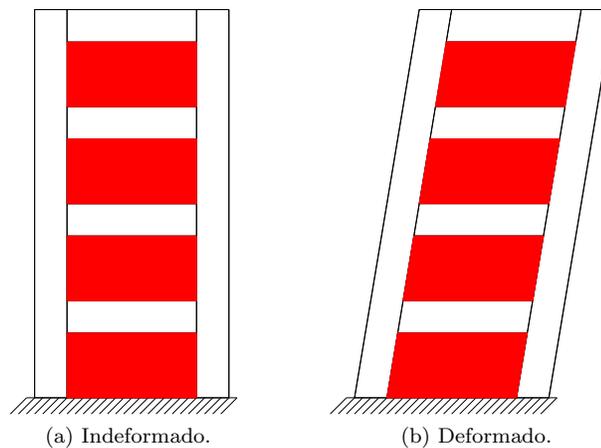


Figura 2.7: Muro de corte placa especial.

Los elementos de borde están diseñados para permanecer nominalmente elásticos y proporcionar suficiente resistencia para que las placas permanezcan completamente en fluencia. Las conexiones del alma a los elementos de borde también están diseñados para resistir la máxima fuerza desarrollada por la acción del campo de esfuerzos de las almas completamente fluyendo.

### 2.5.2. Marco resistente a momento

Las columnas son proporcionadas para impedir la rotulación de la columna (criterio viga débil-columna fuerte), obligando a que la viga se rotule, actuando los extremos de la viga como fusible estructural (ver Figura 2.8a). El requisito de viga débil-columna fuerte evita un mecanismo de piso en el marco y permite que la fluencia progrese a través de múltiples pisos, como se muestra en Figura 2.8b.

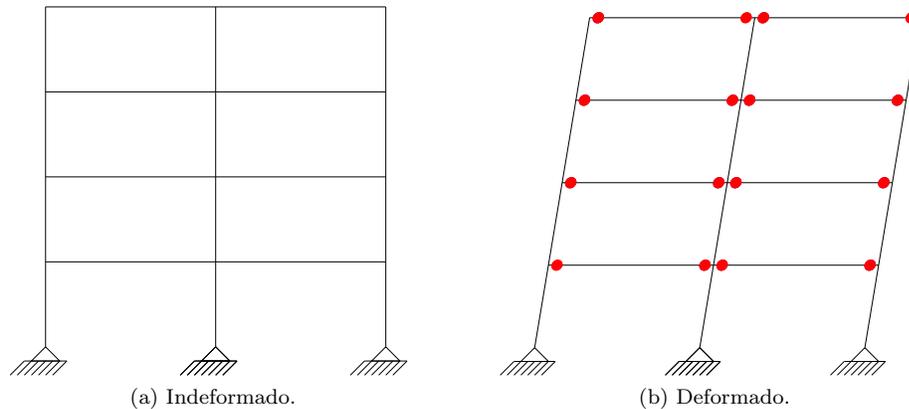


Figura 2.8: Marco a momento.

El fusible es apto para marcos especiales, intermedios y ordinarios. Según el tipo de marco, las conexiones deben cumplir con criterios específicos de resistencia y de rotación. Los marcos ordinarios se diseñan para tener pequeña rotación inelástica en la conexión. Este sistema usa elementos más grandes y fuerzas de diseño que limitan las demandas de rotación en la conexión. El diseño a flexión de la conexión viga-columna es prescriptivo y es limitado en sus aplicaciones.

### 2.5.3. Riostras concéntricas

Las riostras se configuran de forma concéntrica, como se presenta en Figura 2.9a, la energía se disipa a través de la tensión de fluencia y el pandeo de las riostras, como se indica en Figura 2.9b.

Las riostras concéntricas pueden aplicarse para marcos especiales y marcos ordinarios. Para el caso de marcos especiales concéntricamente arriostrados, el diseño debe cumplir mayores condiciones de ductilidad y la conexión de la riostra a la viga y columna debe proporcionarse para la resistencia a tracción y compresión esperada. Además, la placa de uniones debe diseñarse para la resistencia a la flexión de la riostra y puede ser detallada para acomodar la rotación de las riostras pandeadas.

Es requerido que las riostras mantengan un alto nivel de ductilidad y amortiguamiento histérico. Para esto se deben cumplir limitaciones de relación de esbeltez del miembro (provee una resistencia razonable a la compresión en la riostra, en comparación con la resistencia a la tensión en fluencia) y de ancho-espesor (ayuda a prevenir el pandeo local y posterior fractura durante sucesivos ciclos inelásticos).

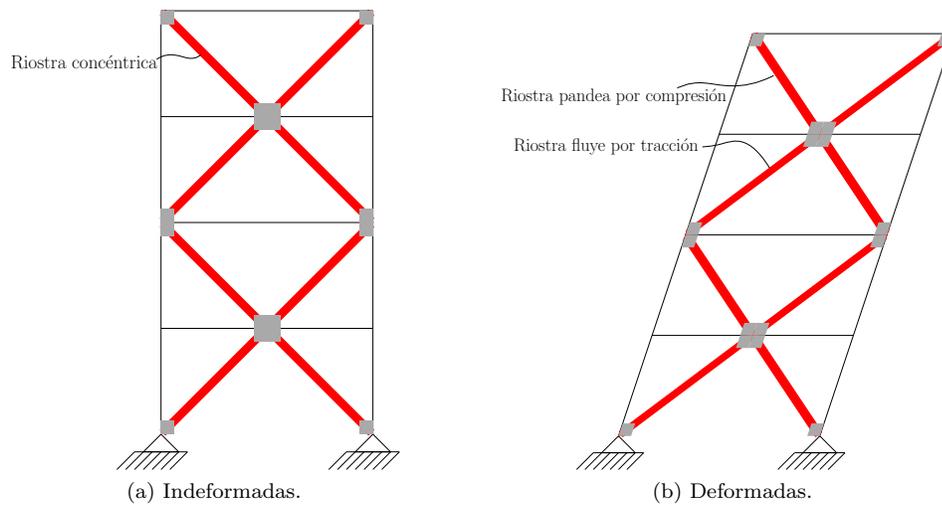


Figura 2.9: Riostras concéntricas.

Para marcos ordinarios concéntricamente arriostrados, este sistema se limita a estructuras con baja demanda de ductilidad. Dado que se espera una deformación elástica limitada, los marcos son diseñados para grandes fuerzas y el uso de miembros más grandes, por lo que no se espera que la riostra pandee por compresión dada la baja demanda de ductilidad.

#### 2.5.4. Riostras excéntricas

Los marcos arriostrados excéntricamente son aquellos en que al menos un extremo de las riostras se encuentra conectado fuera de la unión viga-columna, de tal manera que la fuerza de arriostamiento sea transmitida y disipada mediante corte y flexión de un corto segmento de la viga llamado “*link*”, como se indica en la Figura 2.10a. El funcionamiento del fusible es desarrollado a través de la fluencia por corte o flexión de las uniones (ver Figura 2.10b).

Por consideraciones de diseño por capacidad se busca imponer un mecanismo determinado, independientemente de las solicitaciones. Por lo tanto se impone que riostras, columnas, porciones de viga fuera del *link*, y todas las conexiones, permanezcan elásticas.

Este sistema puede ser considerado esencialmente un híbrido, ofreciendo tanto el enfoque de rigidez lateral de los marcos arriostrados concéntricamente como el de ductilidad de un sistema de marcos especiales a momento.

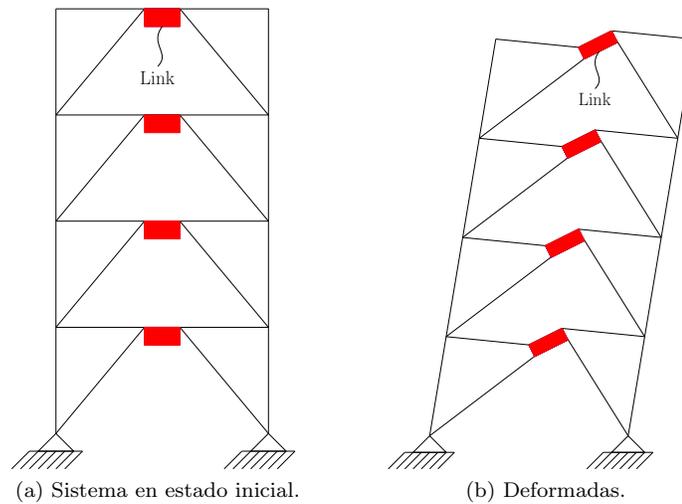


Figura 2.10: Sistema deformado.

## 2.6. Sistemas de fusibles estructurales

En la literatura existen diversas propuestas de fusibles estructurales, tanto para diseño como para reforzamiento sísmico. A continuación se presentan descripciones y estudios referidos a las siguientes cinco categorías:

- Apoyos deslizantes
- Riostras restringidas al pandeo
- Paneles de corte
- Amortiguadores de fricción
- Steel plate shear link

### 2.6.1. Apoyos deslizantes

Los apoyos deslizantes (SB por sus siglas en inglés de *Sliding Bearing*) se proponen como una estrategia para proteger columnas de puentes con estribos integrales o semi integrales, los cuales se posicionan separando las columnas de la superestructura del puente. Los apoyos deslizantes actúan compensando el movimiento de la cimentación transferida a la estructura superpuesta, protegiendo así la subestructura de las fuerzas inducidas por los movimientos del suelo. En la Figura 2.11a se muestra el dispositivo en reposo, y en la Figura 2.11b se muestra su estado típico de deformación al ser solicitado.

Los apoyos deslizantes planos actúan en serie con las columnas; es decir, la fuerza en la columna y el apoyo deslizante son iguales. Por lo anterior, el fusible se puede diseñar tal que la fuerza de corte transferida a la columna permita que esta permanezca dentro del rango elástico o con pequeñas

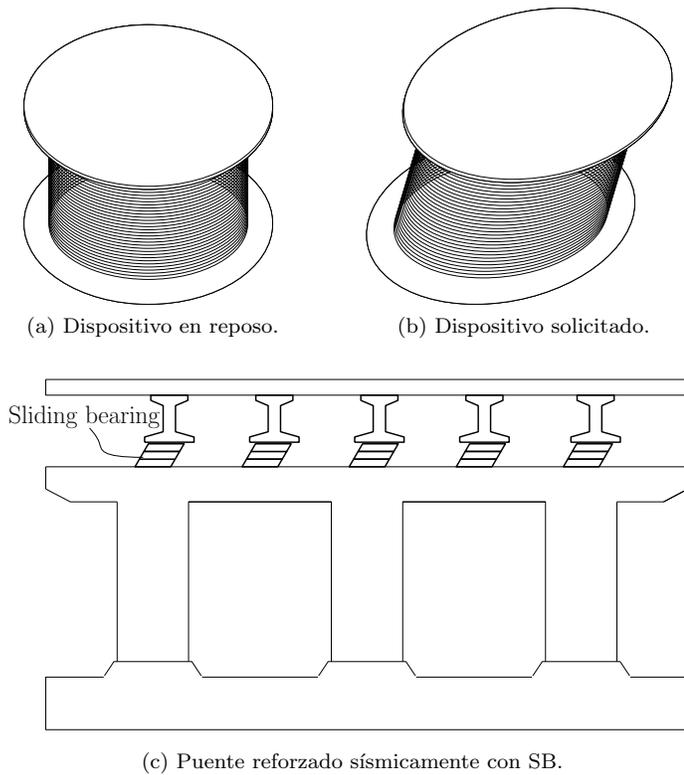


Figura 2.11: Funcionamiento de apoyos deslizantes.

incurSIONES no lineales. Así, una vez que el apoyo deslizante alcanza su capacidad de fuerza, ninguna fuerza adicional es transmitida a la columna, como se grafica en la Figura 2.12. Sin embargo, dada la disminución de demanda en las columnas, podría ocurrir un aumento prohibitivo de la demanda sobre los estribos del puente.

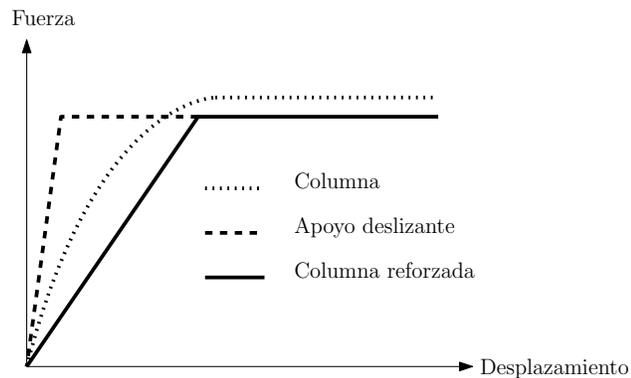


Figura 2.12: Aporte del apoyo deslizante a la protección sísmica.

Este método es adecuado para puentes con estribos integrales o semi integrales, donde la resistencia pasiva del suelo contra el muro posterior proporciona una resistencia sísmica importante. Se

ha estudiado experimentalmente la influencia de fusibles estructurales en la demanda de ductilidad de un puente de tres vanos, con tres columnas en cada cepa y con estribos integrales [20]. En este modelo, la resistencia longitudinal está dada por columnas, estribos y sistema de pilotes en los estribos, mientras que la resistencia transversal está dada por la acción de marco de las columnas múltiples. El SB se ubicó sobre la viga cabezal y bajo cada viga (ver Figura 2.11c) con un coeficiente de fricción que permitió mantener a las columnas dentro del rango elástico en la dirección transversal, y disminuyendo el daño en la dirección longitudinal durante el terremoto [20].

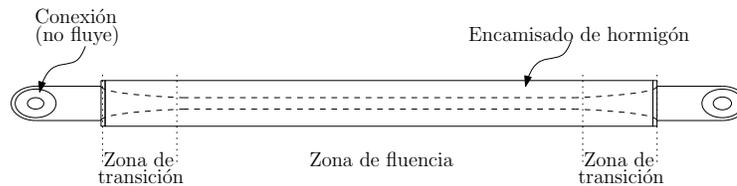
Con el objetivo de reproducir numéricamente los resultados, en [21] se generaron dos modelos numéricos del mismo puente: uno en la situación base (sin reforzamiento) y otro que incluyó el fusible estructural descrito (apoyos deslizantes). Se consideró la respuesta no-lineal de la estructura, incluyendo la interacción suelo-estribo. Los resultados, con la inclusión del fusible se logran dos objetivos: mantiene a las columnas en el rango lineal-elástico en la dirección transversal, y controla el daño en la dirección longitudinal. El fusible estructural fue capaz de mejorar el comportamiento sísmico del puente con respecto a su estado de referencia, eliminando las rótulas plásticas en las columnas y el daño asociado sin cambios significativos en la demanda de desplazamientos en los estribos [21].

### 2.6.2. Riostras restringidas al pandeo

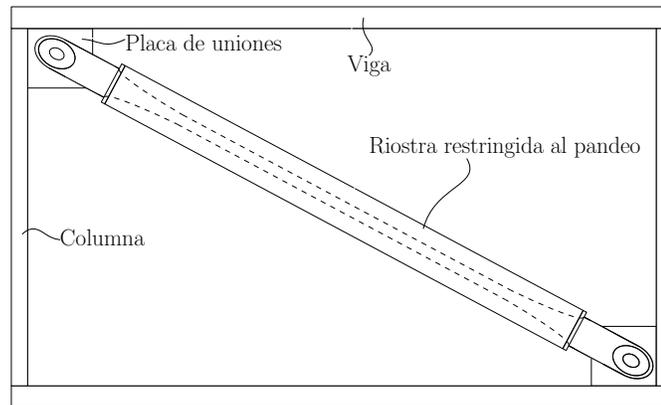
Las riostras restringidas al pandeo (BRB por sus siglas en inglés *Buckling Restrained Braces*) son elementos estructurales compuestos usualmente de dos partes: un núcleo de acero, que tiene como objetivo disipar energía, y el encamisado, que restringe el pandeo del núcleo.

El núcleo de acero usualmente está compuesto con perfiles de acero doble T, cruciformes, tubos o placas. El elemento exterior, por lo general, es un tubo de acero relleno con hormigón o mortero, o compuesto completamente de acero. Entre el núcleo y el encamisado se dispone un material que permita el movimiento relativo entre ambas partes, así como la deformación axial del núcleo de acero [22–24].

La principal característica de las riostras restringidas al pandeo es que la respuesta histerética permanece estable en tracción y compresión. Esta depende de las características de los materiales y geométricas de la BRB diseñada. En la Figura 2.13a se muestra la configuración geométrica tradicional, donde se indica la zona que está diseñada para fluir. En la Figura 2.13b se presenta la disposición típica en las estructuras.



(a) Geometría riostra restringida al pandeo.



(b) Disposición de BRB en estructura.

Figura 2.13: Funcionamiento de BRB.

En la Figura 2.14 se muestran las curvas *Pushover* para tres sistemas de un grado de libertad: un marco de corte sin reforzar (considerado bilineal), un fusible estructural BRB (considerado perfectamente elasto-plástico), y el marco de corte reforzado con BRB (modelado como un resorte bilineal en paralelo a uno perfectamente elasto-plástico). La curva resultante del marco reforzado es tri-lineal con rigidez inicial de  $K_{tot}$ , vale decir, es la rigidez del marco más la rigidez del BRB. Cuando la deformación de fluencia de la BRB es alcanzada ( $\Delta y_{BRB}$ ), este no es capaz de aumentar

su resistencia, por lo que todo aumento de carga es resistido por la estructura sin reforzar. Así, desde este nivel de deformación la curva pushover del sistema reforzado tiene rigidez igual a la rigidez del puente sin reforzar. Notar que el concepto de fusible estructural obliga a que la deformación de fluencia del fusible sea menor que la deformación de fluencia del marco sin reforzar, i.e.  $\Delta y_{BRB} < \Delta y_{Frame}$ .

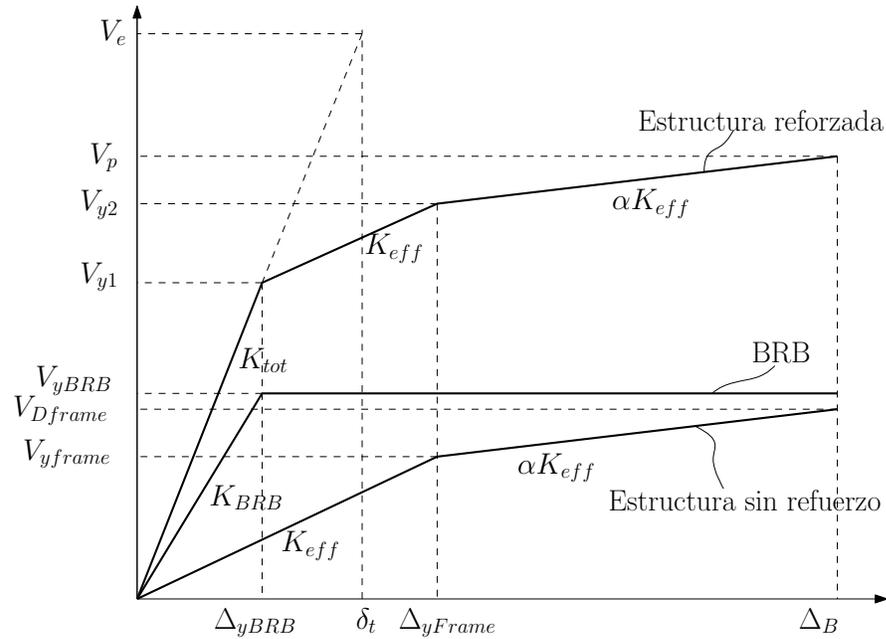


Figura 2.14: Pushover riostra restringida al pandeo.

Experimentalmente, se ha verificado y validado mediante proyectos en mesa sísmica, realizando ensayos de marcos diseñados con este sistema [19, 25]. Al agregar BRB aumentó la razón de amortiguamiento. Se obtuvo que la ductilidad en el marco, trabajando con BRB es menor a uno. Esto cumple el objetivo del fusible estructural de mantener a la estructura principal protegida, i.e. trabajando en el rango lineal o con mínimas incursiones no lineales. Además, se observó que vigas y columnas permanecieron en el rango elástico para todas las simulaciones sísmicas [19].

Con el objetivo de predecir el comportamiento del reforzamiento sísmico, en [26] se modeló numéricamente el sistema con lo que se pudo concluir que la demanda de desplazamiento relativo fue significativamente disminuida al agregar el disipador histerético [26].

En otros estudios, riostras restringidas al pandeo han sido modeladas numéricamente para predecir el comportamiento en la estructura con reforzamiento sísmico y validados con resultados experimentales a gran escala, demostrando así la eficiencia de esta técnica de fusible estructural en solicitaciones sísmicas al permitir un desempeño operacional [27–30].

En [31–34] se proponen procedimientos para dimensionar riostras restringidas al pandeo, con el objetivo de facilitar la etapa de diseño. La estrategia implementada es concentrar la energía inducida del terremoto en los fusibles estructurales, mientras la estructura principal permanece en rango elástico.

### 2.6.3. Paneles de corte

El sistema de paneles de corte (SP por su sigla en inglés de *Shear Panels*) es un tipo de amortiguador histerético que posee una gran capacidad de disipación de energía, dependiendo de su tamaño. El acero usado generalmente es de baja fluencia, para así asegurar la disipación de energía del amortiguador en deformaciones pequeñas. En la Figura 2.15a se muestra la geometría típica de paneles de corte mientras que la Figura 2.15b muestra un esbozo de un edificio prototipo en el que se incorpora amortiguamiento histerético por los paneles de corte [35].

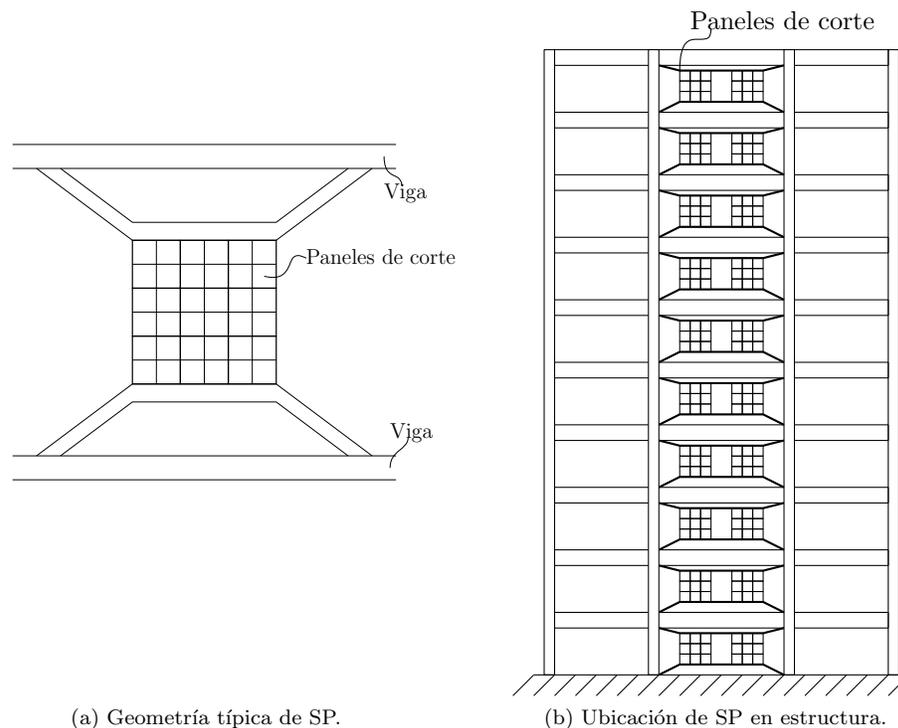


Figura 2.15: Estructura reforzada sísmicamente con SP.

Es importante cuantificar el comportamiento de los ciclos histeréticos, cuando los paneles de corte tienen como objetivo disipar energía. Por ello es clave estimar con precisión los beneficios de estos amortiguadores para el control del comportamiento sísmico en estructuras. En [35] se describe un estudio experimental del comportamiento de los paneles de corte. Se ensayaron paneles de 344 [mm] de ancho por 344 [mm] de alto y de espesores de 6 [mm], 9 [mm] y 12 [mm], construidos de acero de baja fluencia, los cuales fueron cargados en la parte superior del panel a carga monótonica y a carga cíclica. El comportamiento de disipación de energía resultó casi idéntico para las tres probetas: el endurecimiento por deformación durante ciclos con la misma amplitud de deformación, así como bajo deformaciones crecientes, resulta significativo. El grado de endurecimiento por deformación se demostró mediante la comparación de ciclos de histéresis perfectamente plástico, proporcionando

una imagen clara de las características de endurecimiento por deformación de estos paneles. La energía disipada por los paneles de cizallamiento probados es 1.5 a 2.0 veces mayor que la energía que puede ser disipada por el sistema equivalente linealmente elástico y perfectamente plástico [35]. Según estos resultados los paneles de corte han exhibido un comportamiento caracterizado por:

- Mostrar un comportamiento histerético estable.
- Intensificar su degradación de resistencia, rigidez y disipación de energía al aumentar la deformación fuera del plano después del pandeo de la placa.
- Endurecimiento por deformación evidente bajo cargas cíclicas.

Con el objetivo de cuantificar el significativo comportamiento de endurecimiento de deformaciones asociado con el acero de baja fluencia en condiciones de corte, se han realizado modelos analíticos [36] que han podido simular razonablemente el endurecimiento de deformación observado experimentalmente, y son suficientemente simples para ser fácilmente incorporados en el análisis de la respuesta dinámica tiempo-historia de los sistemas estructurales.

#### 2.6.4. Amortiguadores de fricción

Los amortiguadores de fricción (FD por sus siglas en inglés *Friction Dampers*) son sistemas pasivos de absorción de energía que presentan un comportamiento histerético similar al de amortiguadores metálicos. Estos dispositivos utilizan la resistencia desarrollada entre sus interfaces sólidas móviles para disipar una cantidad sustancial de la energía de entrada en forma de calor, lo que elimina la necesidad de deformar inelásticamente. Puede utilizarse para nuevas estructuras o para reforzamiento sísmico [37]. Durante las excitaciones sísmicas severas, los dispositivos de fricción ceden a las cargas predeterminadas y proporcionan la disipación de energía mediante el fenómeno de fricción. Los amortiguadores de fricción no son vulnerables a los efectos térmicos y tienen un rendimiento fiable con un comportamiento histerético estable [14]. Algunas desventajas de los dispositivos se da porque los materiales viscoelásticos son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación. Además para lograr un aumento del amortiguamiento estructural significativo son necesarios gran cantidad de dispositivos.

En [38] se propone un sistema en forma de juntas de fricción diseñadas para disipar la energía durante excitaciones sísmicas severas. La geometría general se muestra en Figura 2.16a. Mediante la localización de estas conexiones, las deformaciones permanentes y los daños pueden ser minimizados, como se muestra en la Figura 2.16b.

El análisis dinámico no lineal se ha utilizado para estudiar y mostrar cómo una estructura puede ser diseñada para obtener una respuesta sísmica óptima. Un prototipo del amortiguador de fricción fue probado experimentalmente en mesa vibradora bajo varias excitaciones sísmicas [38]. La evaluación numérica del sistema se realizó en SAP2000 y se analizó bajo las mismas excitaciones. Para evaluar la efectividad del amortiguador de fricción, se modeló la estructura en dos casos: con fusible y sin fusible. Los resultados indican que los desplazamientos laterales y cortes basales de la estructura se redujeron significativamente mediante la incorporación del amortiguador de fricción.

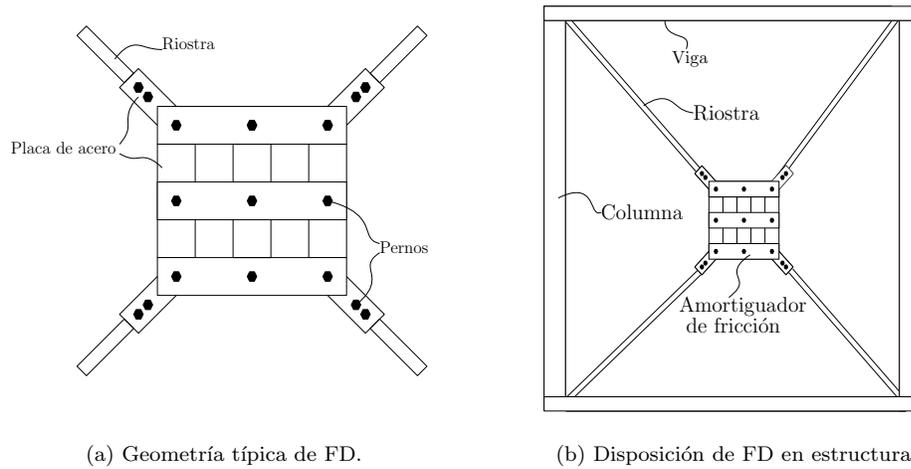


Figura 2.16: Funcionamiento de amortiguadores de fricción.

En este sistema, resulta importante que los ciclos histeréticos sean estables, pues permite mantener constante la tensión en los pernos bajo muchos ciclos de carga. Para ciclos de carga-descarga regulares, los amortiguadores de fricción tienen un comportamiento rígido elástico y perfectamente plástico [37].

Para amortiguadores de fricción se han presentado algunos trabajos experimentales, los que se han comparado con modelos numéricos, de los cuales se deduce que no solo proporciona una rigidez estructural adicional, sino que también es un dispositivo eficaz, con buenas capacidades de disipación de energía. Los resultados muestran que es factible calcular la respuesta de un marco con amortiguador de fricción por método de elementos finitos [14]. Estudios han demostrado que un amortiguador de fricción puede reducir los desplazamientos y el drift de una estructura de 4 pisos en más de un 20%.

### 2.6.5. Link de placa de acero de corte

*Link de placa de acero de corte* (SPSL por sus siglas en inglés Steel Plate Shear Link) es un tipo de fusible estructural que consiste de una placa de acero restringida al pandeo por corte del alma, con un material de unión que permite a la placa sufrir alargamiento y acortamiento. Esta placa se rodea con un encamisado de hormigón, como indica la Figura 2.17a.

El mecanismo desarrollado puede disipar energía por rotación plástica en corte, flexión o ambas; esto depende principalmente del largo del SPSL: para longitudes mayores se espera rotación plástica en flexión, en longitudes menores se espera un mecanismo de corte, y para longitudes intermedias un comportamiento mixto. Diversos estudios muestran que los SPSL presentan un comportamiento uniformemente distribuido en el largo que permite desarrollar grandes deformaciones inelásticas sin la presencia de deformaciones locales, lo que se traduce en comportamiento más estable y dúctil [39].

SPSL, ha sido probado experimentalmente, mostrando el aporte del fusible diseñado como un

mecanismo a corte puro que se plastifica completamente a corte. El modelo empleado fue realizado en una escala geométrica de 2/3, en donde se instalaron SPSL entre las columnas como una serie de fusibles estructurales (ver Figura 2.17b). La instrumentación fue diseñada para medir la respuesta global de la estructura y la respuesta de los SPSL [40]. Como resultado de las pruebas experimentales, se obtuvo el comportamiento esperado: el fusible se mantuvo en el rango elástico para pequeños desplazamientos y exhibió comportamiento histerético estable, disipando la energía sísmica a través del SPSL. Al agregar el fusible a la estructura sin reforzar aumentó la rigidez y la resistencia en 40 %, aumentando también la cantidad de energía disipada [40]. Otros estudios

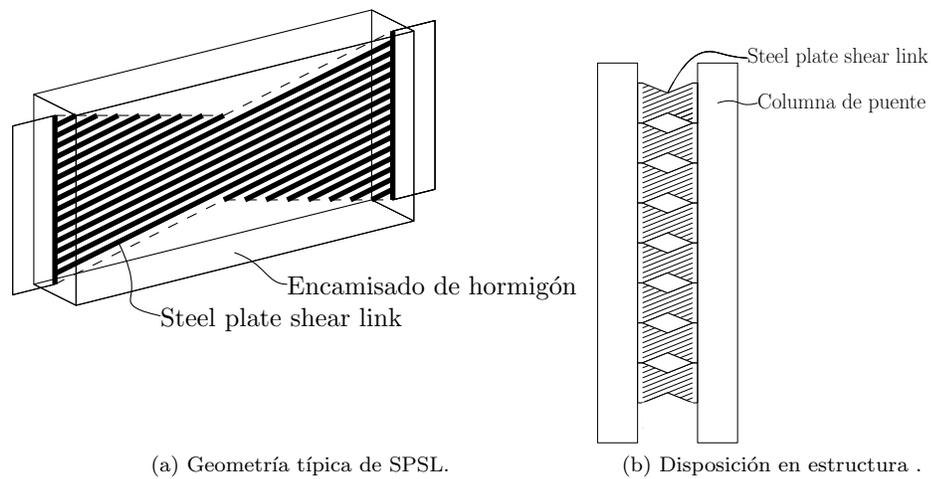


Figura 2.17: Modelo empleado en el estudio.

han probado que se comporta de manera adecuada, no solo para solicitaciones sísmicas, sino que también en aplicaciones de puentes para proporcionar resistencia a amenazas múltiples [41].

# PUENTES EN ESTUDIO

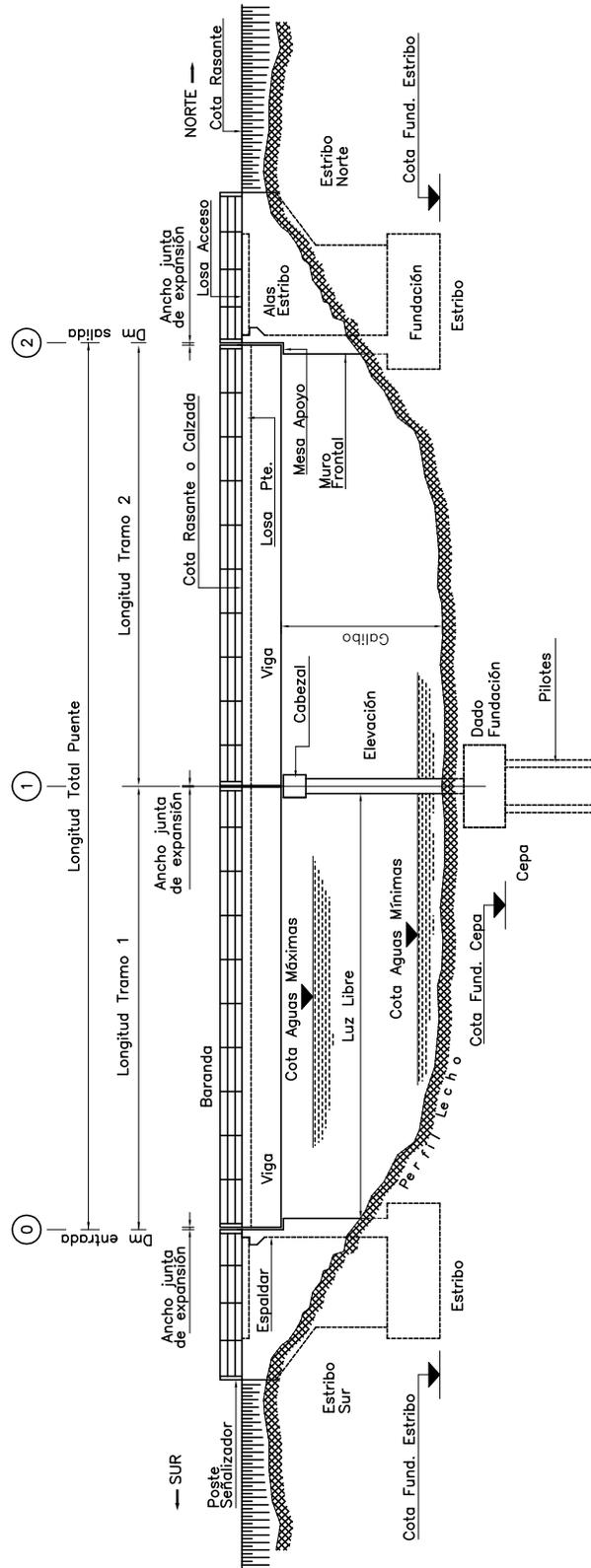
El reforzamiento sísmico planteado en este trabajo se aplica a dos puentes típicos construidos en Chile en distintas épocas. El primer puente corresponde al Puente Chanco, construido durante los años 2011 y 2012, después del Terremoto del Maule en el 2010. El segundo puente corresponde al Paso Inferior Las Mercedes, el que fue construido el 2001 y colapsó durante el terremoto del 2010. Ambos puentes son de mediana longitud. Las partes generales de un puente como los estudiados en este trabajo, se presenta en la Figura 3.1. En esta sección se presentan las características de la capacidad de los puentes analizados, los modelos constitutivos que definen sus elementos y las demandas sísmicas a las que se someten.

### 3.1. Puente Chanco

El Puente Chanco pertenece a la Ruta R-720, cruza el cauce del Río Lumaco ubicado en la Provincia de Malleco, Región de la Araucanía, como se indica en Figura 3.2 y conecta las localidades de Galvarino, Lumaco y Traiguén.

El puente Chanco posee dos pistas para tránsito vehicular. Es de hormigón armado y tiene una longitud de 56.8 [m], se compone de dos vanos simplemente apoyados, una losa continua de 10.38 [m] de ancho y 22 [cm] de espesor, soportada por tres vigas postensadas separadas 3.45 [m] entre sí. Esto se ilustra en la Figura 3.3 mediante una vista en planta y en la Figura 3.4 en una vista longitudinal del puente. La superestructura traspasa cargas gravitacionales y móviles a la subestructura, mediante apoyos elastoméricos a la cepa, estribos y fundaciones. La cepa se compone de un sistema pila-pilote, con tres columnas de 5 [m] fundadas en pilotes de 20 [m]. Además está compuesta por una viga cabezal, dos topes sísmicos exteriores y dos interiores.

Los estribos son independientes auto-estables. Se componen del muro espaldar, alas del estribo, mesa de apoyo, pilotes, topes sísmicos exteriores e interiores, barras antisísmicas y apoyos



Dm: Distancia acumulada expresada en metros.

Figura 3.1: Partes de un puente. Fuente: [1].



(a) Ubicación.



(b) Puente Chanco.

Figura 3.2: Ubicación Puente Chanco.

elastoméricos.

En la Figura 3.5 se presenta una vista transversal del puente. Donde se indican las vigas, apoyos elastoméricos, barras antisísmicas, topes sísmicos y travesaño. El puente posee travesaños de hormigón armado, que están ubicados en los puntos extremos y medios de las vigas.

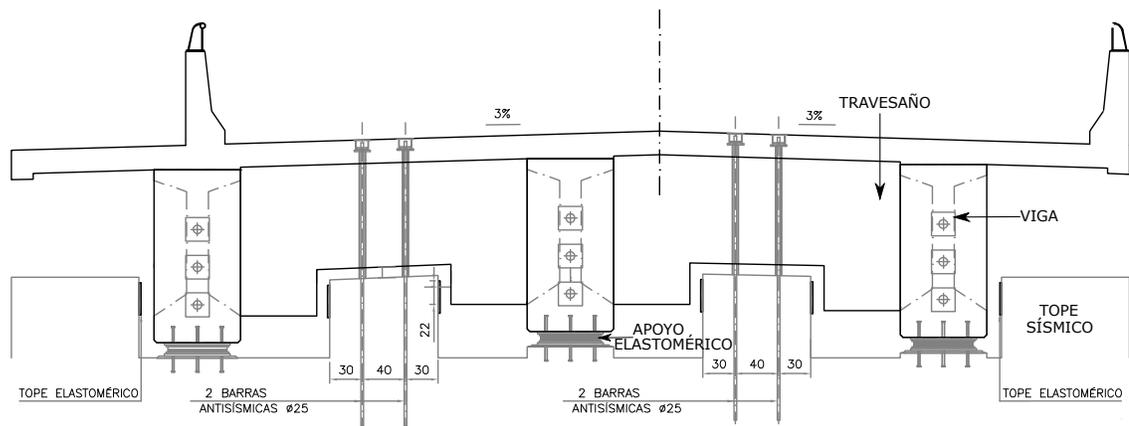


Figura 3.5: Vista transversal del Puente Chanco. Fuente: [2].

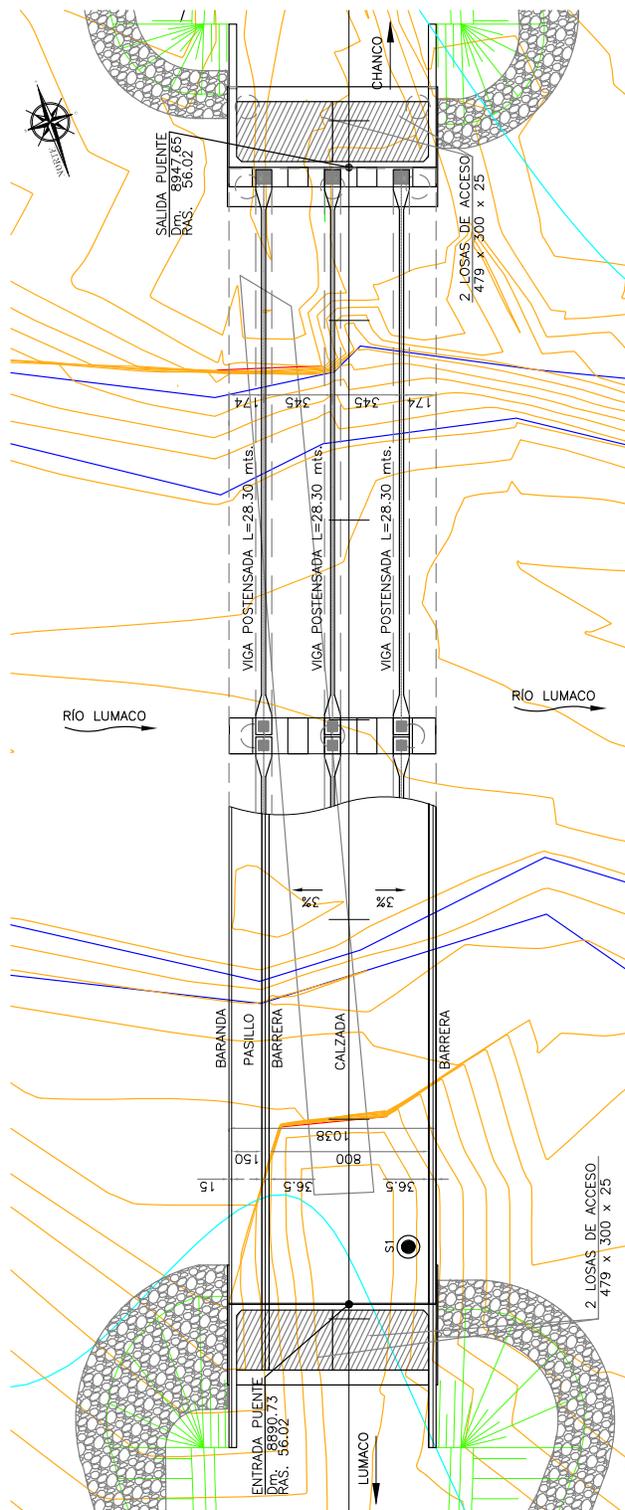


Figura 3.3: Vista en planta del Puente Chanco. Fuente: [2].

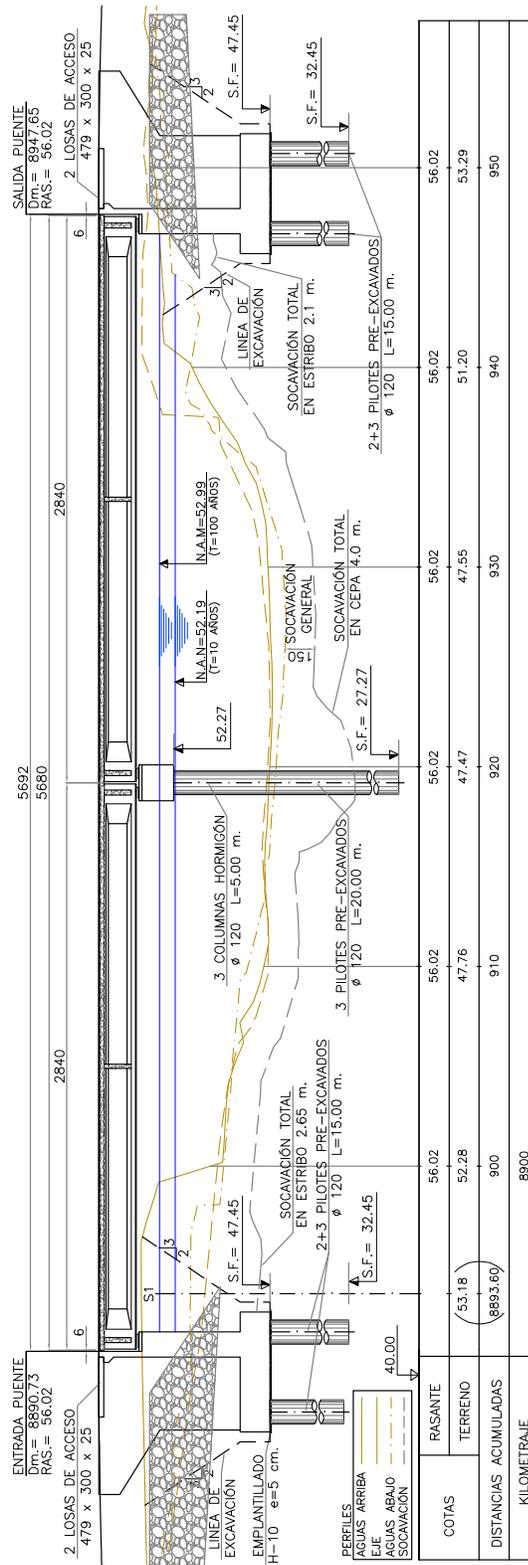


Figura 3.4: Vista longitudinal del Puente Chanco. Fuente: [2].

### 3.2. Paso Inferior Las Mercedes

El paso inferior Las Mercedes, de aquí en adelante indistintamente llamado puente Las Mercedes, es parte de la Ruta 5, en la región del Libertador General Bernardo O’Higgins, como se muestra en Figura 3.6. El puente es de hormigón armado y se compone de dos vanos de 27 [m] cada uno. Las Figuras 3.7 y 3.8 presentan vistas en planta y elevación longitudinal, respectivamente.



Figura 3.6: Ubicación Puente Las Mercedes.

En el puente original, las cargas gravitacionales de la superestructura se traspasaban mediante los apoyos elastoméricos a las cepas, fundaciones y estribos.

Los estribos son del tipo independientes auto-estables, que se componen de muro espaldar, mesa de apoyo, alas de estribo, barras antisísmicas y apoyos elastoméricos. Por otra parte, la cepa se forma por dos columnas de seis metros con fundaciones superficiales. Las columnas llegan a una viga cabezal, la cual tiene barras antisísmicas y apoyos elastoméricos, como se aprecia en la Figura 3.9 con dimensiones en centímetros. Cabe destacar que el puente Las Mercedes en su construcción original no posee travesaño ni topes sísmicos. Sin embargo, en los planos estructurales existían topes sísmicos extremos, con las observaciones del daño del terremoto se percató que en la estructura del puente no habían topes sísmicos (ver Figura 3.10b), sino tapas de hormigón que no generan un aporte estructural [4].

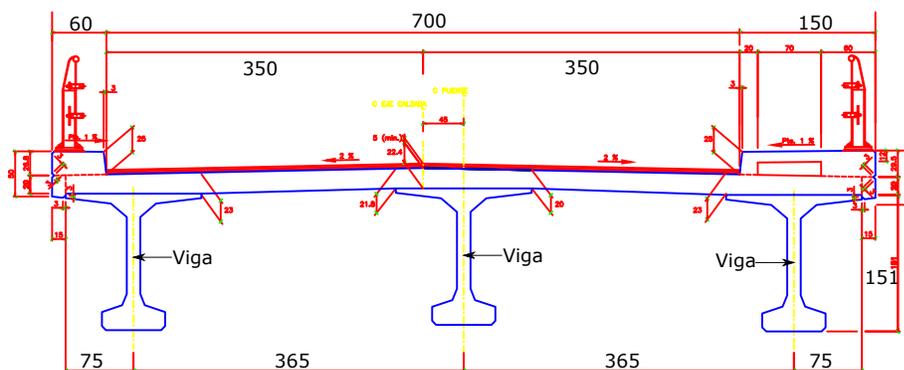


Figura 3.9: Vista transversal del Puente Las Mercedes, medidas en centímetros. Fuente: [3].





El puente Las Mercedes se vio fuertemente afectado por el terremoto de Maule en 2010, después del sismo, se observó que el tablero rotó produciendo grandes desplazamientos de las vigas, quedando estas fuera de su posición inicial. Además, una viga exterior quedó cercana al colapso. Fue necesario retornar el tablero a su posición original, y ser reforzado sísmicamente para retomar el servicio. Parte del daño en el puente se presenta en la Figura 3.10.



(a) Rotación del tablero. Fuente: [7].



(b) Barras antisísmicas. Fuente: [4].

Figura 3.10: Daño producido en el Terremoto del Maule, Puente Las Mercedes.

### 3.3. Modelamiento del tablero

El tablero se compone de vigas longitudinales, losa y travesaño. Este último elemento no está presente en el puente Las Mercedes.

Las vigas se modelan como un elemento tipo *frame*. Geométricamente son líneas rectas, con un nodo en cada extremo. Cada nodo tiene seis grados de libertad: tres de desplazamiento y tres de rotación. Ambos puentes tienen tres vigas longitudinales.

Los travesaños se modelan como un elemento *link*, que son elementos de conexión, que pueden ser lineales, multilineales elásticos, multilineales plásticos, elementos de contacto, amortiguadores y aisladores de base. Estos elementos se modelaron con las propiedades geométricas y de materiales del travesaño. En el caso de Chanco se cuenta con travesaño en los extremos y en el punto medio de las vigas longitudinales.

El tablero es delgado en comparación a las otras dos dimensiones, por lo que es recomendable el uso de elementos *shell*. Estos elementos modelan el comportamiento de una placa y permiten esfuerzos, deformaciones, torsiones y momentos en tres direcciones para cada nodo, siendo lo usual emplear cuatro u ocho nodos. Dado el objetivo de la memoria de título y los recursos computacionales disponibles, se escogió utilizar elementos *frame* no-lineales para modelar en tablero, en vez de utilizar los elementos *Shell* no-lineales, en cuanto esta última forma de modelar implicaba un costo computacional excesivo. Los elementos *frame* resultan suficientes para representar adecuadamente el comportamiento que abarca este estudio.

Los tableros modelados de ambos puentes en estudio, se muestran en las Figuras 3.11 y 3.12.

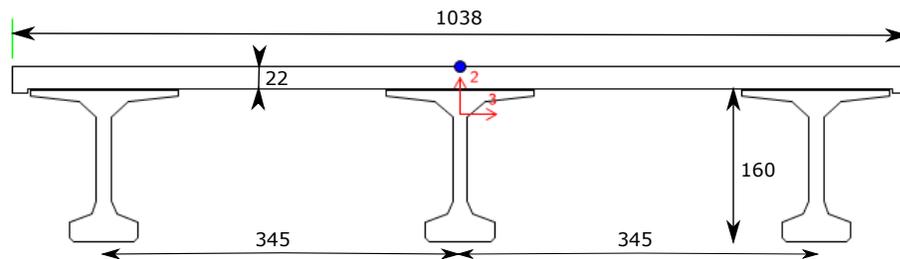


Figura 3.11: Vista transversal del tablero Puente Chanco. Medidas en centímetros.

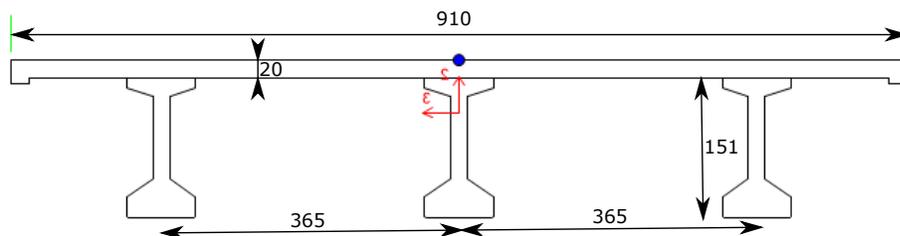


Figura 3.12: Vista transversal del tablero Puente Las Mercedes. Medidas en centímetros.

### 3.4. Modelamiento de columnas

Las columnas se modelan como un elemento tipo *frame*, con los materiales y la geometría indicados en los planos. Estos se modelan mediante la herramienta *section designer*. Las columnas del puente Chanco son de hormigón de calidad H30, que corresponde a una resistencia a compresión de  $f'_c = 250 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$  y acero estructural de calidad A63-42H, al que le corresponde una resistencia a la fluencia  $f_y = 4200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$  y una resistencia última  $f_u = 6300 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$ . El detallamiento de la geometría de las columnas se presenta en la Figura 3.13a. La cuantía de acero longitudinal es de  $\rho_L = 0.0157$ .

En el puente Las Mercedes se utilizó hormigón calidad H25, el cual tiene una resistencia a compresión de  $f'_c = 200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$ , y acero estructural de calidad A63-42H. El detallamiento del acero longitudinal y transversal se muestra en Figura 3.13b. La cuantía longitudinal correspondiente es de 0.0125.

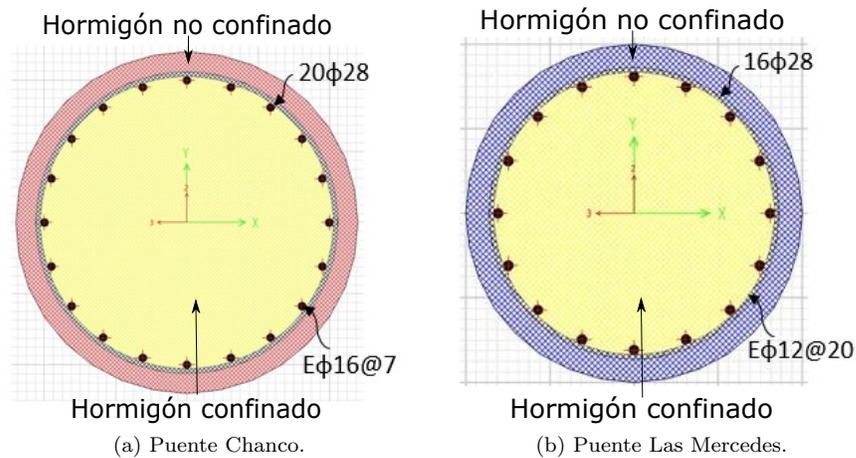


Figura 3.13: Sección transversal columnas.

#### 3.4.1. Puente Chanco

El puente Chanco posee en la cepa columnas de 25 [m] de altura, enterradas 20 [m]. Para modelar el comportamiento de estas se realiza un modelo fijo equivalente [42]. Este indica que cada columna se puede modelar aislada, donde a la longitud inicial (25 [m]) se le aplica el empuje del suelo mediante resortes con su coeficiente de balasto. Para esta columna se aplica una carga unitaria horizontal en la parte superior para obtener el desplazamiento en esa dirección. El modelo fijo equivalente no considera el balasto: la columna debe estar apoyada rígidamente en la base y debe cumplir la condición de que al aplicar la misma carga la columna se deforme lo mismo en ambas situaciones. Esto se aprecia en Figura 3.14.

Para el modelo del Puente Chanco se consideran las características del suelo indicadas en el

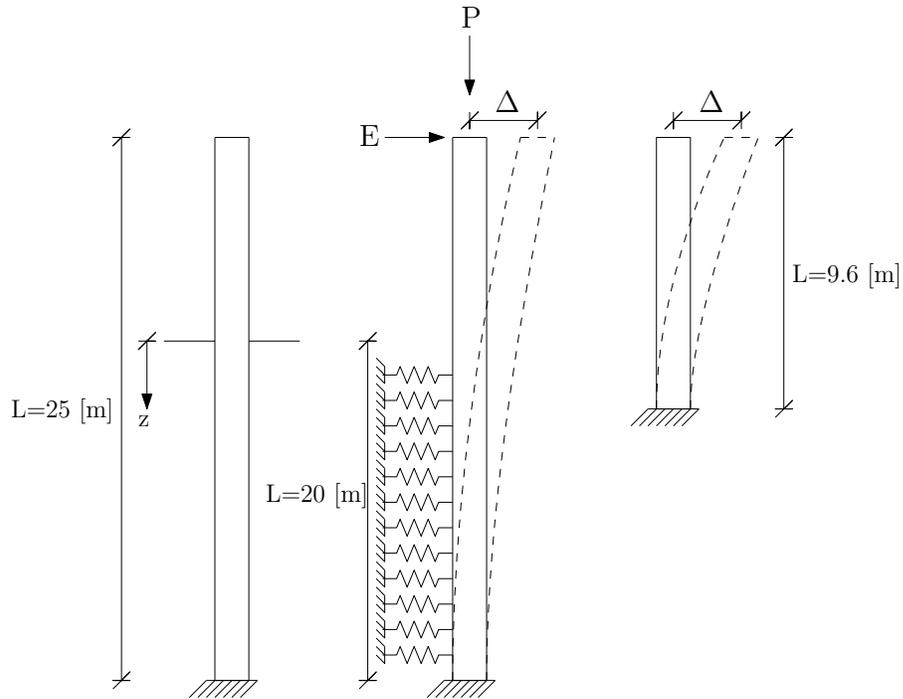


Figura 3.14: Modelo de columnas.

informe de Mecánica de Suelos [43], en donde se calculan las características mecánicas del suelo adyacente a los pilotes considerando lo expuesto en el Manual de Carreteras [44].

En el análisis, se consideran los valores de balasto lateral ( $K_h$ ) como:

$$K_h = \frac{E}{B} \tag{3.4.1}$$

donde  $B$  es el ancho del pilote en [cm] y  $E$  es el módulo de elasticidad en [kN/m<sup>2</sup>]

El módulo de elasticidad de los estratos de limos y arcillas, en [kgf/cm<sup>2</sup>] es:

$$E = \begin{cases} 200; & \text{para } 6.00[m] \leq z < 6.41[m] \\ 150; & \text{para } 11.45[m] \leq z < 14.00[m] \end{cases} \tag{3.4.2}$$

Para los estratos de gravas, se pueden considerar los valores de módulos de elasticidad, [kgf/cm<sup>2</sup>] de:

$$E = \begin{cases} 300\sqrt{z}; & \text{para } 6.41[m] \leq z < 11.45[m] \\ 500\sqrt{z}; & \text{para } 14.00[m] \leq z < 20.00[m] \end{cases} \tag{3.4.3}$$

Se modelan ambas columnas en un software de elementos finitos, obteniéndose las deformaciones que se muestran en Figura 3.15. Los resultados indican que el empotramiento debe realizarse a los 4.4 [m] de profundidad desde la rasante.

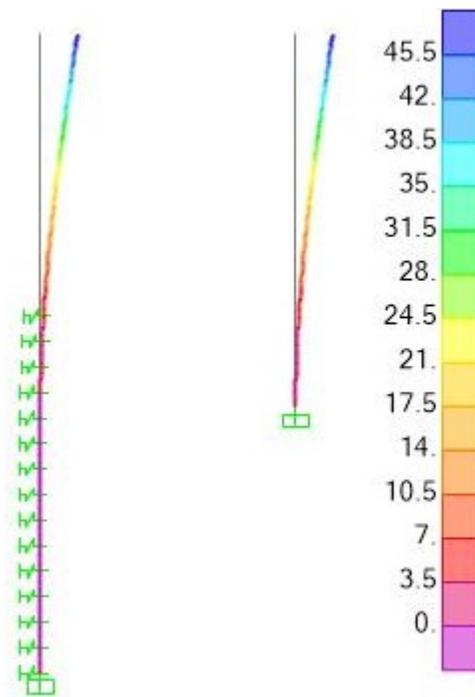


Figura 3.15: Deformación en modelo propuesto.

### 3.4.2. Paso inferior Las Mercedes

Las Mercedes posee una cepa con fundación superficial, la cual cuenta con una amplia superficie de apoyo para lograr que el suelo soporte las cargas casi sin deformaciones. Por tal motivo, en esta memoria de título se ha considerado que las columnas no sufren desplazamientos en la parte inferior. En consecuencia, el modelo se realizó considerando el largo de las columnas indicado los planos, con empotramiento perfecto en la base.

## 3.5. Modelamiento de estribos y cepa

En [45] se desarrolla un modelo de resortes para describir el comportamiento de los estribos y cepa, en que los apoyos elastoméricos crean un sistema en serie entre dos elementos rígidos transversales. El elemento rígido superior corresponde al travesaño y el elemento rígido inferior representa el estribo o la viga cabezal, según corresponda.

### 3.5.1. Estribos

En la Figura 3.16 se muestra el modelo utilizado que contempla en paralelo los apoyos elastoméricos (resortes negros), los topes sísmicos exteriores (resortes azules) e intermedios (resortes rojos), y las barras antisísmicas (resortes verdes).

El elemento rígido superior se ve influenciado por el sistema compuesto por el muro espaldar,

alas del estribo y suelo de relleno. Y en el elemento rígido inferior influye el comportamiento del estribo bajo el apoyo del puente, que considera el efecto del sistema de pilotes. Cada extremo de los elementos rígidos se dispone de elementos de largo cero, cada uno con la mitad de la rigidez correspondiente al sistema. En la Figura 3.16 se presenta un esquema del modelo de análisis.

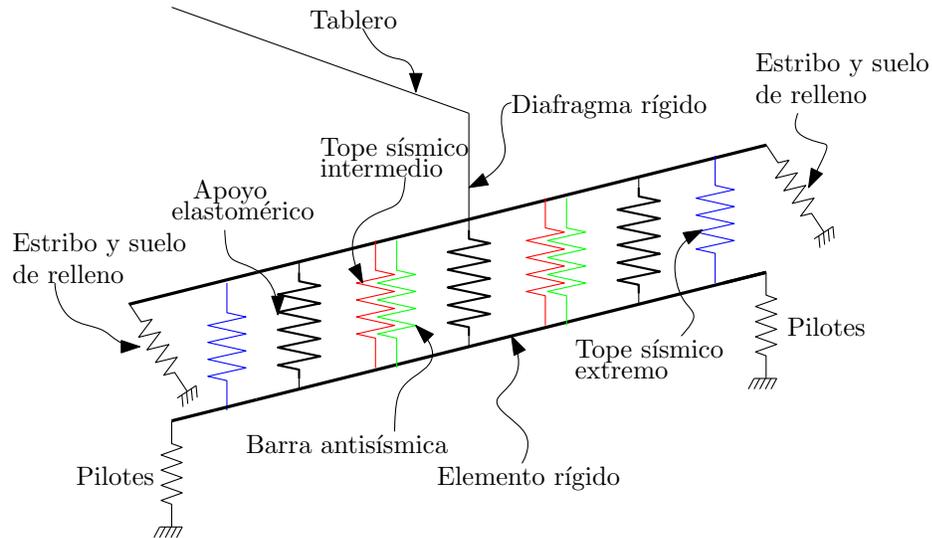


Figura 3.16: Modelo de estribo.

### Dirección longitudinal

Los elementos que influyen en el comportamiento longitudinal en el estribo del puente, son apoyos elastoméricos, gap, muro espaldar, pilotes y suelo de relleno, como se muestra en la Figura 3.16.

Más adelante, en la Sección 3.5.3 se detallan los modelos de cada elemento que actúa en la dirección longitudinal y sus resultados para los puentes en estudio.

### Dirección transversal

En la dirección transversal actúan entre el diafragma y el estribo: los tope sísmicos, barras antisísmicas, apoyos elastoméricos, el suelo de relleno y alas del estribo trabajando en paralelo, (ver Figura 3.16). Bajo el elemento rígido inferior actúa el sistema de pilotes.

En la Sección 3.5.4 se detallan los modelos de cada elemento que actúa en dirección transversal para los puentes en estudio.

### Dirección vertical

En la dirección vertical, la rigidez vertical que aportan los estribos, corresponde a los apoyos elastoméricos y al terraplén. Ambos elementos poseen una alta rigidez vertical. En consecuencia, en los modelos se supone que esta rigidez es infinita.

### 3.5.2. Cepa

La Figura 3.17 muestra el modelo utilizado en CSiBridge. Este incluye, en paralelo, la influencia de los apoyos elastoméricos (resortes negros), los topes sísmicos exteriores (resortes azules) e intermedios (resortes rojos), y las barras antisísmicas (resortes verdes).

El elemento rígido inferior corresponde a la viga cabezal que se conecta a las columnas. El elemento rígido superior corresponde al diafragma rígido. Estos elementos son modelados como elementos tipo *frame*.

#### Dirección longitudinal

Los elementos que influyen en el comportamiento longitudinal de la cepa del puente, son apoyos elastoméricos y columnas como se muestra en la Figura 3.17.

En la Sección 3.5.3 se detalla el modelo de los apoyos elastoméricos en la dirección longitudinal y sus resultados para los puentes en estudio. El modelo de las columnas se describió en la Sección 3.4.

#### Dirección transversal

En la dirección transversal actúan entre el diafragma y la cepa: los topes sísmicos, las barras antisísmicas y los apoyos elastoméricos trabajando en paralelo, (ver Figura 3.17). Bajo el elemento rígido inferior actúan las columnas.

En la Sección 3.5.4 se detallan los modelos de cada elemento que actúa en dirección transversal y sus resultados para los puentes en estudio.

#### Dirección vertical

En la dirección vertical, la rigidez vertical aportante entre los elementos rígidos corresponde a los apoyos elastoméricos, se considera que posee una gran rigidez vertical. Por lo anterior, en los modelos se restringe el desplazamiento en la dirección vertical.

Se utiliza un modelo para representar un elemento. Las características del modelo se describen a continuación.

### 3.5.3. Respuesta longitudinal

Los modelos de comportamiento asignados a los elementos que actúan en dirección longitudinal se detallan a continuación. Además se presentan sus curvas fuerza-desplazamiento.

#### ▪ Apoyos elastoméricos:

Los apoyos elastoméricos actúan en dirección longitudinal, creando un sistema en serie entre el elemento rígido transversal inferior, que representa a la viga cabezal o estribo y el elemento rígido superior que representa al tablero. El modelo elastoplástico (ver Figura 3.18) que describe el comportamiento de los apoyos elastoméricos se estudia en [46], donde indica que la rigidez del

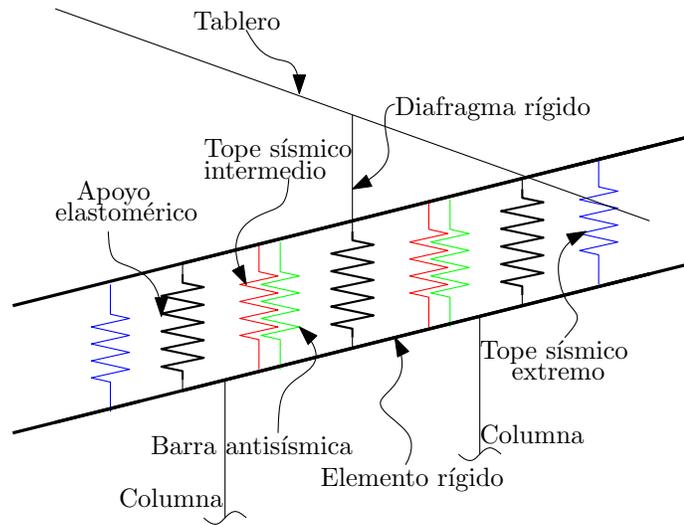


Figura 3.17: Modelo de la cepa.

elastómero ( $K$ ) se determina como:

$$K = \frac{G \cdot A}{h} \tag{3.5.1}$$

Donde  $G$  es el módulo de corte del apoyo elástico,  $A$  y  $h$  son el área y la altura del elastómero, respectivamente. En este trabajo se considera  $G = 1.3$  [MPa], según lo indicado por el Ministerio de Obras Públicas para cargas sísmicas [1]. La fuerza de fricción ( $F_f$ ) del elastómero se calcula como  $F_f = \mu N$ , donde  $N$  es la carga axial que debe resistir el elastómero y coeficiente de fricción  $\mu$  se determina según:

$$\mu = 0.18 + \frac{0.37}{\sigma} \tag{3.5.2}$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo de compresión promedio en el apoyo elástico en [MPa] [4].

Los puntos de interés que definen la curva de comportamiento se indican para los apoyos elásticos en estribos y cepa, en las Tablas 3.1 y Tabla 3.2, respectivamente.

Tabla 3.1: Puntos de interés de la curva de comportamiento de apoyos elásticos en estribos.

(a) Puente Chanco.			(b) Puente Las Mercedes.		
i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]	i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	200	25.4	1	126	35.4

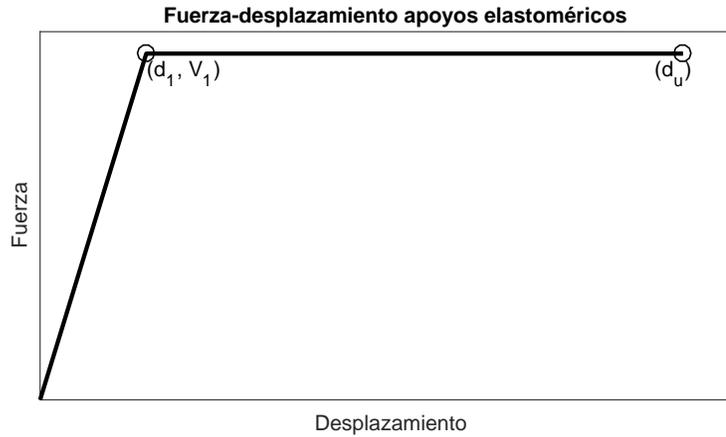


Figura 3.18: Modelo elástico-perfectamente plástico para apoyos elastoméricos.

Tabla 3.2: Puntos de interés de la curva de comportamiento de apoyos elastoméricos en cepa.

(a) Puente Chanco.			(b) Puente Las Mercedes.		
i	V <sub>i</sub> [kN]	d <sub>i</sub> [mm]	i	V <sub>i</sub> [kN]	d <sub>i</sub> [mm]
1	188	45.2	1	144	18.4

El desplazamiento último de los apoyos elastoméricos se asume como  $d_u = 230$  [mm], al considerar los resultados de estudios experimentales de apoyos elastoméricos en puentes típicos chilenos. Esto es puentes de dos vanos con vigas presforzadas conectadas continuamente al tablero, en donde las vigas son soportadas por apoyos elastoméricos [47].

▪ **Muro espaldar, suelo de relleno y sistema de pilotes:**

El comportamiento del muro espaldar, gap y suelo de relleno se describe por la rigidez y la resistencia máxima, lo cual permite formar la curva según los puntos de interés [48] de la Figura 3.19. La rigidez del estribo ( $K_{estribo}$ ), viene dada por

$$K_{estribo} = K_i \cdot w \cdot \left( \frac{h}{1.7} \right) \tag{3.5.3}$$

donde  $w$  y  $h$  son el ancho y alto del muro espaldar, respectivamente y  $K_i \approx 11.5$  [kN mm/m] es la rigidez inicial.

La resistencia última del estribo, ( $P_{bw}$ ), se expresa como

$$P_{bw} = A_e \cdot 236 \cdot \left( \frac{h}{1.7} \right) \tag{3.5.4}$$

donde  $A_e$  es el área del muro espaldar. En la Tabla 3.3 se muestran los valores de interés que describen la curva fuerza-desplazamiento para el Puente Chanco.

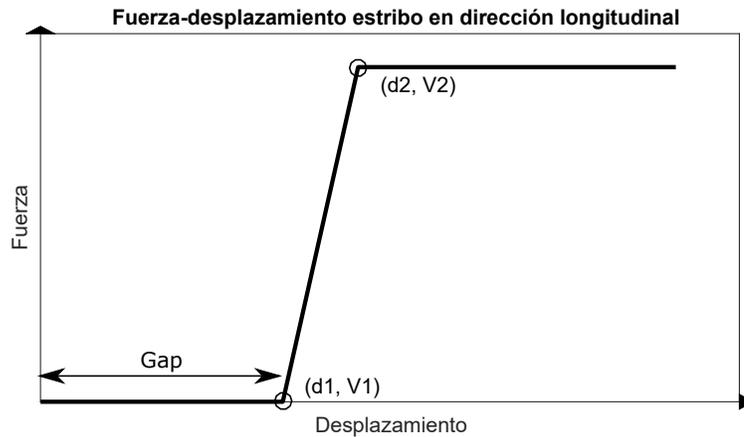


Figura 3.19: Relación fuerza-desplazamiento para estribo en dirección longitudinal.

Tabla 3.3: Puntos de interés de la curva de comportamiento del sistema estribo y suelo de relleno, Puente Chanco.

i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	0	60.0
2	5955	78.7

El aporte de rigidez inicial del conjunto estribo y suelo de relleno es nulo para ambos puentes, al considerar el gap antes de comenzar a actuar.

▪ **Pilotes:**

El puente Chanco tiene pilotes en los estribos, se considera una rigidez lineal elástica de 7 [kN/mm] por pilote, como se indica en [42].

El puente Las Mercedes tiene muros bajo el estribo. Dada la alta rigidez que esto le impone al estribo, se considera que este último no sufre desplazamientos. En consecuencia, el estribo se modela como un elemento fijo.

### 3.5.4. Respuesta transversal

▪ **Topes sísmicos:**

La geometría de los topes sísmicos extremos e intermedios del puente Chanco se presentan en la Figura 3.20 para la cepa (Figura 3.20a) y los estribos (Figura 3.20b).



(i) **Topes sísmicos extremos:**

Los topes sísmicos extremos pueden experimentar tres tipos de falla [49]. Estos se determinan según la razón de acero de refuerzo  $A_{sh}/A_{sv}$  (donde  $A_{sh}$  es el área de acero horizontal y  $A_{sv}$  es el área de acero vertical) y el tipo de construcción, donde se entiende por monolítica a la construcción en que el tope sísmico y la mesa de apoyo son una sola pieza, mientras que construcción segmentada se denomina al caso en que el tope sísmico se construye después de la mesa de apoyo. Este último tipo de construcción se usa por ejemplo para construir topes sísmicos en un puente existente.

$$\text{Tipo de falla} = \begin{cases} \text{Tensión diagonal;} & \text{si } A_{sh}/A_{sv} \leq 0.75 \text{ y Construcción Monolítica} \\ \text{Transición;} & \text{si } 0.75 < A_{sh}/A_{sv} < 1.5 \text{ y Construcción Monolítica} \\ \text{Deslizamiento por corte;} & \text{si } A_{sh}/A_{sv} \geq 1.5 \text{ y Construcción Monolítica} \\ \text{Deslizamiento por fricción;} & \text{Construcción Segmentada} \end{cases} \quad (3.5.5)$$

A continuación se detalla el cálculo de resistencia en cada uno de estos casos.

a) **Falla por tensión diagonal**

La capacidad de los topes sísmicos extremos que fallan por tensión diagonal ( $V_N$ ) se calcula considerando el aporte del hormigón ( $V_C$ ) y del acero ( $V_S$ ) [50]:

$$V_N = V_C + V_S \quad (3.5.6)$$

Hormigón

El hormigón fue modelado como un modelo elasto-plástico, con disminución de resistencia para describir la pérdida de unión de los agregados.  $V_C$  es la capacidad del hormigón en [kN], que se determina según [42] como:

$$V_C = 0.2\sqrt{f'_c}bh \quad (3.5.7)$$

donde  $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón en [MPa],  $b$  es el ancho del tope sísmico en [m] y  $h$  es la altura de la mesa de apoyo en [m].

Acero

El modelo de acero es elasto-plástico con pérdida de resistencia para describir el efecto del acero fracturado que cruza la zona agrietada que se presenta en la Figura 3.21, para lo cual se definen cinco niveles de daño.

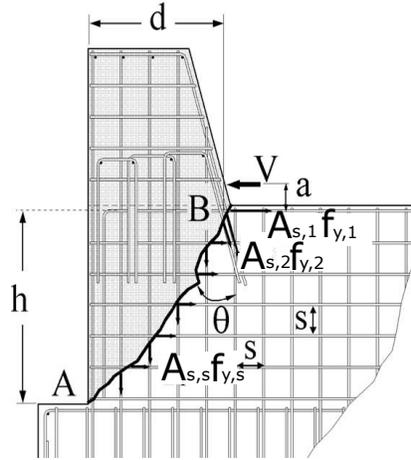


Figura 3.21: Fuerzas en sección agrietada.

La capacidad máxima aportante del acero es  $V_S$ , según [51] se determina como

$$V_S = \left( A_{s,1} f_{y,1} h + A_{s,2} f_{y,2} (d \sin(\theta) + h \cos(\theta)) + \frac{A_{s,s} f_{y,s}}{2s} (n_h h^2 + n_v d^2) \right) \frac{1}{h + a} \quad (3.5.8)$$

donde  $A_{s,1}$  corresponde al área total de acero de la primera fila de refuerzo horizontal,  $A_{s,2}$  es el área total de acero vertical del tope sísmico que cruza la grieta,  $A_{s,s}$  es el área total de acero,  $f_{y,1}$  es la resistencia a la fluencia del acero de la primera fila de refuerzo horizontal en [MPa],  $f_{y,2}$  es la resistencia a la fluencia del acero vertical del tope sísmico que cruza la grieta en [MPa],  $f_{y,s}$  es la resistencia a la fluencia del acero en [MPa],  $h$  es la altura de la mesa de apoyo,  $d$  es la profundidad del tope sísmico en [m],  $s$  es el espaciamiento del acero en la mesa de apoyo,  $n_v$  es el número de mallas de refuerzo vertical,  $n_h$  es el número de mallas de refuerzo horizontal,  $a$  es la distancia entre la primera fila de refuerzo horizontal y el punto de aplicación de la carga.

En el modelo propuesto en [50], se distinguen cinco niveles de comportamiento. En el Nivel I se inicia el agrietamiento entre el tope sísmico y la interfaz de la mesa de apoyo, cuando alcanza una resistencia de  $V_1$  y un desplazamiento  $d_1$ . En el Nivel II se inicia la fluencia del acero de refuerzo, en una resistencia  $V_2$  y desplazamiento  $d_2$ . El Nivel III corresponde a la máxima fuerza resistida por el tope sísmico, evaluado como el acero fluyendo y la máxima resistencia del hormigón, se da para un desplazamiento  $d_3$ , a una resistencia de  $v_3$ . En el Nivel IV el hormigón deja de aportar resistencia, por esto la resistencia es calculada incluyendo solo el aporte del acero, resultando  $V_4$ , en un desplazamiento de  $d_4$ . El Nivel V se define al comienzo de la fractura del refuerzo que cruza la zona de falla, cuya resistencia es  $V_5$ , se da para un desplazamiento  $d_5$ . El punto de ruptura final se estima en una deformación de 0.010.

$$V = \begin{cases} V_1 = \frac{\alpha \sqrt{f'_c} b d}{3k + \sqrt{9k^2 + 4}} & \text{en } d_1, \text{ donde } d_1 = d_2 \frac{V_1}{V_2} \\ V_2 = V_S + V_C \frac{d_2}{d_3} & \text{en } d_1, \text{ donde } d_2 = \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a) \frac{h+d}{\sqrt{h^2 + d^2}} \\ V_3 = V_S + V_C & \text{en } d_3, \text{ donde } d_3 = \sqrt{2} \varepsilon_y (L_d + L_a) \frac{h+d}{s} \\ V_4 = V_S & \text{en } d_4, \text{ donde } d_4 = \sqrt{2} \varepsilon_{IV} (L_d + L_a) \frac{h+d}{s} \\ V_5 = V_{IV} & \text{en } d_5, \text{ donde } d_5 = \sqrt{2} \varepsilon_{0.007} (L_d + L_a) \frac{h+d}{s} \\ V_f = 0 & \text{en } d_f, \text{ donde } d_f = \sqrt{2} \varepsilon_{0.01} (L_d + L_a) \frac{h+d}{s} \end{cases} \quad (3.5.9)$$

donde  $\alpha$  es un parámetro calibrado experimentalmente, siendo 0.625 [MPa] para construcción monolítica y 0.5 [MPa] para construcción segmentada,  $b$  es el ancho de la mesa de apoyo en [m],  $k = a/d$ . Por observaciones experimentales se tiene que  $L_a$  se aproxima al ancho del estribo  $b$ .  $s$  es el espaciamiento del refuerzo dentro de la mesa de apoyo.

$$L_d = \frac{d_b f_y}{\beta \sqrt{f'_c}} \quad (3.5.10)$$

donde  $\beta = 2.08$  [MPa] y  $d_b$  es el diámetro de la barra en [mm]. En la Figura 3.22 se muestra esquemáticamente el comportamiento del tope sísmico exterior con falla de tipo tensión diagonal.

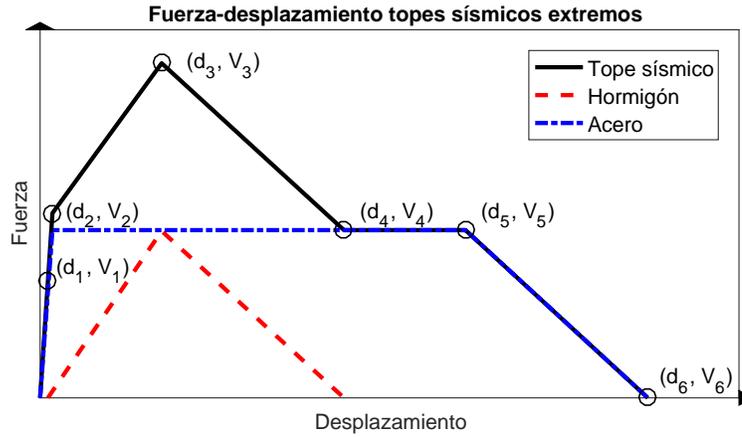


Figura 3.22: Relación fuerza-desplazamiento para toques sísmicos extremos, con falla por tensión diagonal.

Dado que el comportamiento de los toques sísmicos extremos, dependen de las cuantías, solo los toques sísmicos extremos en la cepa del puente Chanco fallarían por tensión diagonal. Las áreas de acero para estos toques según ubicación del refuerzo son:  $A_{s,1} = 1809$  [mm<sup>2</sup>],  $A_{s,2} = 4942$  [mm<sup>2</sup>],  $A_{s,v} = 226$  [mm<sup>2</sup>] y  $A_{s,h} = 226$  [mm<sup>2</sup>], con esto se obtiene que la

resistencia de acero es  $V_s = 2171$  [kN]. El ancho del tope sísmico es  $d = 1.8$  [m] y la altura de la mesa de apoyo es  $h = 1.56$  [m], con lo cual la resistencia del hormigón es de  $V_c = 2160$  [kN]. Los resultados de por niveles de comportamiento se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Puntos de interés de la curva de topes sísmicos extremos en cepa, Puente Chanco.

i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	1,656	6.5
2	2,412	9.5
3	4,537	93.3
4	2,171	233.2
5	2,171	326.5
6	0	466.4

b) **Falla por deslizamiento por corte**

La curva de comportamiento de topes sísmicos extremos que fallan por el mecanismo de deslizamiento por corte se presenta en [49], donde se definen cuatro niveles de fuerza según el deslizamiento en el extremo superior del tope sísmico ( $\Delta$ ), el cual se calcula como

$$\Delta = \theta(R + h) \quad (3.5.11)$$

donde  $\theta$  es el ángulo de giro y  $R$  es el radio de giro.

La curva fuerza-desplazamiento se define considerando el aporte del hormigón y del acero. El hormigón alcanza su máxima resistencia cuando el acero ha alcanzado la fluencia, y pierde la totalidad de resistencia para el término de la meseta de fluencia del acero  $\varepsilon_{uy}$ . El comportamiento del acero se define en cuatro tramos, que dependen de la deformación del acero, la que a su vez se define como una función del giro del tope sísmico según la siguiente relación:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{(\theta(R + m) \cos(\theta))^2 + (m - \theta(R + m) \sin(\theta))^2}}{m} - 1 \quad (3.5.12)$$

donde  $m$  es el largo de acero doblado, que se determina según

$$m = \begin{cases} 100 & \text{para } \varepsilon \leq \varepsilon_{uy} \\ 100 \left( 1 + \left( \frac{10.566d_b + 100}{100} - 1 \right) \frac{\varepsilon - \varepsilon_{uy}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}} \right) & \text{para } \varepsilon_{uy} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ 100 & \text{para } \varepsilon > \varepsilon_u \end{cases} \quad (3.5.13)$$

La curva de comportamiento de topes sísmicos extremos que fallan por deslizamiento por corte con refuerzo en dos capas, queda definida como:

$$V = \begin{cases} 0.2\sqrt{f'_c}A_c\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} + A_sE\varepsilon(\mu \cos(\theta_s) + \sin(\theta_s)) & \text{para } \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ 0.2\sqrt{f'_c}A_c\frac{\varepsilon_{uy} - \varepsilon}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} + A_s\sigma\left(1 - 0.35\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y}\right)(\mu \cos(\theta_s) + \sin(\theta_s)) & \text{para } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{uy} \\ A_s\left(1 - 0.35 - 0.15\frac{\varepsilon - \varepsilon_{uy}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}}\right)(\sigma + k(\varepsilon - \varepsilon_{uy}) + k'(\varepsilon - \varepsilon_u))(\mu \cos(\theta_s) + \sin(\theta_s)) & \text{para } \varepsilon_{uy} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ A_s\left(1 - 0.15\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y}\right)(\sigma + k(\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}) - k'(\varepsilon - \varepsilon_u))(\mu \cos(\theta_s) + \sin(\theta_s)) & \text{para } \varepsilon_u < \varepsilon \leq \varepsilon_{up} \end{cases} \quad (3.5.14)$$

Donde  $\theta_s$  es el ángulo de inclinación del acero que, según relaciones geométricas, se determina como sigue

$$\theta_s = \arctan\left(\frac{\theta(R + m) \cos(\theta)}{m - \theta(R + m) \sin(\theta)}\right) \quad (3.5.15)$$

La curva fuerza-desplazamiento asociada a este tipo de falla se presenta esquemáticamente en la Figura 3.23. Este comportamiento ocurre en los topes sísmicos extremos de los estribos del puente Chanco. Los cuales tienen un área de acero de  $A_s = 3000 \text{ [mm}^2\text{]}$  y un área de hormigón de  $A_c = 1.15 \text{ [m}^2\text{]}$ . Los puntos de interés que definen la curva se presentan en las Tabla 3.5.

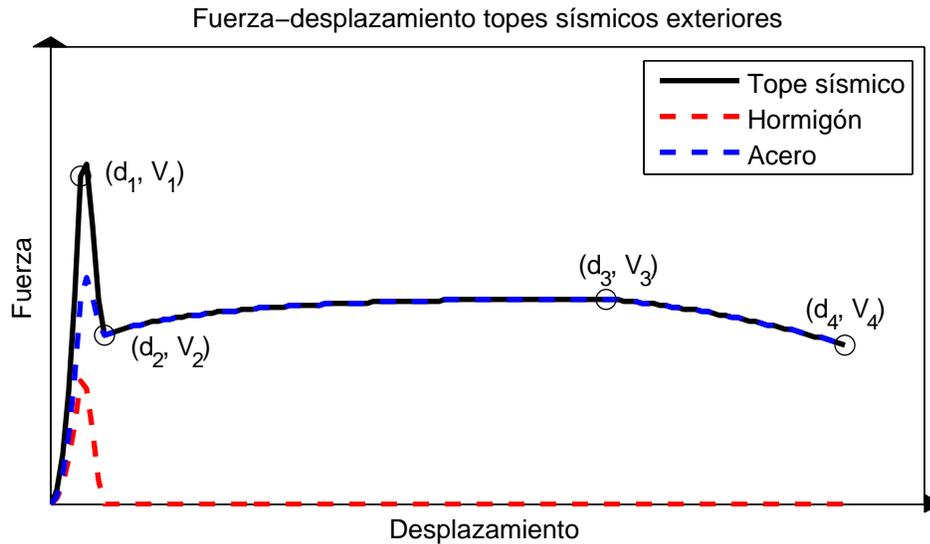


Figura 3.23: Relación fuerza-desplazamiento para topes sísmicos extremos, con falla por deslizamiento por corte.

Tabla 3.5: Puntos de interés de la curva de topes sísmicos extremos en estribos, Puente Chanco.

i	V <sub>i</sub> [kN]	d <sub>i</sub> [mm]
1	1939	7.8
2	764	14.1
3	926	145.7
4	718	208.1

c) **Falla por deslizamiento por fricción**

La ley constitutiva de los topes sísmicos que fallan por deslizamiento por fricción se presenta en [49], donde se definen seis niveles de fuerza ( $V_N$ ) en función del desplazamiento lateral del tope sísmico ( $\Delta$ ). Se calcula considerando el aporte del hormigón ( $V_C$ ) y del acero ( $V_S$ )

La deformación del acero de refuerzo se define como:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\Delta^2 + m^2}}{m} - 1 \quad (3.5.16)$$

donde  $m$  se obtiene de la Ecuación 3.5.13.

La capacidad aportante del acero se define como:

$$V_S = \begin{cases} A_{sv} E \left( \frac{\sqrt{\Delta^2 + m_1^2} - m_1}{m_1 \sqrt{\Delta^2 + m_1^2}} \right) (\Delta + \mu_s m_1) & \text{para } \Delta \leq m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2} \\ \frac{A_{sv} \sigma_y}{\sqrt{\Delta^2 + m_1^2}} (\Delta + \mu_s m_1) & \text{para } m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2} < \Delta \leq m_1 \sqrt{2\varepsilon_{uy} + \varepsilon_{uy}^2} \\ \frac{A_{sv}}{\sqrt{\Delta^2 + m_2^2}} (\sigma_y + k(\varepsilon_u - \varepsilon_{uy})) (\Delta + \mu_s m_2) & \text{para } m_1 \sqrt{2\varepsilon_{uy} + \varepsilon_{uy}^2} < \Delta \leq m_2 \sqrt{2\varepsilon_u + \varepsilon_u^2} \\ \frac{A_{sv}}{\sqrt{\Delta^2 + m_3^2}} (\sigma_y + k(\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}) - k'(\varepsilon - \varepsilon_u)) (\Delta + \mu_s m_3) & \text{para } m_2 \sqrt{2\varepsilon_u + \varepsilon_u^2} < \Delta \leq m_3 \sqrt{2\varepsilon_{up} + \varepsilon_{up}^2} \end{cases} \quad (3.5.17)$$

donde  $\mu_s$  es el coeficiente de fricción de la interface de la mesa de apoyo o estribo y el tope sísmico, se ha determinado como 0.123. La resistencia del hormigón es  $V_C$ , se determina como:

$$V_S = \begin{cases} \frac{2\Delta}{m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2}} V_{Cmax} & \text{para } \Delta \leq \frac{m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2}}{2} \\ \frac{2(m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2} - \Delta)}{m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2}} V_{Cmax} & \text{para } \frac{m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2}}{2} < \Delta \leq m_1 \sqrt{2\varepsilon_y + \varepsilon_y^2} \end{cases} \quad (3.5.18)$$

La curva fuerza-desplazamiento de los topes sísmico que fallas por deslizamiento por fricción se presenta en la Figura 3.24.

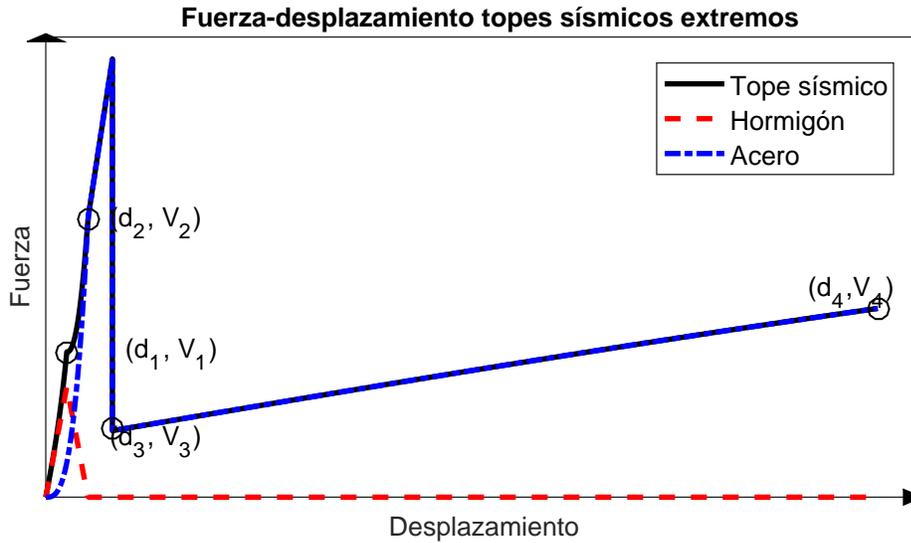


Figura 3.24: Relación fuerza-desplazamiento para topes sísmicos extremos, con falla por deslizamiento por fricción.

(ii) Topes sísmicos intermedios:

La curva de comportamiento de los estribos sísmicos intermedios se describe en [51] y se presenta en la Figura 3.25. La curva inicia en el origen sin carga ni desplazamiento, se considera que comienza a tomar carga para un desplazamiento del 95 % del gap. Luego, de forma lineal alcanza la carga máxima en un desplazamiento igual al gap. La carga máxima se determina, como

$$V_1 = \begin{cases} 5.52A_c; & \text{para } \rho < 0.6 \% \\ 0.2A_c f'_c; & \text{para } \rho \geq 0.6 \% \end{cases} \quad (3.5.19)$$

donde  $\rho$  es la razón de refuerzo. La degradación de carga, designada como  $V_2$  en la Figura 3.25, se determina como un factor  $c$  de la carga máxima y se da para un desplazamiento igual al gap. El valor de  $c$  se determina con la siguiente expresión

$$c = 1.5\alpha - 0.25 \quad (3.5.20)$$

donde  $\alpha$  es la razón de aspecto del tope sísmico. El desplazamiento máximo se da, según resultados empíricos, para 114 [mm]. Este valor se alcanza cuando la carga ha sido completamente degradada.

En Figura 3.25 se muestra la curva fuerza-desplazamiento de manera esquemática. Los puntos que describen la curva se indican en la Tabla 3.6.

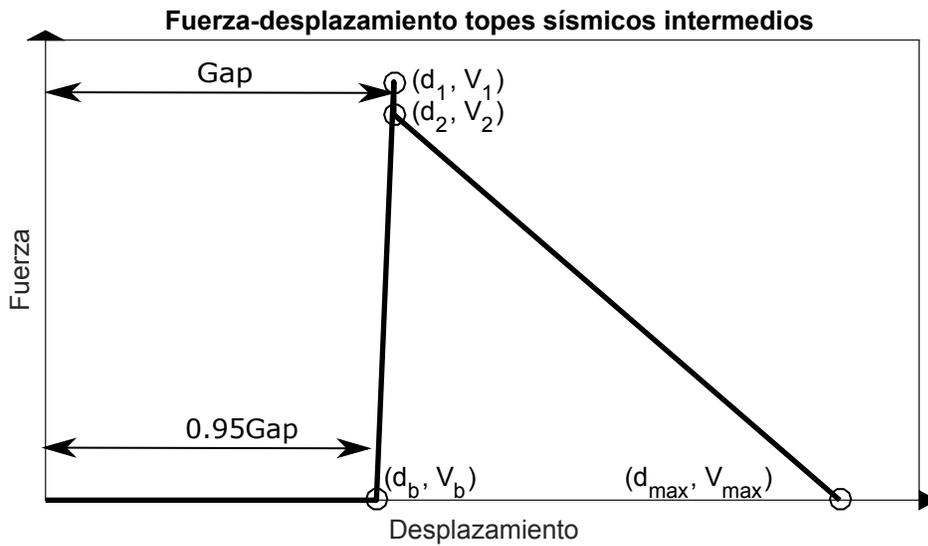


Figura 3.25: Relación fuerza-desplazamiento de topes sísmicos intermedios.

Tabla 3.6: Puntos de interés de la curva de comportamiento de topes sísmicos intermedios, puente Chanco.

(a) Estribos.

i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	0	104.5
2	5,149	110.0
3	4,746	110.0
4	0	114.0

(b) Cepa.

i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	0	104.5
2	5,149	110.0
3	1,931	110.0
4	0	114.0

▪ **Barras antisísmicas:**

La relación fuerza-desplazamiento para barras antisísmicas se determinó según la relación propuesta en [52], obtenida a través de modelos analíticos y resultados empíricos en puentes chilenos. El modelo propuesto es una relación bilineal, que se define con dos puntos y una rigidez de descarga, como se muestra en Figura 3.26. El primer punto  $(d_1, V_1)$  corresponde a un punto experimental, donde se observó un evidente cambio en la curva de fuerza-desplazamiento. Este punto indica un cambio de un comportamiento predominante a flexión a un comportamiento en tensión. El segundo punto  $(d_2, V_2)$  corresponde a una aproximación del máximo desplazamiento y la máxima fuerza alcanzado por los especímenes.

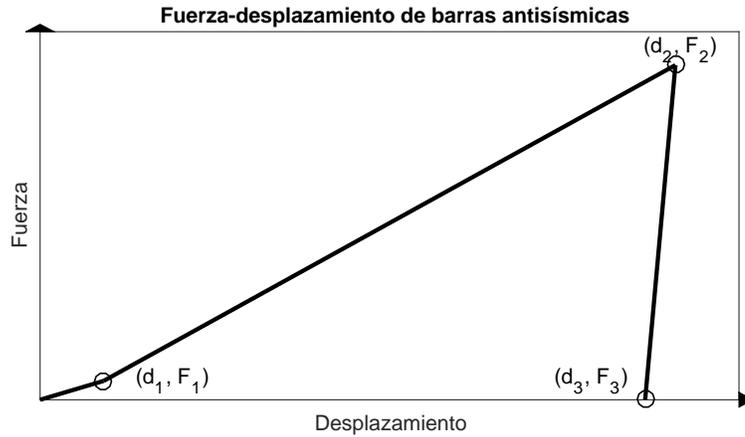


Figura 3.26: Relación fuerza-desplazamiento para barras antisísmicas.

El comportamiento de las barras antisísmicas se define dependiendo de la presencia de travesaños en el puente. La fuerza  $V$  se calcula como

$$V = \gamma f_y^* A_{sb} \quad (3.5.21)$$

donde  $f_y^*$  es el esfuerzo de fluencia real (se recomienda  $1.2f_{ynominal}$ ),  $A_{sb}$  es área total de las barras antisísmicas y  $\gamma$  es un factor adimensional que se define como

$$\gamma = \begin{cases} 0.04; & \text{para } V_1 \text{ con travesaño} \\ 0.71; & \text{para } V_2 \text{ con travesaño} \\ 0.07; & \text{para } V_1 \text{ sin travesaño} \\ 0.37; & \text{para } V_2 \text{ sin travesaño} \end{cases} \quad (3.5.22)$$

El desplazamiento ( $d$ ) de las barras antisísmicas en los puntos de interés se define como

$$d = \begin{cases} 0.1h_l; & \text{para } d_1 \text{ con travesaño} \\ h_l; & \text{para } d_2 \text{ con travesaño} \\ 0.1h_l; & \text{para } d_1 \text{ sin travesaño} \\ 0.5h_l; & \text{para } d_2 \text{ sin travesaño} \end{cases} \quad (3.5.23)$$

donde  $h_l$  es la distancia libre en la barra sísmica. La rigidez de descarga ( $K_d$ ) se define como un factor (determinado por resultados experimentales) de la segunda rigidez de carga ( $K_2$ ).

$$K_d = \begin{cases} 20K_2; & \text{con travesaño} \\ 15K_2; & \text{sin travesaño} \end{cases} \quad (3.5.24)$$

Tabla 3.7: Puntos de interés que describen la curva de comportamiento de barras antisísmicas.

(a) Puente Chanco.			(b) Puente Las Mercedes.		
i	V <sub>i</sub> [kN]	d <sub>i</sub> [mm]	i	V <sub>i</sub> [kN]	d <sub>i</sub> [mm]
1	19	10.0	1	9	141.0
2	345	100.0	2	46	493.5
3	0	95.2	3	0	464.5

▪ **Suelo de relleno y alas de estribo:**

El comportamiento del sistema estribo y suelo de relleno en dirección transversal es idéntico al comportamiento en dirección longitudinal (ver Sección 3.5.3). Sin embargo, se deben multiplicar las fuerzas por un factor de 8/9, según se indica en [48].

Para el puente Chanco, los valores de interés que describen la curva fuerza-desplazamiento se presentan en la Tabla 3.8 y se presenta esquemáticamente en Figura 3.19.

Tabla 3.8: Puntos de interés que describen la curva de comportamiento del sistema estribo y suelo de relleno. Puente Chanco.

i	V <sub>i</sub> [kN]	d <sub>i</sub> [mm]
1	0	120.0
2	5293	136.6

▪ **Pilotes:**

En el puente Chanco se considera el mismo comportamiento que en la dirección longitudinal (Sección 3.5.3), rigidez lineal de 7 [kN/mm] por pilote, como se indica en [42].

Al igual que en la dirección longitudinal, se considera modelar el estribo del puente Las Mercedes como un elemento fijo.

### 3.6. Modelo simplificado con elastómeros

Se realiza un modelo simplificado con la finalidad de obtener un acercamiento a los periodos que se esperan obtener del software de elementos finitos. El periodo se determina como

$$T = 2\pi\sqrt{M/K} \tag{3.6.1}$$

donde  $M$  corresponde a la masa del puente y  $K$  es la rigidez del puente.

El modelo simplificado se idealiza como un sistema de un grado de libertad. Este incluye un elemento que tiene las propiedades de las columnas en la cepa, y elementos que tienen las propiedades de los apoyos elastoméricos en la cepa y los estribos.

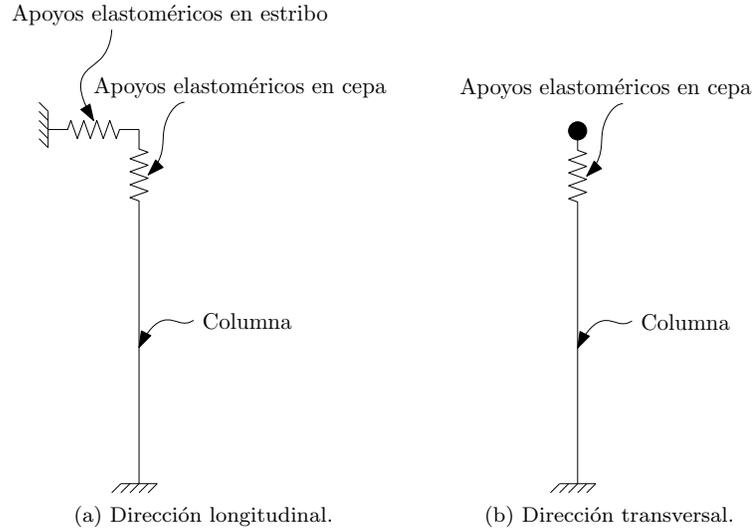


Figura 3.27: Modelo de puente simplificado.

- Dirección longitudinal:** El sistema de un grado de libertad se forma, como se muestra en Figura 3.27a, con el sistema de columnas de la cepa en serie con los apoyos elastoméricos de la cepa y este sistema en paralelo con los apoyos elastoméricos de los estribos [53].

En este análisis la masa del modelo equivalente se determina como la masa del tablero más la mitad de la masa de las columnas, según lo indicado en [53]. La rigidez de la cepa corresponde a la rigidez de las columnas,  $k_{columna} = n_{columnas} \cdot 3EI/H^3$ , en serie con la rigidez de los apoyos elastoméricos,  $k_{apoyoscepa} = n_{apoyoscepa}GA/h$ . La rigidez en serie es:

$$k_{cepa} = \frac{k_{columna} \cdot k_{apoyoscepa}}{k_{columna} + k_{apoyoscepa}} \quad (3.6.2)$$

La rigidez del puente en la dirección longitudinal se compone de la rigidez de los apoyos elastoméricos en los estribos,  $k_{apoyosestribos} = n_{apoyosestribos}GA/h$ , en paralelo con la rigidez de la cepa  $k_{cepa}$ , y viene dada por

$$K_{longitudinal} = k_{cepa} + k_{apoyosestribos} \quad (3.6.3)$$

- Dirección transversal:** La determinación del periodo transversal se realiza considerando solo el aporte de la cepa, como se muestra en Figura 3.27b.

La masa del modelo equivalente se determina como la mitad de la masa del tablero más la mitad de la masa de las columnas. La rigidez transversal se determina como la de los

apoyos elastoméricos de la cepa  $k_{apoyoscepa} = n_{apoyoscepa}GA/h$  en paralelo con la de las barras antisísmicas,  $k_{cepa} = k_{apoyoscepa} + k_{barras}$ , y esta última en serie con la rigidez de las columnas. Se considera que las columnas actúan en paralelo entre sí, ligadas en la parte superior por la viga cabezal que se asume infinitamente rígida; luego, la rigidez del conjunto de columnas viene dada por  $k_{columna} = n_{columnas} \cdot 12EI/H^3$ . Así, se tiene:

$$K_{transversal} = \frac{k_{columna} \cdot k_{cepa}}{k_{columna} + k_{cepa}} \quad (3.6.4)$$

Los periodos en segundos para ambos puentes se resumen en la Tabla 3.12.

Tabla 3.9: Periodos en [s] de los puentes determinados con modelo simplificado

	Chanco	Las Mercedes
Transversal	0.699	0.595
Longitudinal	0.555	0.825

### 3.7. Modelos rígidos y flexibles

Antes de realizar el modelo completo del puente en un software de elementos finitos, es recomendable hacer modelos simplificados del puente con rigideces extremas en software de elementos finitos, incluyendo columnas, estribos, apoyos elastoméricos y tablero, para conocer previo al modelo completo, el rango de respuesta en el que se espera que responda el puente. Se proponen los siguientes modelos:

- Modelo rígido se modelan los estribos como fijos. Se consideran estribos y cepa monolíticos (ver Figura 3.28a).
- Modelo semi-rígido se modelan los estribos como fijos. Se incluyen los apoyos elastoméricos en estribos y cepas (ver Figura 3.28b).
- Modelo semi-flexible se modelan los estribos como apoyos rotulados. Se consideran estribos y cepa monolíticos (ver Figura 3.28c).
- Modelo flexible se modelan los estribos como apoyos rotulados. Se incluyen los apoyos elastoméricos en estribos y cepas (ver Figura 3.28d).

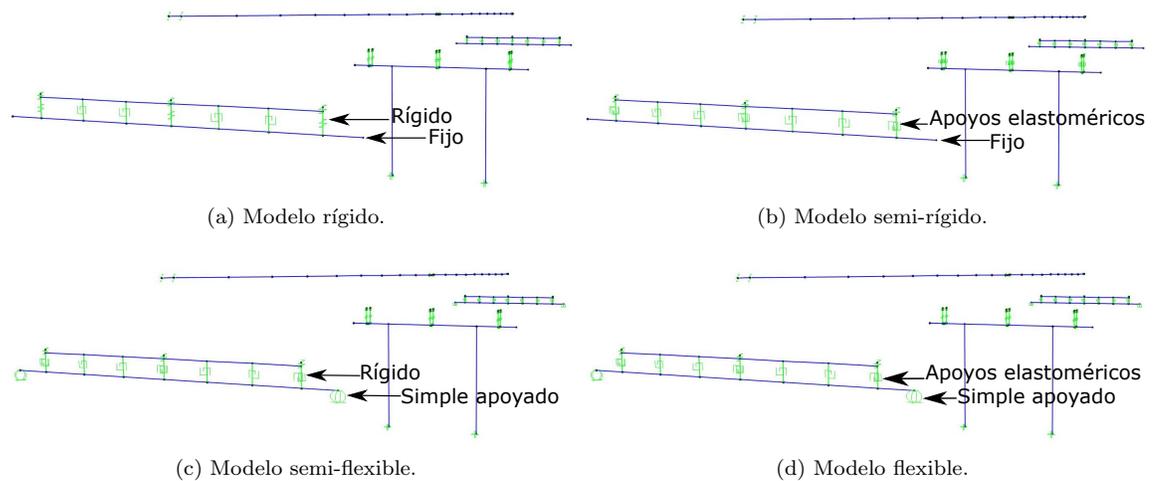


Figura 3.28: Modelos de rigideces extremas.

Los tres primeros periodos ( $T_1$ ,  $T_2$  y  $T_3$ ) para cada modelo propuesto se muestran en la Tabla 3.10a para Puente Chanco y en la Tabla 3.10b para Puente Las Mercedes.

Tabla 3.10: Periodos para modelos simplificados de puentes.

(a) Puente Chanco.				(b) Puente Las Mercedes.			
Modelo	$T_1$ [s]	$T_2$ [s]	$T_3$ [s]	Modelo	$T_1$ [s]	$T_2$ [s]	$T_3$ [s]
Rígido	0.160	0.158	0.118	Rígido	0.222	0.146	0.131
Semi-rígido	0.623	0.619	0.227	Semi-rígido	0.606	0.562	0.249
Semi-flexible	2.319	0.806	0.752	Semi-flexible	0.700	0.475	0.403
Flexible	2.471	1.243	1.212	Flexible	0.787	0.750	0.249

### 3.8. Demanda sísmica

En esta sección se presentan los distintos escenarios de demanda sísmica que se considerarán en el diseño de las riostras restringidas al pandeo. A modo de comparación, se utilizan tanto el espectro de diseño de la normativa chilena como diez espectros de pseudo-aceleraciones obtenidos de los registros del Terremoto del Maule.

#### 3.8.1. Espectro de diseño del Manual de Carreteras

El espectro de diseño se obtiene siguiendo el procedimiento del Manual de Carreteras [1], que tiene una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (periodo de retorno de 475 años). Para

obtener las cargas sísmicas del análisis elástico se usa el método Modal Espectral. El Manual de Carreteras indica que se requiere conocer la Aceleración Efectiva Máxima del Suelo ( $A_0$ ), la Clasificación por Importancia ( $CI$ ) y el Coeficiente de Suelo ( $S$ ).

La Aceleración Efectiva Máxima del Suelo se determina según la zonificación sísmica chilena indicada en la NCh433 [17]. La Clasificación por Importancia depende de la clasificación de Dirección de Vialidad: si el puente se clasifica como esencial toma un valor igual a uno, de lo contrario toma valor dos; con este valor se obtiene  $K_1$ , desde la Tabla 3.1004.309(1).A. El tipo de Suelo se clasifica según el perfil del suelo descrito en Tabla 3.1004.308.B del Manual de Carreteras. El coeficiente de suelo  $S$ , se determina de Tabla 3.1004.308.B. Además, las constantes espectrales  $T_1$  y  $K_2$  se encuentran en Tabla 3.1004.309(2).A, según el valor del coeficiente de Suelo,  $S$ . Cabe mencionar que el tipo de suelo en el Manual de Carreteras va desde Tipo I hasta Tipo IV, clasificación que no es coincidente con de la norma de Diseño Sísmico de Edificios que agrupa el suelo en 5 categorías que van de Tipo A a Tipo E.

La aceleración del modo  $m$ ,  $S_a(T_m)$ , se obtiene del siguiente espectro de aceleración de diseño:

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1.5K_1SA_0; & \text{si } T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1K_2SA_0}{T_m^{2/3}}; & \text{si } T_1 < T_m \end{cases} \quad (3.8.1)$$

Para el puente Chanco, que se ubica en zona sísmica 2,  $A_0 = 0.3$  [g]. Se considera este puente como esencial, lo que se traduce en una clasificación por importancia de  $CI = I$ . El coeficiente de suelo es  $S = 1.2$ , dado que el perfil estatigráfico clasifica como suelo tipo III.

El puente Las Mercedes se ubica en la zona sísmica 2, por lo que  $A_0 = 0.3$  [g]. Se considera este como Puente Esencial, con lo que se clasifica por importancia como  $CI = I$ . El tipo de suelo en el cual está fundado es tipo III, por lo que  $S = 1.2$ .

El espectro de diseño para ambos puentes es idéntico y se presenta en la Figura 3.29.

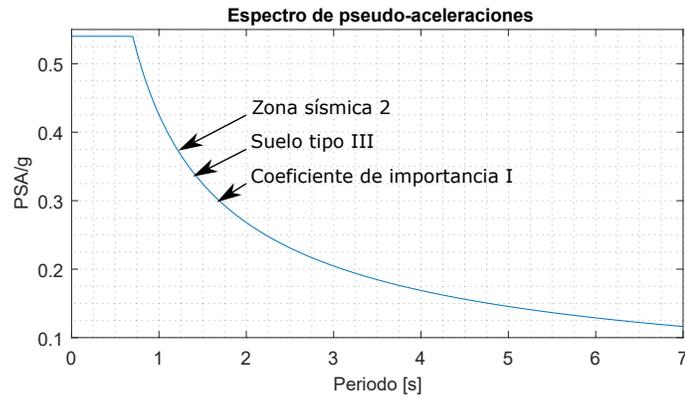


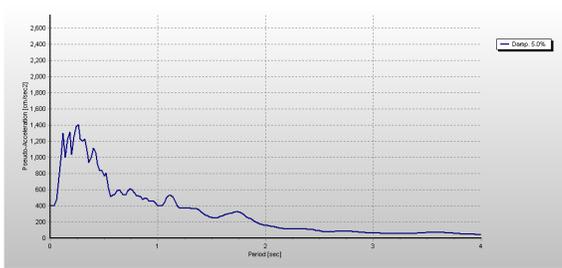
Figura 3.29: Espectro de diseño de aceleraciones para ambos puentes.

### 3.8.2. Espectros del Terremoto del Maule

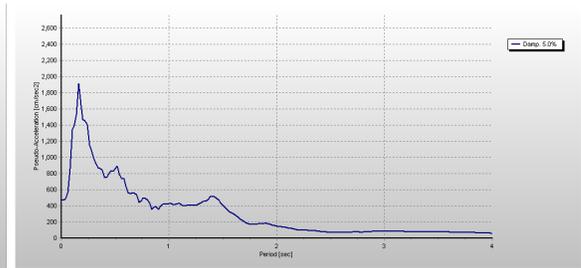
Las verificaciones de diseño se realizan con diez espectros, generados de registros sísmicos que permanecen en una base digital de datos de los movimientos sísmicos chilenos, a cargo de la Universidad de Chile [54]. Se tomaron ambas componentes horizontales de los registros correspondientes al Terremoto del Maule del 2010. Las estaciones estudiadas están ubicadas a distintas distancias del epicentro y abarcan un amplio rango de PGA, desde 0.218 [g] hasta 0.640 [g], necesarios para realizar el análisis. La caracterización de los registros se indica en Tabla 3.11. Los registros se procesaron en el software SeismoSignal [55], que permite obtener el espectro elástico de respuesta para los registros ingresados. El espectro para las cinco estaciones analizadas, se presenta en Figura 3.30 como pseudo-aceleración [cm/s] versus periodo [s], para un amortiguamiento de 5 %.

Tabla 3.11: Registros utilizados del Terremoto del Maule.

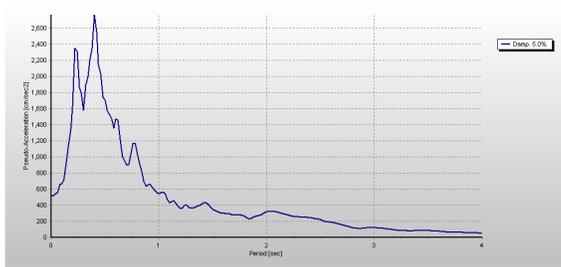
Región	Localidad	Estación	Componente	PGA [g]	Duración efectiva[s]
VII	Curicó	Curicó	Este - Oeste	0.409	52
			Norte - Sur	0.470	50
VII	Constitución	Constitución	Longitudinal	0.552	60
			Transversal	0.640	62
RM	Santiago	Santiago Centro	Longitudinal	0.218	35
			Transversal	0.309	34
V	Viña del Mar	Viaducto Marga -Marga (El Salto)	Este - Oeste	0.338	34
			Norte - Sur	0.351	30
V	Llolleo	Llolleo	Longitudinal	0.319	36
			Transversal	0.564	32



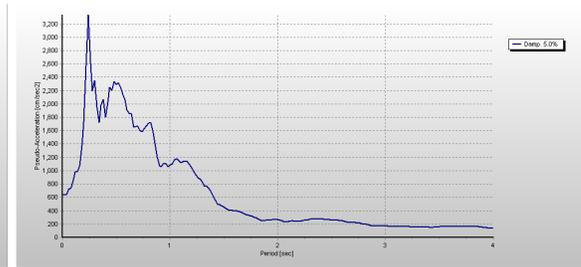
(a) Espectro Curico componente EW.



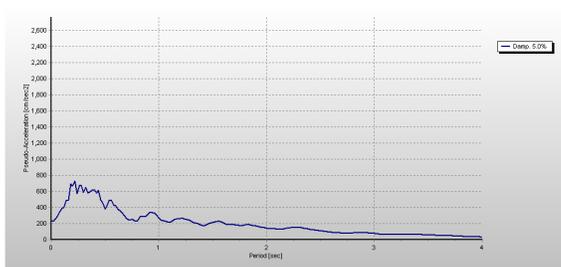
(b) Espectro Curico componente NS.



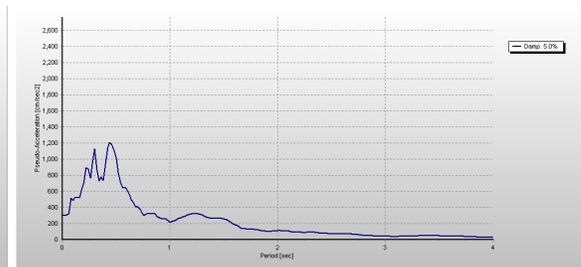
(c) Espectro Constitución componente Longitudinal.



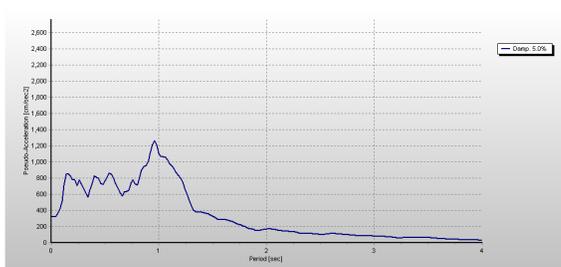
(d) Espectro Constitución componente Transversal.



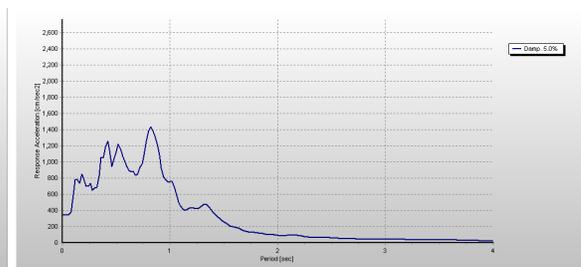
(e) Espectro Santiago componente Longitudinal.



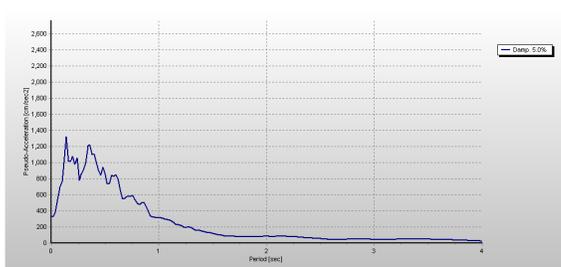
(f) Espectro Santiago componente Transversal.



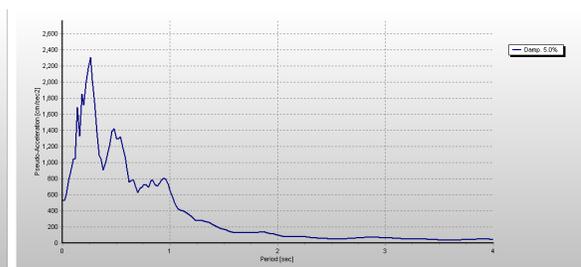
(g) Espectro Viña del Mar componente EW.



(h) Espectro Viña del Mar componente NS.



(i) Espectro Lollolo componente Longitudinal.



(j) Espectro Lollolo componente Transversal.

Figura 3.30: Espectros de respuesta.

En las Figuras 3.31 y 3.32 se muestran todos los espectros generados, para tener una idea preliminar de la mayor o menor influencia de los distintos registros en la respuesta de los puentes en estudio. La gráfica se muestra para el rango de periodos de interés para las estructuras a analizar, según lo obtenido en la sección 3.7.

Las líneas verticales indican el periodo fundamental de cada puente, según lo obtenido en sección 3.6. Con esto, se puede deducir preliminarmente que las mayores sollicitaciones para ambos puentes vienen dadas por el Espectro de Constitución en dirección transversal, y luego Viña del Mar Norte-Sur junto a Constitución Longitudinal.

Estos resultados muestran que no necesariamente a medida que la estructura se aleja del epicentro, disminuye la demanda, porque es una variable que también depende del periodo fundamental de la estructura. Tampoco las mayores demandas en la estructura, se correlacionan con los mayores PGA.

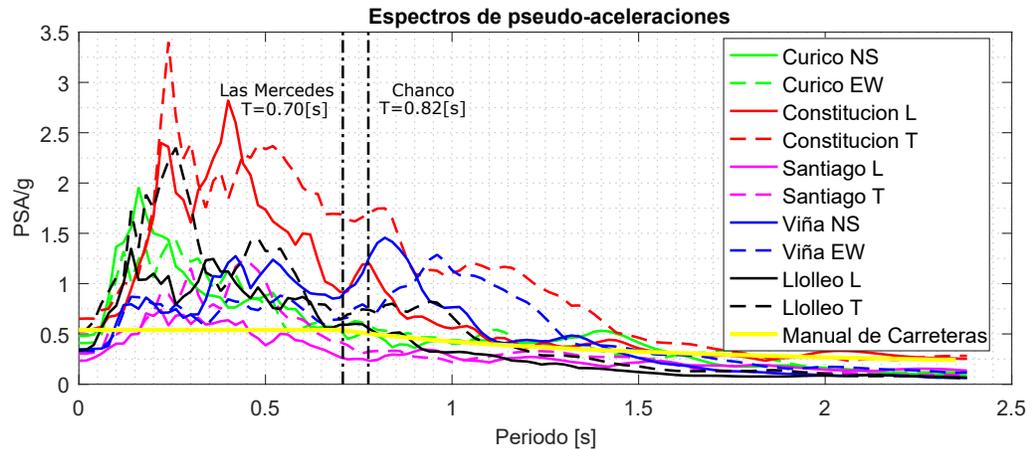


Figura 3.31: Espectros de pseudo-aceleración en el rango de periodos de interés.

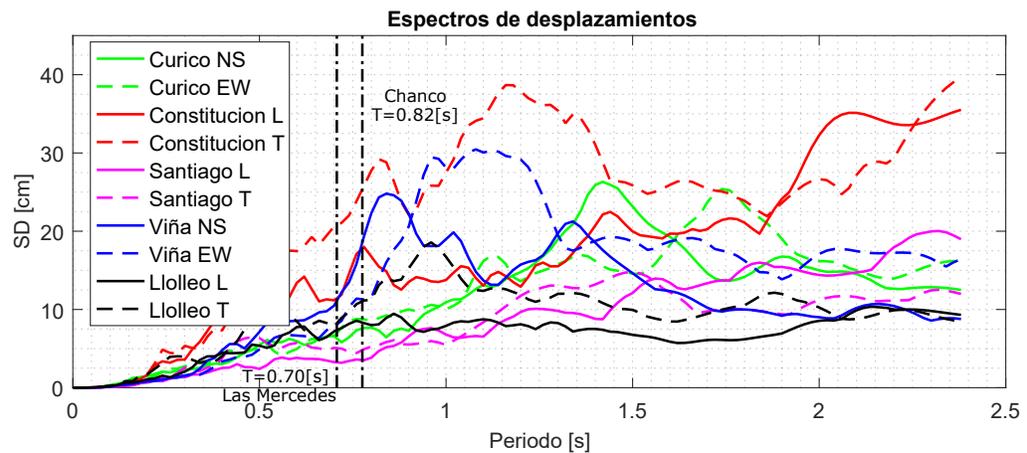


Figura 3.32: Espectros de desplazamientos en el rango de periodos de interés.

### 3.9. Respuesta del modelo del Puente Chanco

El puente Chanco descrito en la sección 3.1 se modeló mediante software de elementos finitos. El esquema del modelo del puente se muestra en la Figura 3.33.

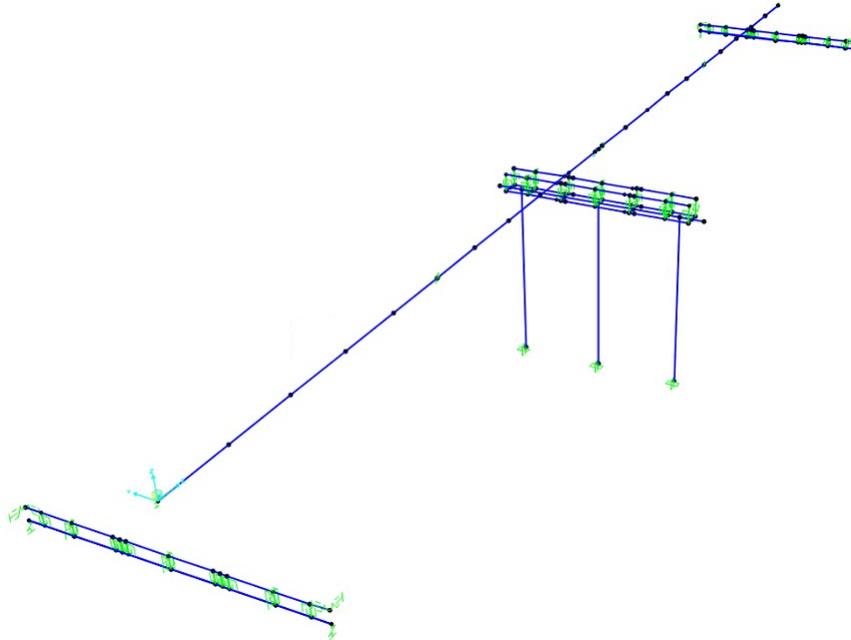


Figura 3.33: Modelo de Puente Chanco en software de elementos finitos.

Se realizó un análisis modal espectral, con el que se obtuvieron los periodos de los correspondientes modos de vibrar. Para el primer modo se obtiene  $T_1 = 0.78$  [s] correspondiente a un movimiento transversal, como se muestra en la Figura 3.34a. El segundo modo tiene un periodo  $T_2 = 0.56$  [s] asociado a un movimiento longitudinal, como se aprecia en la Figura 3.34b. El tercer modo de vibrar tiene un periodo  $T_3 = 0.29$  [s], asociado a un movimiento transversal de la cepa, como muestra la Figura 3.34c.

Al comparar los periodos obtenidos del análisis modal con los modelos de rigideces extremas (Sección 3.7), se verifica que los periodos de los tres primeros modos están dentro de los rangos obtenidos con estos últimos.

Se comparan los periodos obtenidos mediante el software de elementos finitos en la dirección longitudinal y la transversal con los análisis con modelos simplificados (Sección 3.6). Los errores porcentuales de los periodos se muestran en la Tabla 3.12. Los periodos obtenidos con el método simplificado y el análisis del puente modelado en software de elementos finitos son cercanos, el mayor error es de 10.7% para la dirección transversal y es destacable en la dirección longitudinal donde se obtiene un error de 0.4%. De aquí se puede desprender que el método simplificado es una buena aproximación inicial, siempre y cuando se consideren todos los elementos que tengan un aporte importante de rigidez.

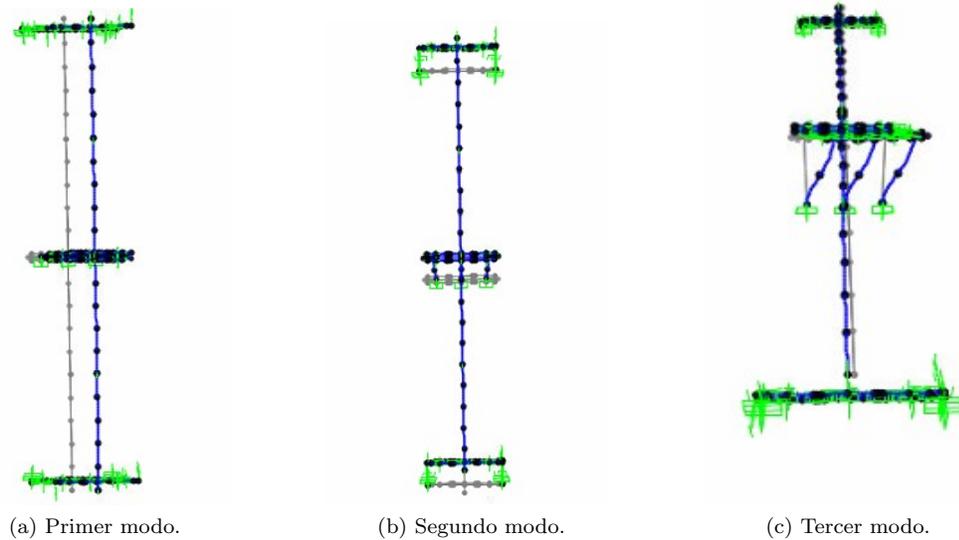


Figura 3.34: Primeros modos de vibrar según el modelo del Puente Chanco.

Tabla 3.12: Error en los cálculos de periodos entre software y modelo simplificado en puente Chanco

Modo	Software [s]	Simplificado [s]	Error [%]
Transversal	0.783	0.699	10.7
Longitudinal	0.557	0.555	0.4

### 3.9.1. Curva pushover

La curva pushover de una estructura, o curva de capacidad, se genera mediante un análisis estático no lineal. Este consiste en la aplicación de una carga puntual en el centro del tablero del puente, que se incrementa monótonicamente hasta alcanzar la falla global de la estructura, o bien hasta alcanzar algún criterio de falla en los elementos estructurales. El punto de control corresponde a aquel punto en que se miden los desplazamientos generados por la carga monotónica. En los puentes analizados, este se encuentra en la mitad de la luz del elemento longitudinal que representa al tablero.

El comportamiento no lineal de la estructura se representa mediante relación fuerza-desplazamiento asignadas a cada elemento, las cuales se indicaron en detalle en el Capítulo 3.

La curva pushover del puente Chanco en dirección longitudinal se muestra en la Figura 3.35. Esta curva presenta dos puntos en que el comportamiento cambia considerablemente. Estos son:

- Posterior al Punto 1 se aprecia un aumento significativo en la rigidez del sistema. Este cambio se produce a un desplazamiento lateral igual a 62 [mm] en la curva pushover. Este desplazamiento coincide con el cierre del gap entre el tablero y el estribo. Físicamente, indica que comienza a actuar el sistema estribo y suelo de relleno.
- El Punto 2 se alcanza a un desplazamiento lateral del tablero aproximadamente igual a 84 [mm], y a 81 [mm] en el sistema estribo-suelo de relleno. La relación fuerza-desplazamiento de este sistema indica que deja de aportar rigidez al desplazarse 79 [mm], lo cual explica la disminución de rigidez en la curva de capacidad. Cabe mencionar que, en este punto, el desplazamiento relativo entre la subestructura y superestructura es menor a 10 [mm], por lo que no se alcanza la fluencia de los apoyos elastoméricos.

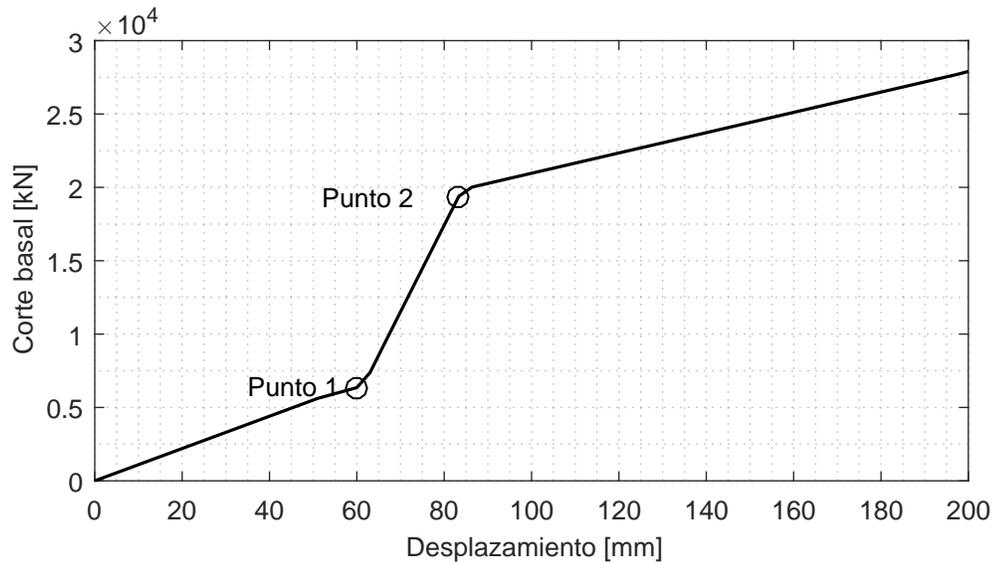


Figura 3.35: Análisis estático no lineal Puente Chanco en dirección longitudinal.

La curva pushover que describe la capacidad del puente en dirección transversal se muestra en la Figura 3.36. Al cargar el puente en la dirección transversal se aprecia que el tablero se desplaza, en la cepa se experimenta mayor desplazamiento que en los estribos. Por esto el desplazamiento que sufre el punto de control es mayor que el desplazamiento en los estribos.

En la curva de la Figura 3.36 se aprecian cuatro cambios de rigidez.

- En el Punto 1 ocurre la fluencia de los apoyos elastoméricos ubicados en los estribos. Entre el Punto 1 y el Punto 2 fluyen el resto de los apoyos elastoméricos.
- El Punto 2 se alcanza a un desplazamiento de 113 [mm] en el punto de control, que corresponde a 110 [mm] de desplazamiento del tablero en los estribos. En este punto, se produce el cierre de la apertura (gap) en el estribo. Por lo tanto, el punto 2 indica dónde comienza a actuar el sistema estribo y suelo de relleno, que significa un aumento de la rigidez de la curva de pushover.
- El Punto 3 corresponde a 148 [mm] de desplazamiento en la curva de pushover. En este punto se inicia la rotulación de las columnas, por lo que disminuye su aporte a la rigidez al sistema.
- El Punto 4, se alcanza a un desplazamiento lateral de la cepa igual a 107 [mm], equivalente a 104 [mm] en los estribos. Con estos desplazamientos se cierra el gap de los topes sísmicos y comienzan a aportar rigidez, lo que explica el aumento de rigidez global del sistema.

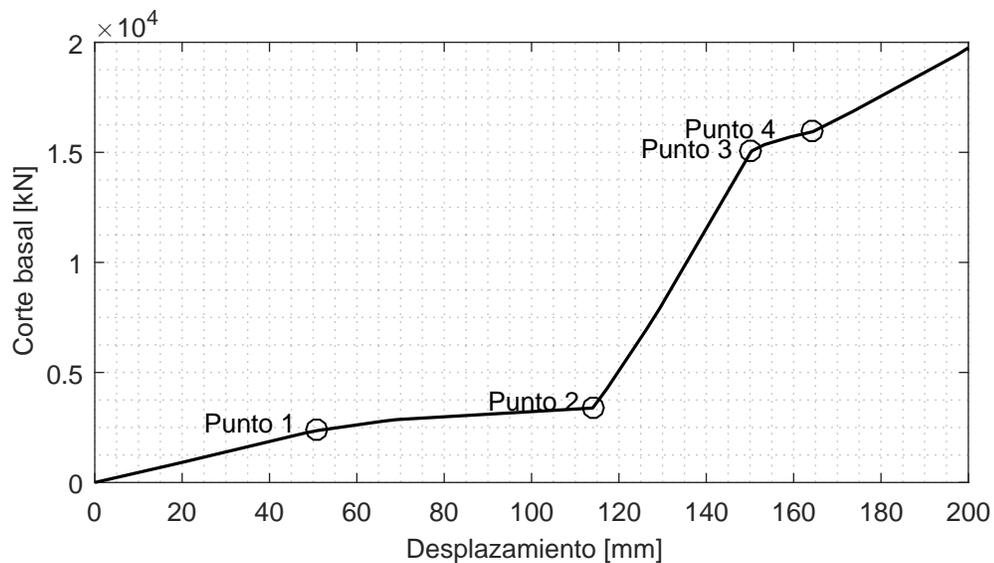


Figura 3.36: Análisis estático no lineal en Puente Chanco en dirección transversal.

### 3.9.2. Punto objetivo o de desempeño

Los puntos objetivo o de desempeño se obtienen con la metodología gráfica propuesta en la norma ATC-40 [56], en el que se determina la capacidad de la estructura y la demanda sísmica reducida en términos de su espectro elástico de respuestas, que se conoce como ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra). Con la intersección de ambas curvas se obtiene el punto objetivo, que corresponde al máximo desplazamiento que alcanzaría la estructura para esa demanda sísmica en particular.

- Espectro de capacidad

La curva de capacidad se presenta como corte basal-desplazamiento, y se requiere convertir a un espectro de capacidad quedando en coordenadas de aceleración espectral-desplazamiento espectral, como se puede apreciar en la Figura 3.37. Cada punto de la curva se debe transformar usando las siguientes ecuaciones [56]:

$$S_{a,i} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \tag{3.9.1}$$

$$S_{d,i} = \frac{\Delta_i}{PF_1 \cdot \phi_1} \tag{3.9.2}$$

donde  $S_{a,i}$  es la aceleración espectral y  $S_{d,i}$  es el desplazamiento espectral.  $\alpha_1$  y  $PF_1$  son los coeficientes de masa modal y partición modal del modo fundamental de la estructura respectivamente.  $\Delta$  es el desplazamiento en el tablero,  $\phi_1$  es la amplitud del modo 1,  $V$  es la fuerza de corte en la base y  $W$  es el peso muerto más carga viva.

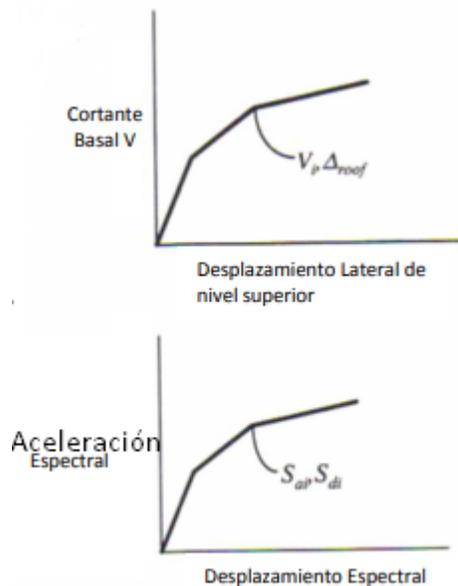


Figura 3.37: Conversión a espectro de capacidad.

▪ Espectro de demanda

Los espectros de demanda generalmente y los estudiados en este documento se presentan en aceleración espectral y periodo, para los cual se requiere realizar una conversión para pasarlo al plano espectral (ADRS) como se muestra en la Figura 3.38. La conversión se realiza con la siguiente expresión:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d \quad (3.9.3)$$

donde  $S_{di}$  es el desplazamiento del modo  $i$ ,  $T_i$  es el periodo del modo  $i$ ,  $C_d$  es el factor de ampliación de desplazamiento elástico,  $A_0$  es la aceleración de sitio y  $\alpha$  es el factor de ampliación.

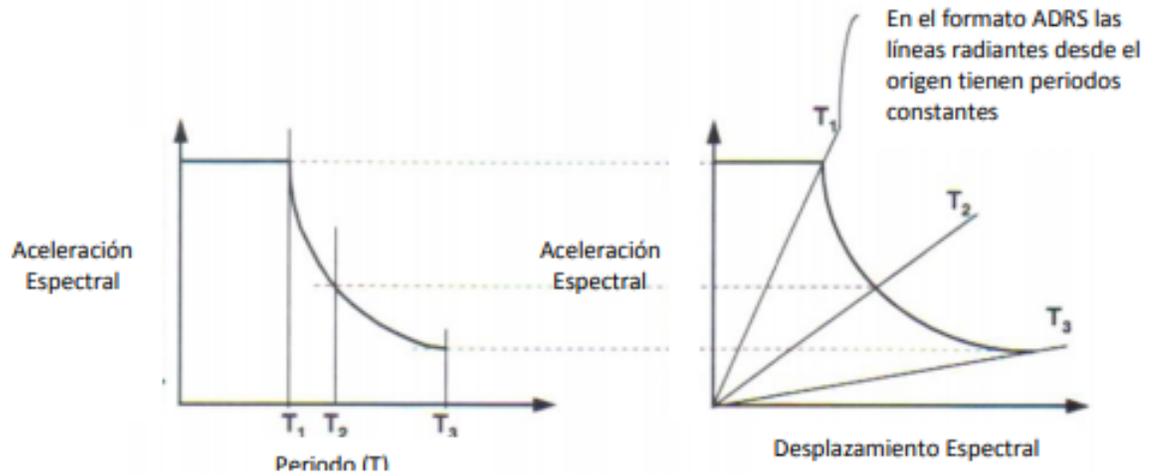


Figura 3.38: Conversión a espectro de demanda.

Para reducir el espectro creado con un 5% de amortiguamiento es necesario calcular el amortiguamiento efectivo en la estructura, para lo que se debe fabricar una representación bilineal del espectro de capacidad (ver Figura 3.39). Se inicia escogiendo un punto 1 ( $a_{p,1}, d_{p,1}$ ) con el cual se utiliza como el inicio del proceso iterativo, luego el punto 2 ( $a_{p,2}, d_{p,2}$ ) y así sucesivamente hasta terminar la iteración.

El amortiguamiento efectivo se calcula como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.9.4)$$

donde  $\beta_{eq}$  es el amortiguamiento equivalente viscoso,  $\beta_0$  es el amortiguamiento hysterético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente y 0.05 corresponde al amortiguamiento viscoso inherente de la estructura. El  $\beta_0$  se determina como

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.9.5)$$

donde  $E_D$  es la disipación de energía por amortiguamiento de la estructura en un ciclo de mo-

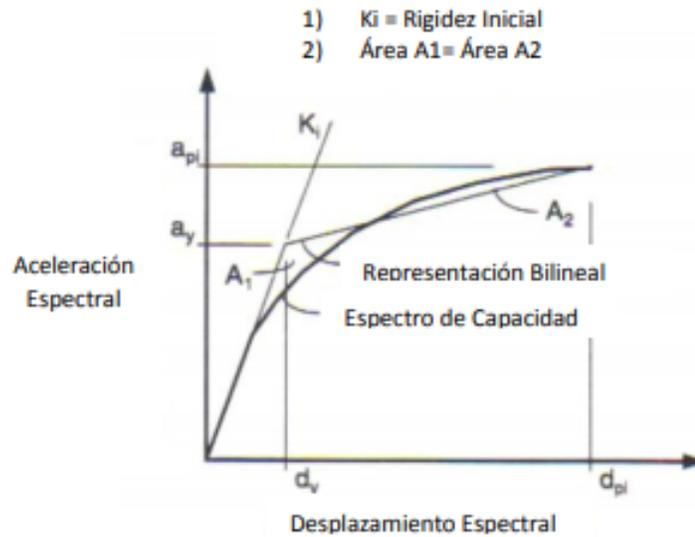


Figura 3.39: Derivación de amortiguamiento para espectro reducido.

imiento y  $E_{So}$  es la máxima energía de deformación asociada con el ciclo de movimiento. Estos términos se clarifican en la Figura 3.40.

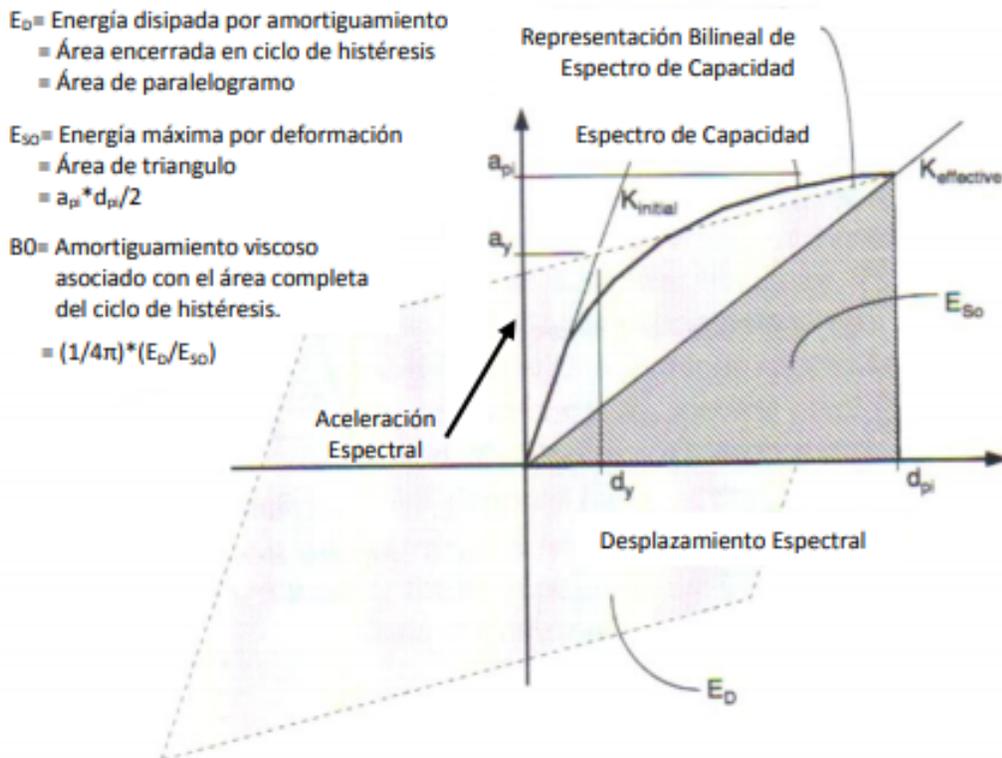


Figura 3.40: Derivación de amortiguamiento para espectro reducido.

Con el amortiguamiento de la estructura se ingresa a la Tabla 8-3 del ATC40 [56] para determinar el factor de reducción de espectro.

- Punto objetivo

El proceso iterativo para la obtención del punto objetivo se resume en los siguientes pasos:

1. Obtener el espectro de respuesta elástico.
2. Convertir la curva de capacidad en curva de espectro de capacidad.
3. Graficar ambas curvas en el plano espectral.
4. Comienza la iteración con un punto inicial  $(a_{p,1}, d_{p,1})$ .
5. Generar la representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reducción del espectro de demanda. La representación bilineal del espectro de capacidad se realiza de forma que el área bajo y sobre la curva de capacidad sean iguales.
6. Calcular los factores de reducción espectral.
7. Generar el espectro de demanda reducido y dibujarlo sobre el mismo gráfico.
8. Determinar si la intersección entre el espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad está dentro del intervalo de tolerancia. La Norma ATC40, recomienda el rango:  $0.95d_{p,i} \leq d_{p,i} \leq 1.05d_{p,i}$ . Si esta dentro de la tolerancia entonces el punto  $(a_{p,i}, d_{p,i})$  será el punto objetivo. Si esto no ocurre, se debe regresar al punto 4, seleccionar un nuevo punto de prueba y volver a iterar hasta encontrar un  $d_{p,i}$  dentro de la tolerancia.

En el análisis de los puentes en estudio se determina el punto objetivo con cada espectro, para calcular el desempeño de los elementos estructurales, con el objetivo de confirmar que las deformaciones locales en los elementos estructurales sean menores que los límites definidos (ver Sección 5.5), para el punto objetivo calculado.

La Figura 3.41 muestra la curva de capacidad del puente Chanco en la dirección longitudinal, con los puntos objetivo obtenidos con los espectros presentados en la Sección 3.8. En esta figura se puede apreciar que los mayores desplazamientos se obtienen para los registros de Constitución, Llolleo en dirección transversal, y Viña del Mar en dirección norte-sur. El espectro que indica el Manual de Carreteras induce una de las menores demandas, incluso permitiendo que el estribo no alcance a actuar.

De los espectros analizados, con ninguno se alcanza el desplazamiento asociado a la disminución en la rigidez del sistema.

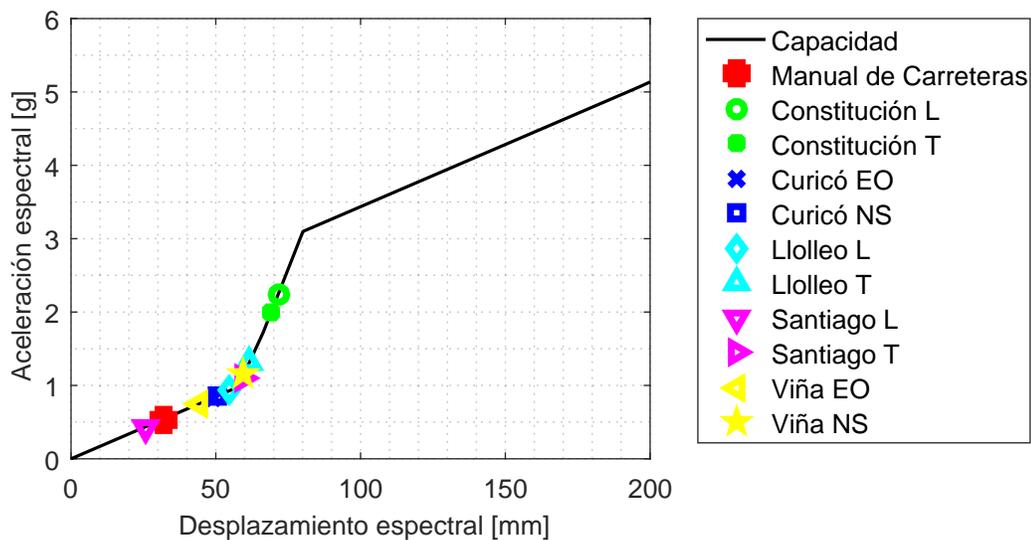


Figura 3.41: Puntos objetivos en Puente Chanco en dirección longitudinal.

Los puntos objetivo en dirección transversal se muestran en la Figura 3.42. En esta figura se observa que diez espectros generan una alta demanda de desplazamiento, llevando teóricamente al puente más allá de la fluencia de los apoyos elastoméricos (incluyendo el espectro del Manual de Carreteras). El espectro de Santiago en la dirección longitudinal es el único que induce una demanda que mantiene al puente en el rango lineal, aunque cercano al inicio de la fluencia de los apoyos elastoméricos.

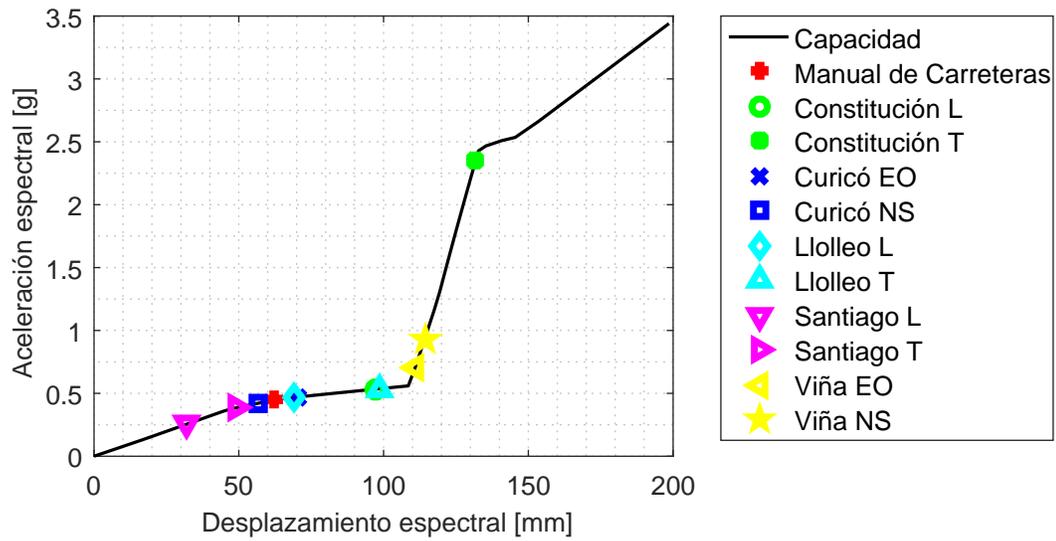


Figura 3.42: Puntos objetivos en Puente Chanco en dirección transversal

### 3.10. Respuesta del modelo del Puente Las Mercedes

El puente Las Mercedes fue descrito en la Sección 3.2. El modelo se construyó en un software de elementos finitos, cuyo esquema se aprecia en Figura 3.43.

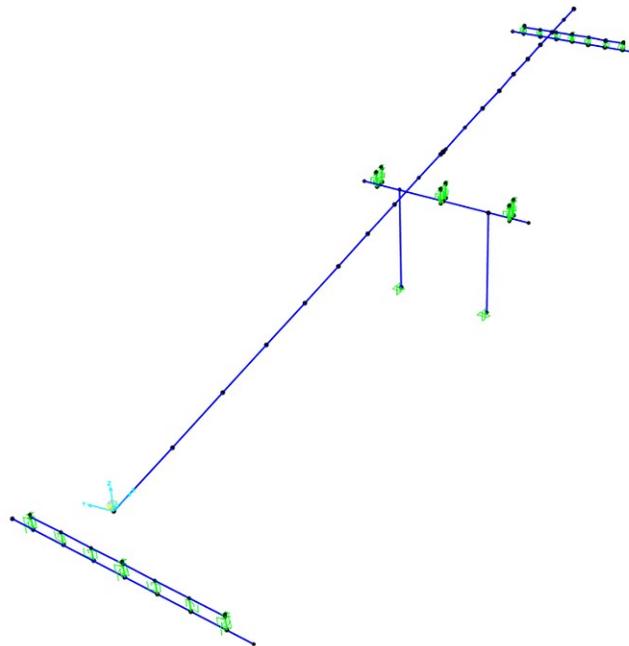


Figura 3.43: Modelo de Puente Las Mercedes en software de elementos finitos.

Del análisis modal se obtiene que los primeros modos de vibrar no son puramente longitudinales o transversales debido al esviaje del puente. El primer modo corresponde a un movimiento orientado predominantemente en el sentido longitudinal del puente (ver Figura 3.44a), con un periodo  $T_1 = 0.629$  [s]. El segundo modo de vibrar es predominantemente transversal (ver Figura 3.44b), con un periodo  $T_2 = 0.618$  [s], mientras que el tercer modo de vibrar de la estructura corresponde con la rotación del tablero (ver Figura 3.44c), para un periodo  $T_3 = 0.216$  [s].

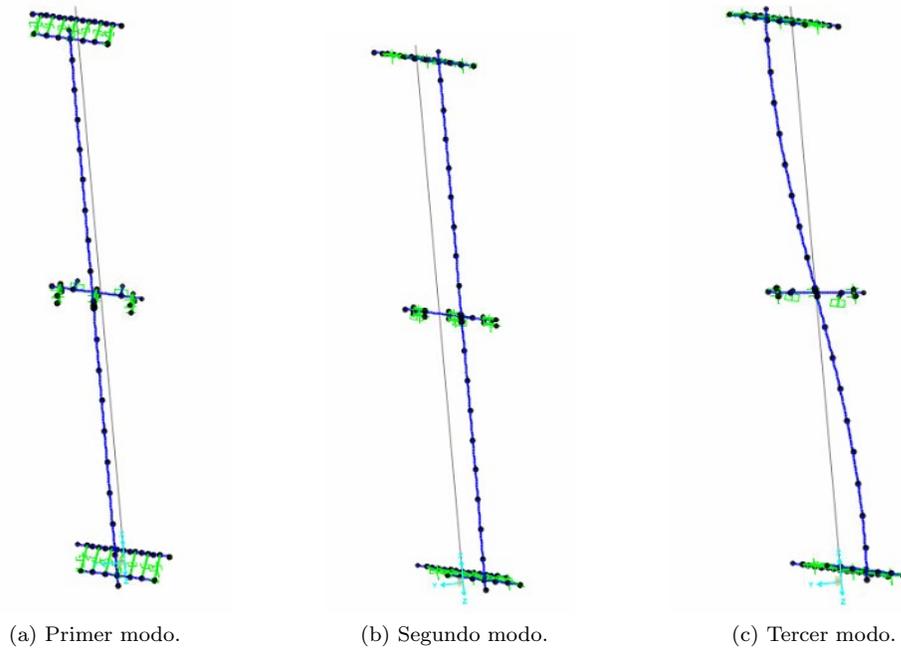


Figura 3.44: Primeros modos de vibrar del Puente Las Mercedes.

En la Tabla 3.13 se comparan los periodos obtenidos con el modelo numérico y el análisis simplificado. Se aprecia que los periodos obtenidos por ambos métodos son cercanos, verificándose en ambas direcciones errores menores al 7%. Esto confirma que este método simplificado es una buena primera aproximación de los períodos del puente.

Tabla 3.13: Error de periodos entre software y modelo simplificado en puente Las Mercedes

Modo	Software	Simplificado	Error [%]
Predominante transversal	0.557	0.595	6.8
Predominante longitudinal	0.783	0.825	5.4

### 3.10.1. Curva de pushover

El resultado del análisis estático no lineal en la dirección longitudinal se presenta en la Figura 3.45. La disminución de rigidez indicada en el Punto 1 se da para un desplazamiento igual a 37.5 [mm] en el tablero. Este cambio de rigidez se produce porque los apoyos elastoméricos ubicados en la cepa se desplazan 19 [mm], que supera el desplazamiento de fluencia de 18.4 [mm] indicado en las leyes constitutivas de estos elastómeros. Por lo tanto, se deduce que el Punto 1 está asociado a la fluencia de los apoyos elastoméricos en la cepa.

El Punto 2 se da para un desplazamiento del tablero de 60 [mm]. El cambio de rigidez se explica porque los apoyos elastoméricos ubicados en los estribos comienzan a fluir.

Posterior al Punto 2 no hay elementos que aporten rigidez. Cabe recordar que al considerar que los estribos no experimentarían desplazamientos, el puente se modela como empotrado, lo que es consistente con el no-incremento de resistencia posterior. Además las barras antisísmicas no consideran un aporte de rigidez en la dirección longitudinal, según las leyes constitutivas consideradas.

De las leyes constitutivas de los elementos, se deduce que los apoyos elastoméricos de la cepa no transmiten fuerza de corte superior a la necesaria para rotular las columnas, por lo que no se forman rótulas plásticas en ellas.

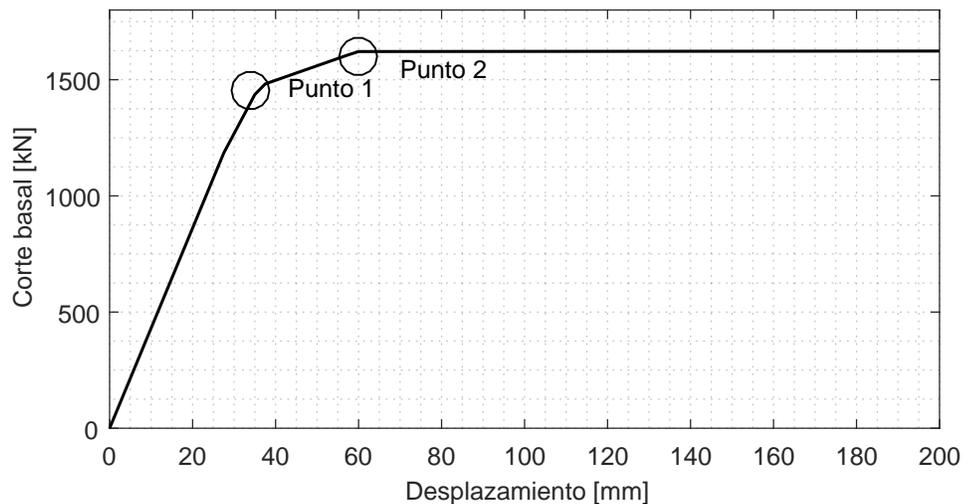


Figura 3.45: Análisis estático no lineal Puente Las Mercedes, dirección longitudinal.

La Figura 3.46 muestra la curva de pushover para el puente Las Mercedes en dirección transversal. El Punto 1 se da a una deformación en el tablero de 30 [mm], asociado a un desplazamiento de 19 [mm] en los apoyos elastoméricos de la cepa. El desplazamiento de fluencia de estos elementos es de 18 [mm], lo cual resulta consistente con el cambio de rigidez que se observa en la figura.

A los 37.5 [mm] de desplazamiento transversal en el punto medio del tablero (Punto 2 en curva de capacidad) se produce la fluencia de los apoyos elastoméricos de los estribos, desplazándose 35 [mm]. Esto explica la disminución de la rigidez que se observa en la curva.

Pasado el Punto 2, se aprecia que sigue aumentando la resistencia a una tasa muy baja. Este efecto se atribuye a la resistencia que aportan las barras antisísmicas. Según los modelos utilizados, este comportamiento se verificaría hasta los 493 [mm] de desplazamiento en el punto de control.

Los apoyos elastoméricos de la cepa no transmiten fuerzas de corte superior a la necesaria para rotular las columnas, por lo que no se forman rótulas plásticas en ellas.

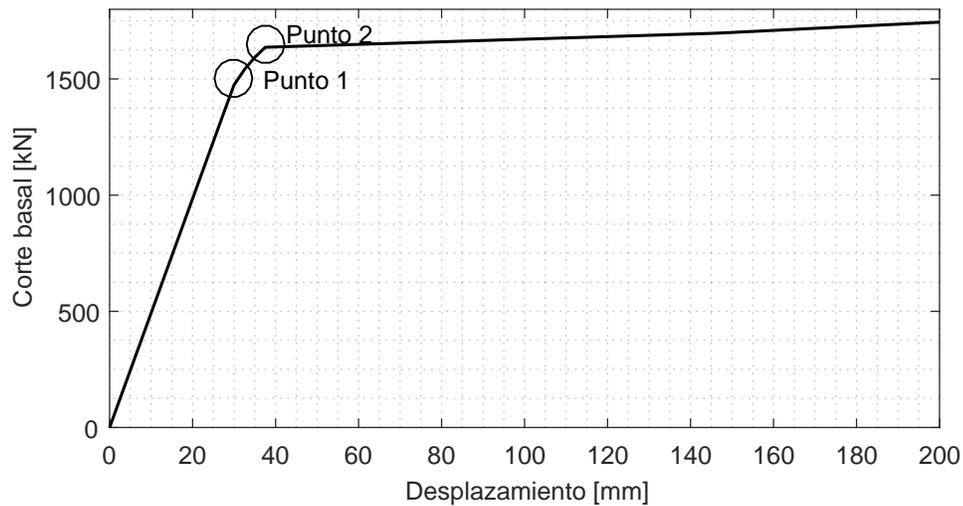


Figura 3.46: Análisis estático no lineal en Puente Las Mercedes, dirección transversal.

### 3.10.2. Punto objetivo

Se determinan los puntos objetivos (o de desempeño), con el espectro del Manual de Carreteras y los diez espectros generados a partir de los registros sísmicos del Terremoto del Maule (ver Sección 3.8).

La Figura 3.47 muestra los puntos objetivo del puente Las Mercedes en dirección longitudinal y la Figura 3.48 en dirección transversal. En ambas direcciones se observa que todos los espectros, incluido el del Manual de Carreteras, inducen demandas que llevan al puente al rango no lineal. Además, como era de esperar, los espectros de Constitución y Viña del Mar se asocian a las mayores demandas, llegando hasta 3.4 veces los desplazamientos inducidos con el Espectro del Manual de Carreteras.

De acuerdo al análisis de la curva de capacidad, todos los espectros provocan la fluencia de los apoyos elastoméricos. En particular, los dos espectros de Santiago generan las menores solicitaciones: solo ocurriría fluencia de los apoyos elastoméricos en la cepa, mientras que los elastómeros en los estribos se mantienen en el rango lineal.

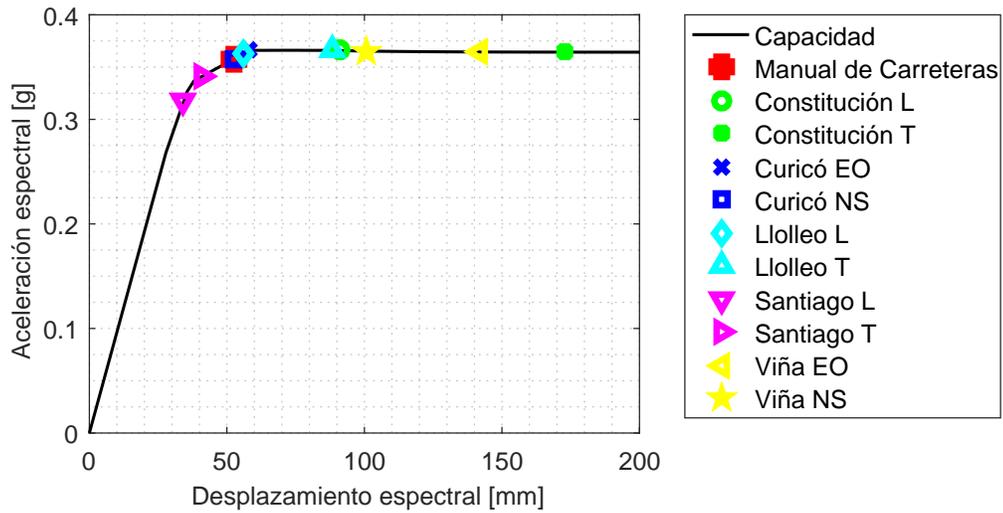


Figura 3.47: Puntos objetivos en Puente Las Mercedes, dirección longitudinal.

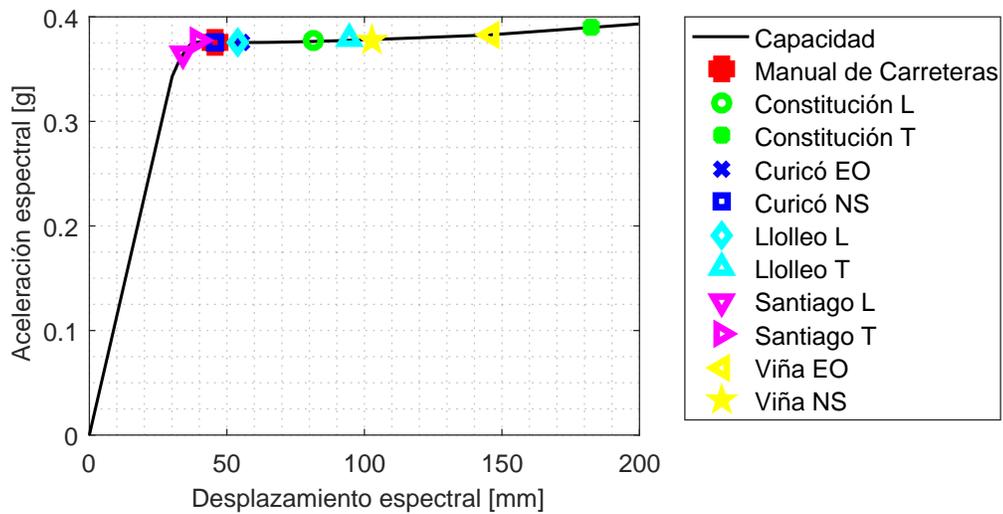


Figura 3.48: Puntos objetivos en Puente Las Mercedes, dirección transversal

### 3.10.3. Comparación con los efectos del Terremoto del Maule

Los resultados obtenidos con el estudio de los puntos objetivo están en concordancia con los efectos observados en el puente Las Mercedes luego del terremoto del 2010:

- La Figura 3.49 muestra el daño observado en los apoyos elastoméricos, donde los círculos indican la posición inicial de los apoyos elastoméricos y la flecha indica hasta dónde se desplazó la viga longitudinal. Esto resulta consistente con el análisis no-lineal realizado con todos los espectros: los apoyos elastoméricos llegaron a la fluencia en todos los casos y el desplazamiento de las vigas superó el desplazamiento último de dichos apoyos, lo que indica la desconexión de estos elementos y el consecuente colapso del tablero.
- El puente Las Mercedes no sufrió rotulación de las columnas por efecto del terremoto del 2010, lo cual es concordante con las observaciones realizadas en la Sección 3.10.1 con todos los espectros: las curvas pushover mostraron que la fuerza cortante transmitida por los apoyos elastoméricos era significativamente inferior a la requerida para formar rótulas plásticas.

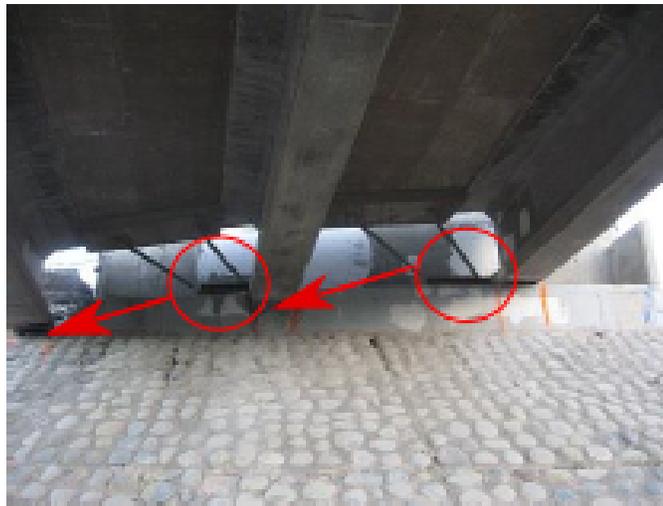


Figura 3.49: Daño observado en puente Las Mercedes. Fuente: [4]

# REFORZAMIENTO SÍSMICO CON RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO

En la normativa, tanto internacional (AASHTO) [57] y nacional (Manual de Carreteras) [1], el enfoque prioriza la seguridad de vidas. Así, se exige que el puente tenga baja probabilidad de colapsar con un terremoto que probablemente ocurrirá durante la vida útil del puente, aunque se permite que sufra un cierto nivel de daño.

En el capítulo anterior se presentó el análisis de los puentes en estudio. En el puente Las Mercedes, con el análisis se predice que la estructura no respondería en el rango lineal para ninguno de los espectros en estudio, sufriendo la fluencia de los apoyos elastoméricos en todos los casos. Esto tiene como consecuencia que el puente experimente grandes desplazamientos relativos entre subestructura y superestructura. En el caso del puente Chanco, los análisis indican que este se mantuvo en el rango lineal para el espectro del Manual de Carreteras; sin embargo, un espectro del terremoto del Maule genera una demanda cercana a la rotulación de columnas, además los resultados indican que algunos espectros inducen importantes desplazamientos entre subestructura y superestructura, con la salvedad que este puente tiene elementos que impiden el movimiento excesivo del tablero. Por las claras deficiencias identificadas en el puente Las Mercedes, se propone un método para mejorar la respuesta que consiste en la adición de riostras restringidas al pandeo (BRB) como fusibles estructurales. Este último método también se evalúa para el puente Chanco con el fin de analizar si produce mejoras en el desempeño de puentes más robustos.

El fusible estructural escogido son *riostras restringidas al pandeo*. Según se vio en la Sección 2.6.2, su característica principal es mantener una respuesta histerética estable en tracción y compresión (debido a la prevención del pandeo). Esta disipación histerética de energía hace que las BRB

sean un buen candidato en aplicaciones de reforzamiento sísmico, donde la estructura principal puede diseñarse para responder elásticamente mientras que las BRB se diseñan como elementos reemplazable, capaces de absorber y disipar la energía inducida por el terremoto. Por otro lado, el aumento en la razón de amortiguamiento y el aumento de rigidez que significa este tipo de reforzamiento permite controlar los desplazamientos, mejorando el desempeño esperado del puente. Además, las BRB también permiten reducir la ductilidad demandada en otros elementos de la estructura. Todo lo anterior hace a las BRB adecuadas para emplearse como fusibles estructurales en los puentes estudiados.

En esta sección se presenta el procedimiento propuesto para diseñar las riostras restringidas al pandeo.

## 4.1. Caracterización de la Riostra Restringida al Pandeo

Las riostras restringidas al pandeo (Buckling Restrained braces, BRB) se diseñan como fusibles estructurales. Este concepto indica que la estructura principal debe permanecer esencialmente elástica después de un terremoto de gran magnitud, lo cual se logra introduciendo elementos tipo fusible que disipen energía de manera localizada. Este comportamiento conjunto se ilustra en la curva pushover revisada en la Sección 2.6.2.

La curva fuerza-desplazamiento que describe la respuesta aproximada de la riostra es bi-lineal con endurecimiento (ver Figura 4.1). Es importante considerar el efecto de endurecimiento, ya que puede significar un aumento importante en la demanda sísmica sobre otros elementos.

Al realizar el diseño del fusible estructural se define la geometría y los materiales de las BRB. Los parámetros que los definen son: el área ( $A^{BRB}$ ) y largo ( $L_c^{BRB}$ ) del núcleo de acero, la resistencia a la fluencia del núcleo de acero ( $f_y^{BRB}$ ) y el módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ).

El comportamiento constitutivo de la riostra restringida al pandeo se presenta en Figura 4.1. Aquí la resistencia elástica axial del núcleo de acero en tracción y compresión, ( $P_{y_{sc}} = A^{BRB} \cdot f_y^{BRB}$ ), se da para una deformación de  $\Delta_y$ . La resistencia a tracción ( $P_{tracc}$ ) se determina como la resistencia elástica a tracción por un factor de sobrerresistencia a tracción ( $\omega$ ), que varía entre 1.2 y 1.5 [31]. La resistencia a compresión ( $P_{comp}$ ) se determina como la resistencia elástica a compresión multiplicada por un factor de sobrerresistencia a compresión ( $\beta\omega$ ), donde  $\beta\omega$  varía entre 1.2 y 1.5. Las resistencias a tracción y compresión se miden, por lo general a una deformación de  $15\Delta_y$  o  $2\Delta_{bm}$ , donde  $\Delta_{bm}$  es la deformación asociada al desplazamiento de diseño.

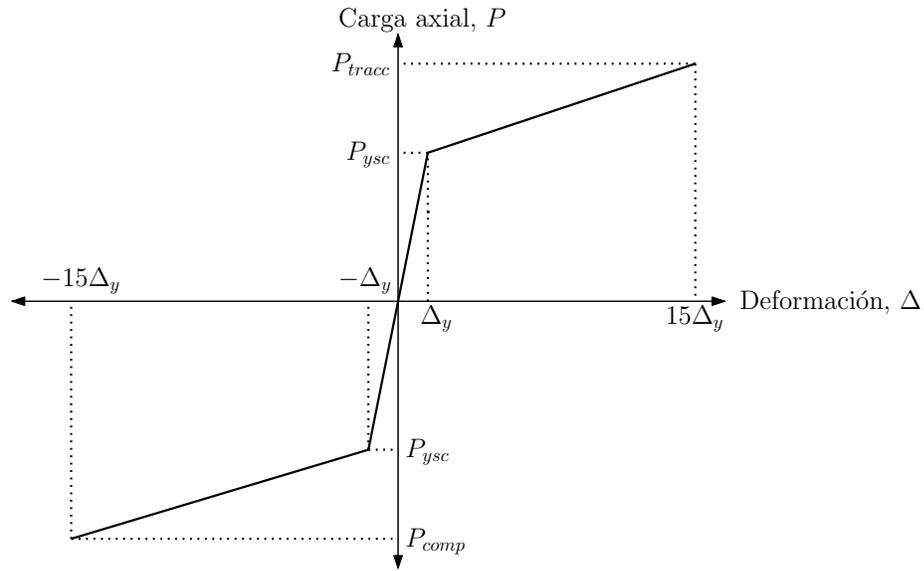


Figura 4.1: Comportamiento de la BRB.

## 4.2. Implementación de diseño de la estrategia de reforzamiento

En general en puentes, las riostras restringidas al pandeo se posicionan en dirección transversal al puente. En ese caso, para los puentes en estudio, el sistema primario serían las múltiples columnas de hormigón armado que soportan las cargas verticales y se diseñan para permanecer elásticas. Así las BRB agregan rigidez lateral, disipan energía sísmica y son diseñados como elemento reemplazable [31,32]. En este trabajo se plantea una geometría distinta siguiendo lo desarrollado en [34].

La configuración de riostras que se propone acá, consiste en sistemas de riostras ubicadas en los diafragmas extremos. Cada sistema se compone de dos riostras en dirección longitudinal y dos riostras en la dirección transversal o del esviaje, según corresponda. El sistema propuesto se muestra en la Figura 4.2. Las dimensiones que describen la geometría de las riostras son: la proyección de la BRB longitudinal en un plano horizontal ( $a$ ), la altura de las vigas y el apoyo elastomérico ( $d$ ) y la longitud de la riostra esviada proyectada en dirección transversal ( $s$ ). Adicionalmente se definen los ángulos  $\varphi$  como el ángulo de esviaje,  $\beta_1$  como el ángulo que forma la riostra longitudinal con la horizontal, y  $\beta_2$  como el ángulo que forma la riostra esviada con la horizontal.

El proceso de diseño puede resumirse como sigue: en primer lugar, se proponen los materiales (esfuerzo de fluencia  $f_y$  y módulo de elasticidad del acero  $E_s$ ) y se itera con la geometría de las riostras restringidas al pandeo, largo reducido ( $L_c^{BRB}$ ) y área ( $A^{BRB}$ ), el largo ( $L^{BRB}$ ) se limita por la geometría del puente.

Un paso previo al diseño de las BRB es la evaluación del puente sin reforzar. Para ello, se modela el puente equivalente no esviado en un software de elementos finitos y se realiza un análisis

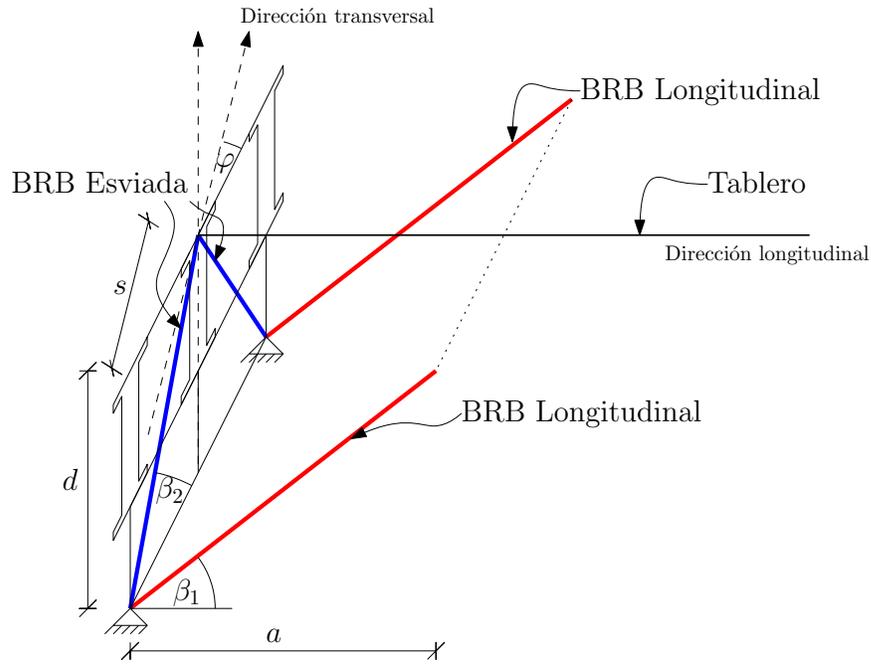


Figura 4.2: Sistema de BRB en diafragma extremo.

modal espectral. La demanda se construye del espectro de diseño según lo indicado en el Manual de Carreteras [1]. Dicho espectro se corresponde con una probabilidad de no excedencia del 90% para la vida útil del puente (estimada en 50 años), la que resulta equivalente a un periodo de retorno de 475 años considerado en la Norma AASHTO [57]. Luego, se obtienen los periodos en dirección longitudinal ( $T_L$ ) y transversal ( $T_T$ ), que permiten calcular las rigideces en dirección longitudinal ( $K_L$ ) y transversal ( $K_T$ ) mediante

$$T_L = 2\pi\sqrt{m_L/K_L} \quad (4.2.1)$$

$$T_T = 2\pi\sqrt{m_T/K_T} \quad (4.2.2)$$

donde  $m_L$  y  $m_T$  son la masa modal para el modo longitudinal y transversal, respectivamente. Para el espectro de diseño, la demanda de fuerza elástica del puente en las direcciones longitudinal y transversal se puede obtener como  $mS_aR_d$  para cada uno de los periodos  $T_L$  y  $T_T$ . La demanda de desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  se calcula entonces como

$$\delta_y = \frac{mS_aR_d}{K} \quad (4.2.3)$$

donde  $m$ ,  $S_a$  y  $K$  son conocidos.  $R_d$  es un factor de amplificación del desplazamiento para estructuras de corto período, según AASHTO [57] se calcula como:

$$R_d = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{1.25T_s}{T_e} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0 & ; si \quad \frac{1.25T_s}{T_e} > 1.0 \\ 1.0 & ; si \quad \frac{1.25T_s}{T_e} \leq 1.0 \end{cases}$$

Donde,  $T$  es el periodo fundamental del sistema,  $T_e$  es el periodo donde termina la zona de aceleración constante del espectro de aceleraciones,  $\mu_D$  es la máxima demanda de ductilidad de desplazamiento (según AASHTO se puede tomar como  $\mu_D = 6$ ).

La razón de largo reducido ( $C^{BRB}$ ) se define como la razón entre el largo reducido ( $L_c^{BRB}$ ) y el largo total de la BRB ( $L^{BRB}$ ), que esta limitado por la geometría del puente. Se determina para cada dirección como

$$C_L^{BRB} = \frac{\delta_{yL}}{\sqrt{a^2 + d^2}} \frac{a}{\sqrt{a^2 + d^2}} \frac{E_s}{f_y} \quad (4.2.4)$$

$$C_S^{BRB} = \frac{\delta_{yT}}{\sqrt{(s/\cos(\varphi))^2 + d^2}} \frac{1 - K_T(\tan(\varphi))^2/K_L}{\sqrt{(s/\cos(\varphi))^2 + d^2}} \frac{E_s}{f_y} \quad (4.2.5)$$

Por otro lado se debe realizar el modelo de la estructura esviada en software de elementos finitos, donde se obtienen los modos de vibrar del puente. Se entenderá  $T_1$  como el periodo del primer modo y  $T_2$  como el periodo del segundo modo, con las correspondientes rigideces  $K_1$  y  $K_2$  que vienen dadas por

$$T_1 = 2\pi\sqrt{m_1/K_1} \quad (4.2.6)$$

$$T_2 = 2\pi\sqrt{m_2/K_2} \quad (4.2.7)$$

donde  $m_1$  es la masa del primer modo y  $m_2$  es la masa del segundo modo.

Como las riostras restringidas al pandeo se instalan en dirección longitudinal y esviada, se transforman las rigideces del diafragma del puente ( $K_1$  y  $K_2$ ) a las direcciones longitudinales y esviadas proyectadas en el plano horizontal [34] según la siguiente expresión

$$K_1 = K_{Ld} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi/2 - \varphi}{1 + \rho}\right) + K_{Sd} \cdot \sin^2\left(\frac{(\pi/2 - \varphi)\rho}{1 + \rho}\right) \quad (4.2.8)$$

$$K_2 = K_{Ld} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi/2 - \varphi}{1 + \rho}\right) + K_{Sd} \cdot \cos^2\left(\frac{(\pi/2 - \varphi)\rho}{1 + \rho}\right) \quad (4.2.9)$$

donde  $K_{Ld}$  y  $K_{Sd}$  son las rigideces del diafragma en las direcciones longitudinal y esviada, respectivamente. Para obtener la rigidez en direcciones longitudinal y esviada se realiza un cambio de coordenadas como

$$K_{Ld} = n_L K_L (\cos(\beta_1))^2 \quad (4.2.10)$$

$$K_{Sd} = n_S K_S (\cos(\beta_2))^2 \quad (4.2.11)$$

donde  $n_L$  y  $n_S$  corresponden al número de riostras actuando en la dirección longitudinal y esviada, respectivamente. El área de las riostras según dirección se determina como el factor  $P_b/F_{yb}$ , que se calcula como

$$A_L^{BRB} = \frac{K_{Lb} C_L^{BRB} L_L^{BRB}}{E_s} \quad (4.2.12)$$

$$A_S^{BRB} = \frac{K_{Sb} C_S^{BRB} L_S^{BRB}}{E_s} \quad (4.2.13)$$

#### 4.2.1. Evaluación del desempeño del puente

Una vez determinado el diseño de las BRB, se deben verificar los elementos con la incorporación de las riostras. Lo anterior resulta necesario porque la adición de estos elementos modifica la rigidez de la estructura, lo que se puede traducir en un aumento considerable de las fuerzas internas en los elementos. Por esta razón, un control de capacidad de los elementos es crucial para el éxito de la estrategia de reforzamiento sísmico usando fusibles estructurales. La capacidad de los elementos debe compararse con las fuerzas internas generadas a partir de la incorporación de la BRB.

Si con el diseño propuesto no se cumple el objetivo de que el sistema primario permanezca elástico o con daños menores después de la demanda sísmica de diseño, se debe iterar hasta que todos los estados límites de cada componente sean verificados y un diseño apropiado se logre. En algunos casos, las demandas en los elementos podrían exceder su capacidad, por lo cual la incorporación de BRB sería inviable. Esto es particularmente importante cuando se utiliza un área de núcleo de acero BRB de gran tamaño.

# PUENTES REFORZADOS SÍSMICAMENTE

En el presente capítulo se analiza la respuesta del puente Chanco reforzado con las riostras restringidas al pandeo, poniendo énfasis en los cambios que experimenta la respuesta obtenida con el análisis incremental de los elementos en comparación al puente original. Para el puente Las Mercedes se compara la respuesta de la estructura en dos situaciones: con el reforzamiento sísmico realizado en la realidad en el puente después del terremoto del Maule, y alternativamente con el reforzamiento sísmico propuesto en esta memoria de título con riostras restringidas al pandeo. Adicionalmente se evalúa la respuesta obtenida con el análisis incremental de los elementos comparando los casos antes mencionados con el puente original, antes del Terremoto del Maule. Por último, se realiza un análisis de sensibilidad para ambos puentes, con el fin de evaluar la influencia del área de la riostra restringida al pandeo en el desempeño de los elementos.

### 5.1. Puente Chanco

La respuesta del puente Chanco se analizó en Sección 3.9 y se denominará *situación base*. En esta sección se realiza un reforzamiento sísmico con riostras restringidas al pandeo, situación que se identifica como *reforzado con BRB*.

#### 5.1.1. Reforzamiento con riostras restringidas al pandeo

El diseño de las riostras restringidas al pandeo, se realiza siguiendo el procedimiento que se describió en el Capítulo 4. Como se indica en este capítulo, se debe realizar un modelo del puente equivalente no esviado.

El material del núcleo es acero con las siguientes propiedades: fluencia  $f_y = 2800$  [kg/cm<sup>2</sup>] y módulo de elasticidad  $E_s = 2.1 \cdot 10^6$  [kg/cm<sup>2</sup>].

Al modelo del puente sin reforzar se le realiza el análisis modal, con el que se obtiene que el modo uno es coincidente con el movimiento transversal del puente, y el modo dos corresponde al movimiento longitudinal del puente.

Del modelo se obtiene que el periodo del modo uno es  $T_1 = 0.78$  [s] y su masa correspondiente es del 89% de la masa total. El segundo modo tiene un periodo de  $T_2 = 0.56$  [s] y masa modal es 59% la masa total. La rigidez del puente en dirección transversal es  $K_1 = 36.19$  [kN/mm] y en longitudinal  $K_2 = 360.21$  [kN/mm].

El largo de las BRB en dirección esviada está dado por la geometría del puente, es  $L_S^{BRB} = 4.1$  [m]. Para las BRB longitudinales, se considera un largo construible de  $L_L^{BRB} = 3.6$  [m]. Con estos valores, se obtiene la razón de largo reducido para las BRB, en dirección longitudinal es  $C_L = 5.5$ , y en dirección esviada es  $C_S = 10.5$ . Estos valores indican que las riostras deberían ser de un largo que no se puede construir. Por lo tanto, se supone una razón de largo reducido igual 2/3, por ser la mayor razón construible.

La rigidez requerida se obtiene para la dirección longitudinal de la Ecuación 4.2.10 y esviada de la Ecuación 4.2.11. De Ecuación 4.2.12 se obtiene que el área de las BRB longitudinales es de  $A_L^{BRB} = 578.9$  [mm<sup>2</sup>] y de la Ecuación 4.2.13 se obtiene el área de las BRB esviadas  $A_S^{BRB} = 208.0$  [mm<sup>2</sup>]. Por lógica constructiva, las áreas utilizadas corresponden a  $A_L^{BRB} = 600$  [mm<sup>2</sup>] y  $A_S^{BRB} = 210$  [mm<sup>2</sup>].

El modelo del puente Chanco con la incorporación de las 16 riostras restringidas al pandeo en software de elementos finitos se muestra en Figura 5.1. En color verde se representan ocho BRB en dirección transversal y en color morado ocho BRB en dirección longitudinal.

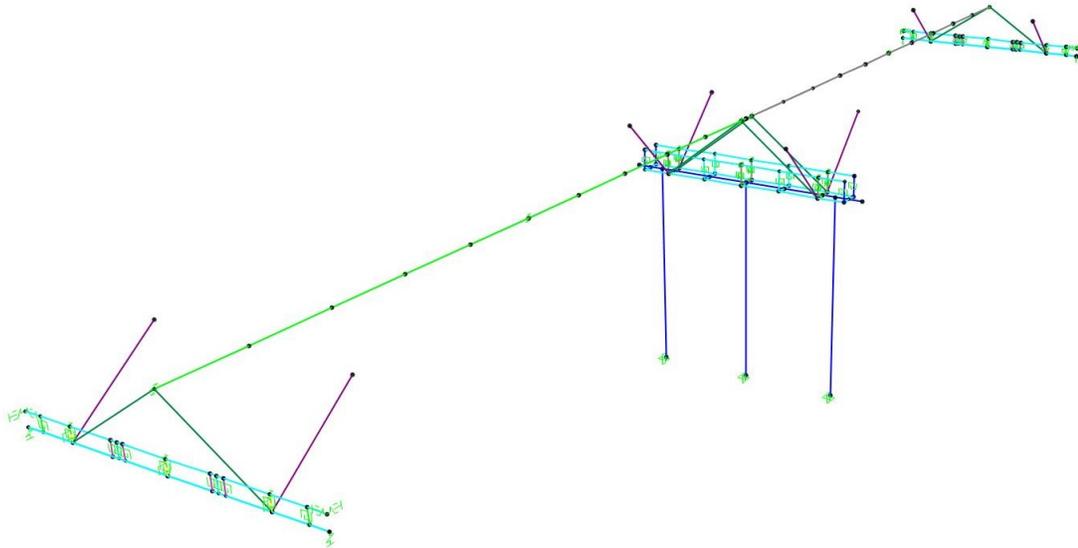


Figura 5.1: Modelo de análisis en software del puente Chanco con BRB.

## 5.2. Puente Las Mercedes

Durante el terremoto del Maule del 2010, el puente Las Mercedes colapsó, por lo que fue reforzado sísmicamente. En lo que sigue se estudia el desempeño del puente en su *situación base* que considera el proyecto original (analizado en Sección 3.10), en su *situación actual* (donde contempla los cambios que se realizaron al puente Las Mercedes después del terremoto del 2010), y *reforzado con BRB* (donde evalúa el efecto de adicionar riostras restringidas al pandeo a la *situación base*).

### 5.2.1. Reforzamiento sísmico en situación actual

El puente Las Mercedes en la actualidad se encuentra reforzado con topes sísmicos extremos e intermedios, y barras antisísmicas de mayor diámetro a las originales. Además, se incorporaron travesaños y se aumentó el ancho de las mesas de apoyo.

El modelo en software del puente Las Mercedes con el reforzamiento sísmico realizado al puente después del Terremoto del Maule se presenta en la Figura 5.2, donde se adicionaron las barras antisísmicas, topes sísmicos y travesaños. Estas medidas se detallan a continuación.

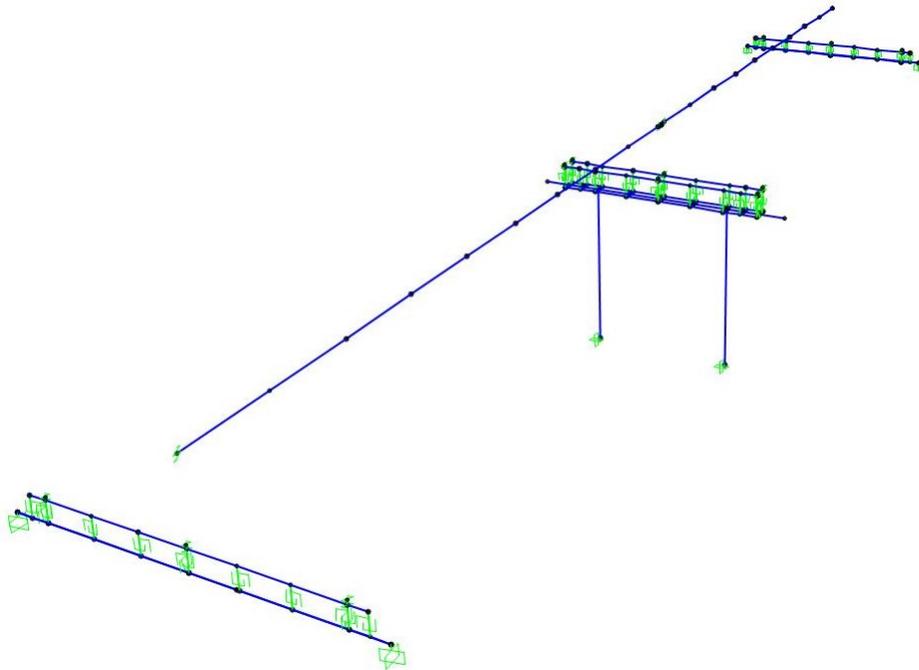


Figura 5.2: Modelo de análisis en software del puente Las Mercedes en situación actual.

- **Barras antisísmicas:**

Las barras antisísmicas del puente Las Mercedes fueron reemplazadas por cuatro barras antisísmicas, de diámetro 28 [mm], en cada travesaño extremo. La curva fuerza-desplazamiento que describe el comportamiento de las barras antisísmicas se detalló en Sección 3.5.4. Los puntos que definen la curva fuerza-desplazamiento de las barras utilizadas en el Puente Las Mercedes para reforzarlo sísmicamente se muestran en Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Puntos de la curva fuerza-desplazamiento de barras antisísmicas (situación actual).

i	$F_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	8	60.0
2	144	600.0
3	0	571.4

- **Mesa de apoyo:**

Dentro del reforzamiento sísmico realizado al puente Las Mercedes se aumentó el ancho de las mesas de apoyo, esta medida ayuda a prevenir directamente la caída del tablero. En el caso de los estribos, la mesa de apoyo se aumentó de 100 [cm] a 125 [cm]. El ancho de la mesa de apoyo de la cepa, aumentó de 160 [cm] a 210 [cm].

- **Topes sísmicos:**

Se agregaron topes sísmicos extremos e intermedios en los estribos y en la cepa con la finalidad de evitar la rotación del tablero y colapso del puente. Los modelos que caracterizan el comportamiento de los topes sísmicos se presentó en Sección 3.5.4.

Los topes sísmicos extremos que se agregaron son de 50 [cm] de ancho y 30 [cm] de alto. El tipo de falla probable a experimentar es del tipo falla de deslizamiento por fricción. Los puntos que describen la curva de comportamiento se presenta en Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Puntos de la curva fuerza-desplazamiento de topes sísmicos extremos.

(a) Tope sísmico en cepa.

i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	1760	7,5
2	907	13,4
3	1099	138,7
4	853	198,2

(b) Tope sísmico en estribos.

i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	1135	7,5
2	573	13,4
3	694	138,7
4	539	198,2

Los topes sísmicos intermedios que se agregaron son de 30 [cm] de ancho y 30 [cm] de alto. En la Tabla 5.3 se indican los puntos que describen la curva fuerza-deformación de los topes sísmicos intermedios.

Tabla 5.3: Puntos de interés de la curva fuerza-desplazamiento de topes sísmicos intermedios.

(a) Tope sísmico en cepa.			(b) Tope sísmico en estribos.		
i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]	i	$V_i$ [kN]	$d_i$ [mm]
1	0	95,0	1	0	95,0
2	2601	100,0	2	2726	100,0
3	81	100,0	3	545	100,0
4	0	114,0	4	0	114,0

▪ **Travesaños:**

Al puente se le incorporaron cuatro travesaños extremos, uno en cada estribo y dos en la cepa, con el objetivo de aportar rigidez.

### 5.2.2. Reforzamiento con riostras restringidas al pandeo

El acero escogido para el núcleo de las BRB tiene una fluencia  $f_y = 280$  [MPa] y un módulo de elasticidad  $E_s = 210000$  [MPa].

Tal como se detalló en el Capítulo 4, se realiza el modelo del puente no esviado equivalente. Los periodos obtenidos para las direcciones longitudinal y transversal son  $T_L = 0.541$  [s] y  $T_T = 0.542$  [s], respectivamente. La masa modal para los primeros modos es del 90 % de la masa total, en dirección longitudinal, y 90 % de la masa total en dirección transversal. Se determinan las rigideces en ambas direcciones, según Ecuación 4.2.1 y 4.2.2 obteniéndose  $K_L = 65.3$  y  $K_T = 65.2$ , ambas en [kN/mm].

El desplazamiento de fluencia se determina en cada dirección según lo indica la Ecuación 4.2.3, notando que para los periodos obtenidos la correspondiente pseudo-aceleración es  $S_a = 0.72$ . Así, para los largos  $L_L^{BRB} = 4.14$  [m] y  $L_S^{BRB} = 4.36$  [m] se obtienen las razones de largo reducido  $C_L^{BRB} = 8.4$  y  $C_S^{BRB} = 2.1$  en direcciones longitudinal y esviada, respectivamente. Esto indica un largo de núcleo inconstruible, por lo que se asumen razones de largo de 2/3, que corresponde al máximo valor construible.

Al analizar el puente considerando esviaje, se obtienen los periodos de los dos primeros modos de vibrar  $T_1 = 0.655$  [s] y  $T_2 = 0.607$  [s]. Las respectivas particiones modales son  $m_1 = 0.890$  y  $m_2 = 0.889$ . Las rigideces que le corresponden son  $K_1 = 71.9$  [kN/mm] y  $K_2 = 80.3$  [kN/mm]. Según Ecuación 4.2.10 y 4.2.11 las rigideces para cada BRB en direcciones longitudinal y esviada, son  $K_L^{BRB} = 12.0$  [kN/mm] y  $K_S^{BRB} = 14.5$  [kN/mm] respectivamente. Las áreas obtenidas corresponden a  $A_L^{BRB} = 157.8$  [mm<sup>2</sup>] y  $A_S^{BRB} = 200.5$  [mm<sup>2</sup>].

Considerando todo lo anterior, las áreas utilizadas son  $A_L^{BRB} = 160$  [mm<sup>2</sup>] y  $A_S^{BRB} = 200$  [mm<sup>2</sup>].

En la Figura 5.3 se presenta el modelo en software de elementos finitos del puente Las Mercedes con la incorporación de las 16 BRB. En color verde se muestran ocho BRB en dirección esviada y en color morado ocho BRB en dirección longitudinal.

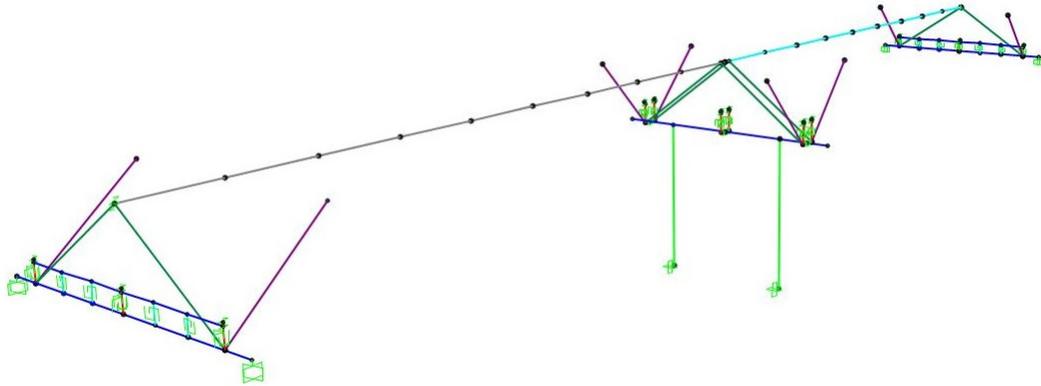


Figura 5.3: Modelo de análisis en software del puente Las Mercedes con BRB.

### 5.3. Análisis estático no lineal

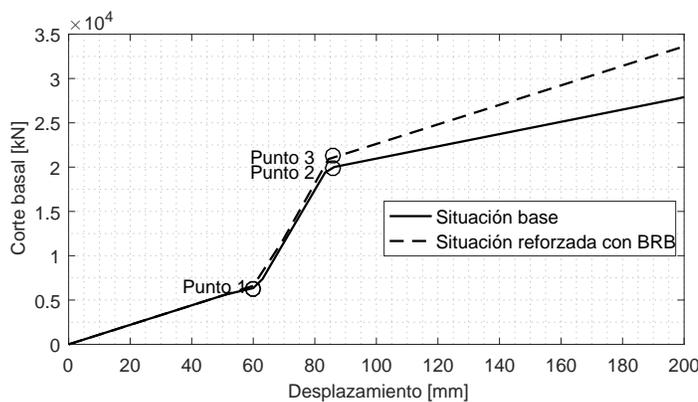
Se realiza un análisis estático no lineal, para comparar la capacidad de resistencia de los puentes en la situación base con el puente con reforzamiento sísmico.

### 5.3.1. Puente Chanco

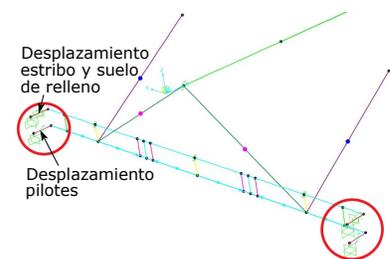
En las Figuras 5.4 y 5.5 se muestran las curvas pushover para comparar la situación base con la situación reforzada con BRB.

Las curvas de capacidad en la dirección longitudinal se comparan en la Figura 5.4a.

- Antes del Punto 1, las curvas en ambas situaciones coinciden. Esto indica que las riostras restringidas al pandeo no aportan significativamente a la rigidez del sistema para desplazamientos pequeños del puente. Esto puede explicarse al analizar el comportamiento del modelo computacional del puente en ambas situaciones, donde el desplazamiento queda controlado por el sistema de pilotes, suelo de relleno y estribos (ver Figura 5.5b). Esto hace que el movimiento relativo entre tablero y estribo sea prácticamente nulo, por lo que las BRB no se ven solicitadas. Además, esto explica que no se aprecie fluencia de los apoyos elastoméricos en la curva de capacidad.
- El Punto 2 indica el desplazamiento en el que el estribo no aporta más rigidez en la situación base. Esto hace que la demanda de desplazamientos relativos entre subestructura y superestructura sea mayor. Por lo tanto, el aumento de resistencia posterior a este punto se explica por el aporte de rigidez de los apoyos elastoméricos y barras antisísmicas.
- El Punto 3 indica el desplazamiento en el que el estribo no aporta más rigidez en la situación reforzada con BRB. Notar que el corte basal asociado al Punto 3 es mayor que el del Punto 2, lo que se explica por la influencia de las BRB, ya que los elementos ubicados entre subestructura y superestructura comienzan a actuar después del desplazamiento asociado al Punto 1. La influencia de las BRB se nota con mayor claridad posterior al Punto 3, en donde la demanda sobre elementos entre subestructura y superestructura es mayor.



(a) Curvas pushover.



(b) Comportamiento modelo.

Figura 5.4: Comparación curvas pushover en dirección longitudinal, Puente Chanco. Situación base y reforzada

En dirección transversal (ver Figura 5.5a) se aprecia un aumento de resistencia de aproximadamente 300 [kN], debido a la adición de las riostras.

- El Punto 1 indica la fluencia de los apoyos elastoméricos en situación base y reforzada con BRB. En estas curvas de capacidad no se distingue significativamente el aporte de los elementos entre la subestructura y superestructura, debido a que el puente experimenta bajos desplazamientos relativos.
- El Punto 2 es donde comienza a actuar el estribo y suelo de relleno. El modelo del puente en software se presenta en la Figura 5.5b, donde se muestra que, al igual que en el caso anterior, el mayor desplazamiento es debido a los pilotes, suelo de relleno y estribos (ver círculos rojos). Sin embargo, hay un movimiento relativo entre la subestructura y la superestructura más importante que en la dirección longitudinal. Este se destaca con una cápsula verde. Por este motivo es que se puede apreciar un aumento de resistencia más importante que en la dirección longitudinal.
- El Punto 3 indica una disminución de rigidez, que corresponde al inicio de la rotulación de las columnas.
- El Punto 4 indica el cierre del gap de los topes sísmicos. Esto explica el aumento de rigidez observado en la curva pushover, dado que los topes sísmicos comienzan a actuar.

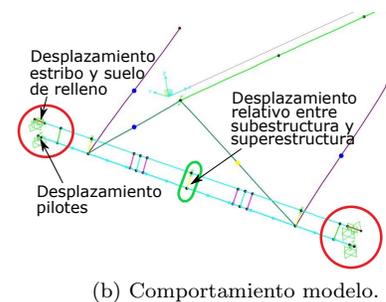
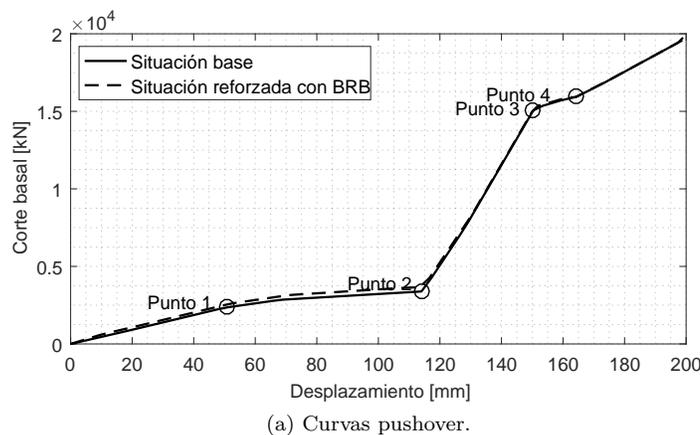


Figura 5.5: Comparación curvas pushover en dirección transversal, Puente Chanco. Situación base y reforzada

En ambas direcciones, el aporte de resistencia de las BRB es bajo. Esto se atribuye a los bajos desplazamientos relativos tanto entre el tablero y el estribo, como entre el tablero y la cepa. El puente Chanco en la situación base, percibe desplazamientos pequeños entre la subestructura y la superestructura, lo cual hace que la adición de riostras no resulte en una mejora estructural significativa.

### 5.3.2. Puente Las Mercedes

Las Figura 5.6 y 5.7 muestran las curvas pushover para el puente Las Mercedes distinguiendo la situación base, situación actual y situación reforzada con BRB. El punto de control de estas curvas se encuentra en la parte central del tablero.

En la Figura 5.6a se muestran las curvas de pushover en dirección longitudinal. Al comparar la situación base con la situación actual se aprecia un pequeño aumento de resistencia. Este se atribuye al aumento del diámetro de las barras antisísmicas y a la incorporación de diafragmas en el puente. Al analizar la curva pushover del puente reforzado con BRB, se observa un considerable aumento en la resistencia, atribuible directamente a la acción de las riostras restringidas al pandeo. En la Figura 5.6b se distingue lo anterior, donde se muestra que el estribo no se desplaza y todo el desplazamiento del puente es relativo entre la subestructura y superestructura, que es donde actúan directamente las BRB. Cabe destacar que en la dirección longitudinal no hay topes sísmicos, por lo que en ninguna situación se experimenta un aumento de resistencia después de la fluencia de los apoyos elastoméricos (Puntos 1, 2 y 3 de la Figura 5.6a).

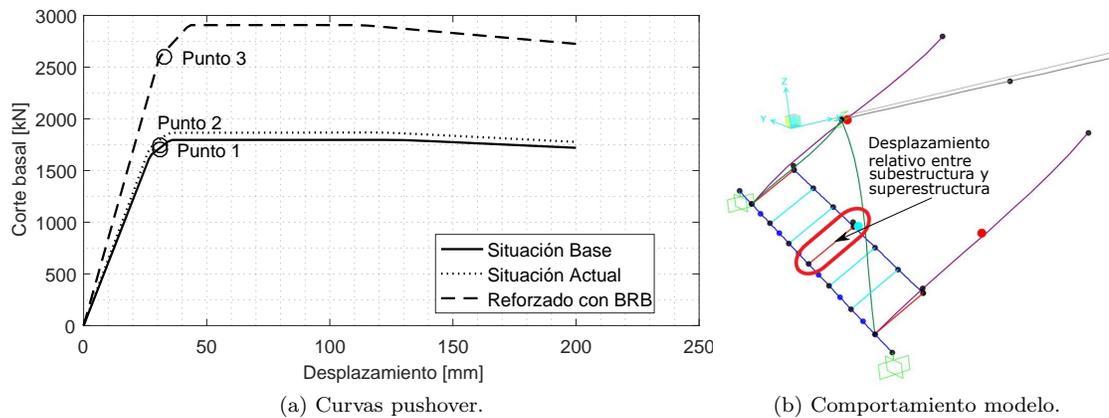
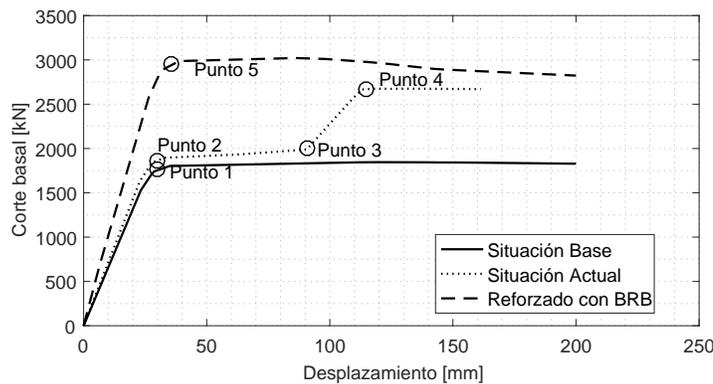


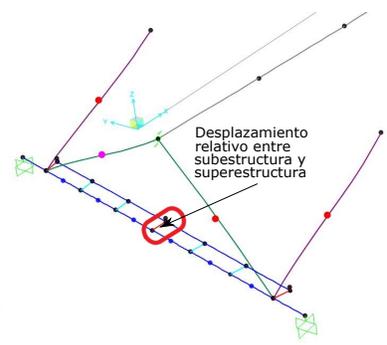
Figura 5.6: Comparación curvas pushover en la dirección longitudinal, Puente Las Mercedes. Situación base y reforzada

La curva pushover en dirección transversal se presenta en la Figura 5.7a, donde se aprecia que la fluencia de los apoyos elastoméricos se da para un desplazamiento similar en las tres situaciones (Puntos 1, 2 y 5). Al igual que en la dirección longitudinal, las curvas pushover del puente en la situación base y reforzada con BRB no experimentan aumento de rigidez posterior a la fluencia de los apoyos elastoméricos. La curva pushover de la situación actual muestra, en el Punto 3, un aumento de rigidez debido a que comienzan a actuar los topes sísmicos. En el Punto 4, estos dejan de aumentar la resistencia debido a que se alcanza su máxima capacidad. Cuando el puente se refuerza con BRB, se observa un importante aumento de resistencia, lo que se muestra en la curva pushover de líneas segmentadas.

Del modelo del puente (ver Figura 5.7b) se explica el aumento de resistencia al adicionar las BRB: ya que el estribo del puente no se desplaza, todo el desplazamiento es relativo entre subestructura y superestructura. Lo anterior condiciona la alta influencia de las BRB, debido a que estas se ubican uniendo ambos elementos.



(a) Curvas pushover.



(b) Comportamiento modelo.

Figura 5.7: Comparación curvas pushover en dirección transversal, Puente Las Mercedes. Situación base y reforzada

Se desprende, de las comparaciones de las curvas pushover en ambos puentes, la importancia de modelar adecuadamente la estructura. En estos dos modelos (puente Chanco y puente Las Mercedes), se vio cómo cambiaba considerablemente el aporte de resistencia de las BRB, debido en parte a cómo se modela el estribo: en uno se le permite el movimiento, mientras que en el otro se considera despreciable. En este último caso, se observa un gran aporte de las riostras restringidas al pandeo, no así en el primer modelo.

## 5.4. Punto objetivo

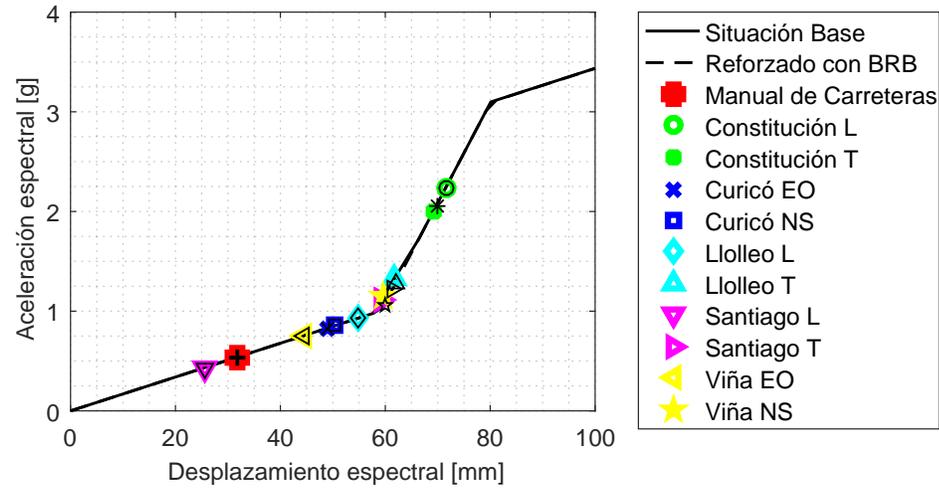
En esta sección se obtienen los puntos objetivo, que son la demanda de desplazamiento de la estructura al ser sometida a una sollicitación sísmica. El punto objetivo se calcula mediante la metodología que indica la normativa ATC40 [56]. Este procedimiento se realiza para el puente Chanco en sus dos situaciones estudiadas, y para el puente Las Mercedes en las tres situaciones.

### 5.4.1. Puente Chanco

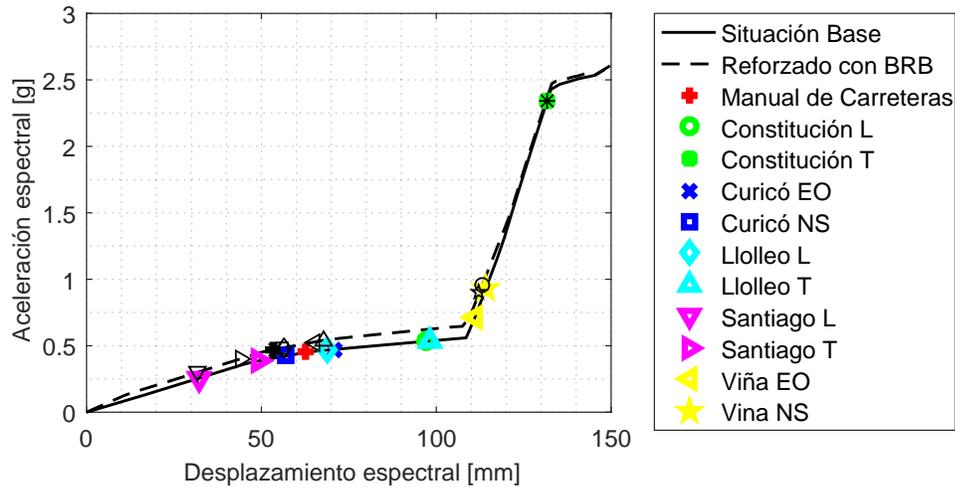
En la Figura 5.8 se presenta el punto objetivo obtenido para los distintos espectros presentados en la Sección 3.8.

En la dirección longitudinal (ver Figura 5.8a) no se aprecian importantes diferencias entre los puntos objetivo de la situación base (símbolos de color según indica la leyenda) en comparación con la situación reforzada con BRB (símbolos análogos a los de la situación base, pero en color negro): la disminución de la demanda de desplazamiento es menor a 5 [mm]. El punto objetivo obtenido ocupando el espectro del Manual de Carreteras no presenta cambios.

En la dirección transversal (ver Figura 5.8b), en cambio, disminuye considerablemente la demanda de los puntos objetivo, aunque el aumento de resistencia al adicionar las BRB sea bajo. La mayor disminución, al reforzarse sísmicamente, se da para el espectro de Lollole en dirección transversal, donde la demanda de desplazamiento disminuyó en 30 [mm] y la aceleración espectral disminuyó en alrededor de 0.1 [g]. El caso más desfavorable se obtiene con el espectro de Constitución en la dirección longitudinal, donde la demanda de desplazamiento aumenta en 15 [mm]. Para el espectro del Manual de Carreteras se disminuye la demanda, quedando con un desplazamiento menor al desplazamiento de fluencia de los apoyos elastoméricos. Cabe destacar que con ningún espectro se alcanza la rotulación de las columnas en la base.



(a) Dirección longitudinal.



(b) Dirección transversal.

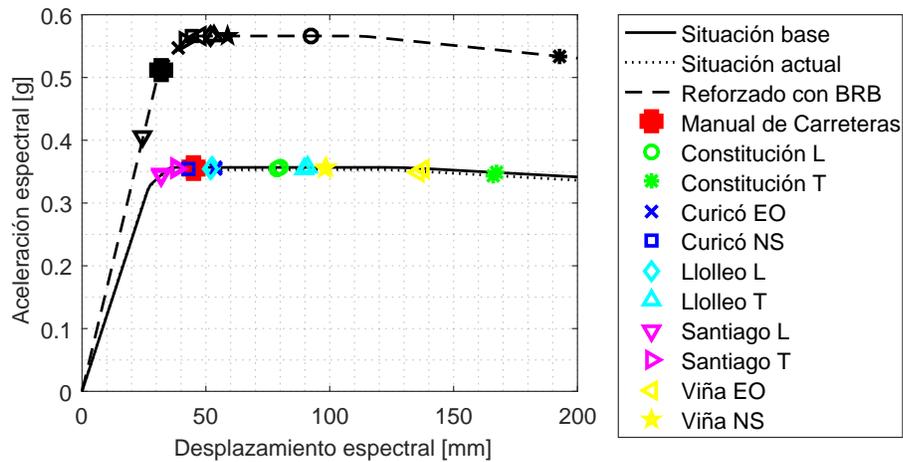
Figura 5.8: Comparación punto objetivo, Puente Chanco.

### 5.4.2. Puente Las Mercedes

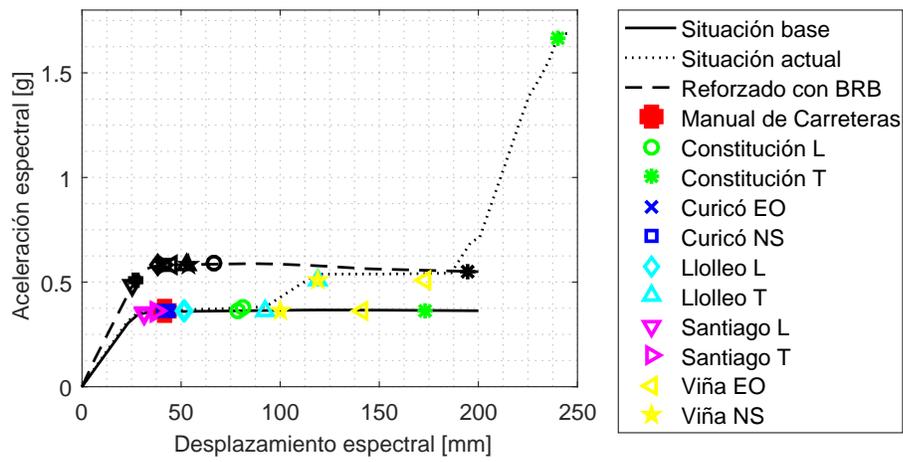
Los puntos objetivo se presentan en la Figura 5.9 para el puente Las Mercedes en sus tres situaciones estudiadas. En la dirección longitudinal del puente (ver Figura 5.9a), se aprecia que las BRB cumplen con el objetivo de comportarse como fusible estructural, llevando la demanda del espectro de diseño del rango no lineal al rango lineal y evitando la fluencia de los apoyos elastoméricos. Sin embargo, con otros espectros no considerados para el diseño se supera el rango lineal. Por ejemplo, para el espectro de Constitución en la dirección Transversal se demandan desplazamientos seis veces superiores a los correspondientes al inicio del rango no lineal.

En la dirección transversal del puente (ver Figura 5.9b) se aprecia (al igual que en la dirección

longitudinal) el espectro de diseño induce la fluencia de los apoyos elastoméricos en la situación base, mientras que mantiene al puente en el rango lineal en la situación reforzada con BRB. Al analizar los espectros obtenidos con registros del Terremoto de Maule, se observa que al adicionar BRB todas las demandas de desplazamiento disminuyen, llegando incluso a menos del 30% del desplazamiento en la situación base, como en el espectro de Viña del Mar en dirección Este-Oeste.



(a) Dirección longitudinal.



(b) Dirección transversal.

Figura 5.9: Comparación punto objetivo, Puente Las Mercedes.

## 5.5. Desempeño

Al adicionar un elemento estructural al puente, es importante evaluar la influencia de este en el resto de la estructura. En el caso de las riostras restringidas al pandeo, se espera una disminución en el desplazamiento del tablero. Sin embargo, podría perjudicarse el desempeño de los elementos, como: apoyos elastoméricos, cepa y/o mesa de apoyo. Por lo anterior se hace imprescindible evaluar el desempeño de los elementos. Se entenderá por desempeño a los resultados obtenidos del método de capacidad espectral (CSM, Capacity Spectrum Method) [58].

En la literatura se encuentran distintos criterios para evaluar el desempeño de los elementos de un puente [59–63], los cuales entregan los estados límites para apoyos elastoméricos, mesa de apoyo y cepa. Se entiende por Estado Límite 1 (LS1, por su sigla en inglés de Limit State 1) al asociado a un daño leve, el Estado Límite 2 (LS2, por su sigla en inglés de Limit State 2) al asociado a un daño moderado, Estado Límite 3 (LS3, por su sigla en inglés de Limit State 3) al asociado a un daño severo y Estado Límite 4 (LS4, por su sigla en inglés de Limit State 4) al asociado a la falla del elemento.

En el presente documento el desempeño se evalúa en función de dos parámetros del registro sísmico: la aceleración basal máxima (PGA, *peak ground acceleration*) y la aceleración espectral asociada al periodo fundamental del puente ( $S_a(T)$ ). Esto con el objetivo de comparar con cuál de los dos (PGA o  $S_a(T)$ ) se obtiene una mejor tendencia. En la Tabla 5.4 se presentan los registros y sus correspondientes valores de PGA y  $S_a(T)$ , para el puente Chanco el modo de vibrar del periodo fundamental es transversal y para el puentes Las Mercedes es predominante en dirección longitudinal.

Tabla 5.4: PGA y  $S_a(T)$  asociado a cada espectro.

Registro	PGA/g	$S_a(T_1)$ /g P. Chanco	$S_a(T_1)$ /g P. Las Mercedes
Manual de Carreteras	0.540	0.494	0.540
Curicó Este-Oeste	0.409	0.578	0.597
Curicó Norte-Sur	0.470	0.505	0.573
Constitución longitudinal	0.552	1.192	1.488
Constitución transversal	0.640	1.707	1.899
Santiago longitudinal	0.218	0.233	0.388
Santiago transversal	0.309	0.326	0.585
Viña del Mar Este-Oeste	0.338	0.746	0.691
Viña del Mar Norte-Sur	0.351	1.279	0.904
Llolleo longitudinal	0.319	0.547	0.819
Llolleo transversal	0.564	0.737	0.770

La nomenclatura usada para evaluar el desempeño de los elementos se describe en Figura 5.10. Para los estribos se distinguen dos: el estribo de la izquierda se individualiza como *estribo de entrada* y el estribo de la derecha se identifica como *estribo de salida*. Por otro lado, los elementos que llegan a la cepa por la izquierda se distinguen como perteneciente a la *cepa de entrada*, mientras que los que llegan por la derecha se identifican como pertenecientes a la *cepa de salida*.

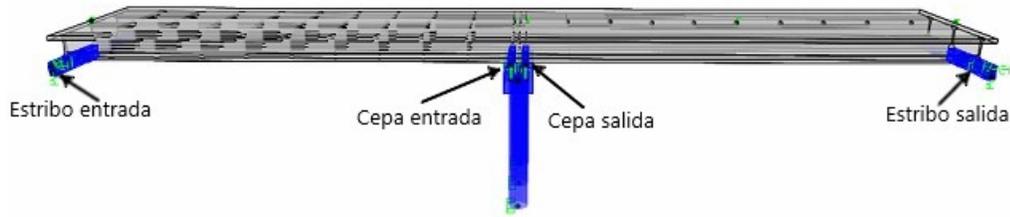


Figura 5.10: Nomenclatura usada para distinguir los elementos.

### 5.5.1. Apoyos elastoméricos

El desempeño de los elastómeros se evalúa a modo de referencia con los criterios descritos en [59,60]. Estos indican que el desplazamiento de los apoyos elastoméricos se considera como leve si es menor a 50 [mm], severo si es menor a 100 [mm], moderado si es menor a 150 [mm] y en caso de ser mayor a 150 [mm] se considera como colapso.

#### ▪ Puente Chanco

El puente Chanco cuenta con apoyos elastoméricos en los estribos y en la cepa. En cada uno de estos hay tres apoyos elastoméricos. Cabe mencionar que, por la simetría del puente, los tres apoyos elastoméricos presentan deformaciones similares. Para el análisis se consideró solo el apoyo elastomérico más demandado en la dirección más demandada (longitudinal o transversal al puente).

La Figura 5.11 muestra los desplazamientos sufridos por los apoyos elastoméricos para cada espectro, en función de la PGA y en función del  $S_a(T)$ .

Se obtuvo que el puente tiene un comportamiento simétrico, donde los apoyos elastoméricos en el estribo de entrada y de salida muestran las mismas deformaciones. Lo mismo ocurre con la cepa. Dado que los resultados obtenidos son prácticamente idénticos y con el objetivo de no saturar la gráfica, se presentan las deformaciones identificadas solo como estribo o cepa (no como de entrada o salida).

En la situación base (representados con círculos en la Figura 5.11), los apoyos elastoméricos del puente Chanco no llegan al colapso con ningún espectro, aunque el espectro de Constitución en dirección transversal induce desplazamientos muy cercanos al colapso.

Al agregar riostras restringidas al pandeo (representados con triángulos en la Figura 5.11), se aprecia una importante disminución del desplazamiento. Para el espectro que induce la mayor sollicitación en el estribo, disminuye el desplazamiento en más de 30% la sollicitación, pasando de cercano al colapso a daño severo. Por otro lado, en la cepa la disminución es mayor al 50%.

En general, se aprecia una importante disminución de la demanda de desplazamiento tanto en los estribos, como en la cepa.

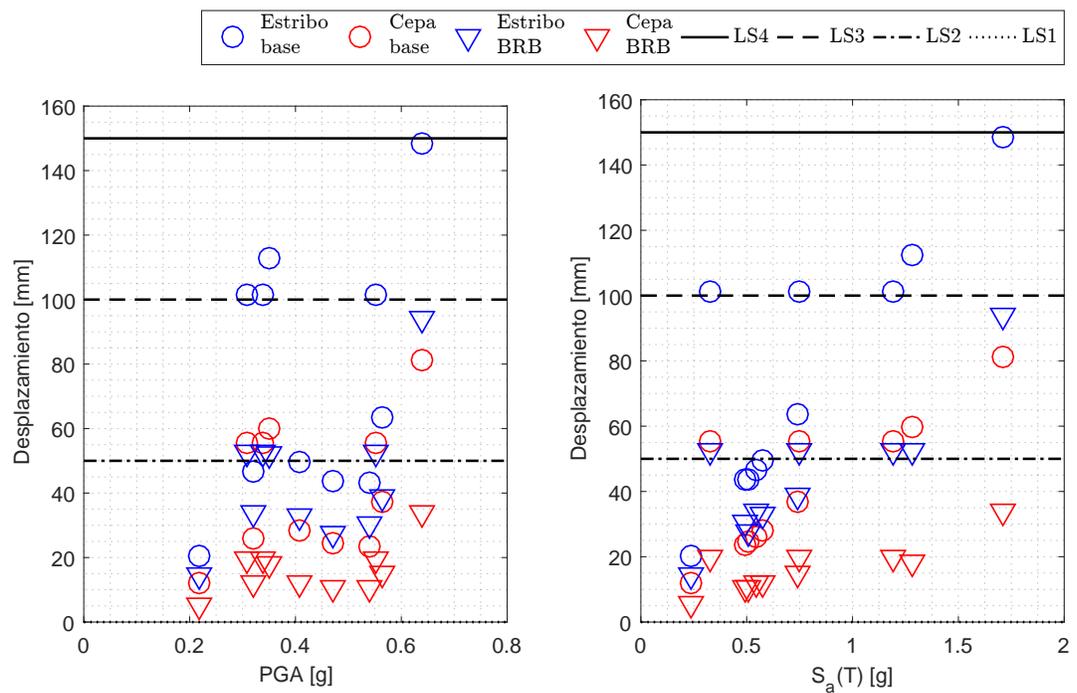


Figura 5.11: Resultados de desplazamiento en apoyos elastoméricos obtenidos del CSM, Puente Chanco.

■ Puente Las Mercedes

En la Figura 5.12 se presentan los resultados obtenidos con el análisis estático no-lineal de los elastómeros en función del PGA y en función de la  $S_a(T)$ . Para las tres situaciones (base, actual y reforzada con BRB) se aprecia desempeño similar, con disminuciones de alrededor de 10 [mm] al adicionar las BRB. Es esperable que se logre un mejor desempeño si las riostras son más rígidas.

Es importante destacar que la tendencia muestra que los apoyos elastoméricos en los estribos (símbolos de color azul) con todos los espectros se desplazan más que los apoyos elastoméricos en la cepa. Esto se debe a dos factores: por un lado en los estribos toda la deformación ocurre por el desplazamiento relativo entre la subestructura y superestructura (se consideró que el estribo no sufre desplazamiento), mientras que en la cepa los desplazamientos se comparten entre la deformación de las columnas y el desplazamiento entre subestructura y superestructura. Otro factor influyente en esta tendencia es que, según las leyes constitutivas de los apoyos elastoméricos, los elastómeros en la cepa son el doble de rígidos que los de los estribos.

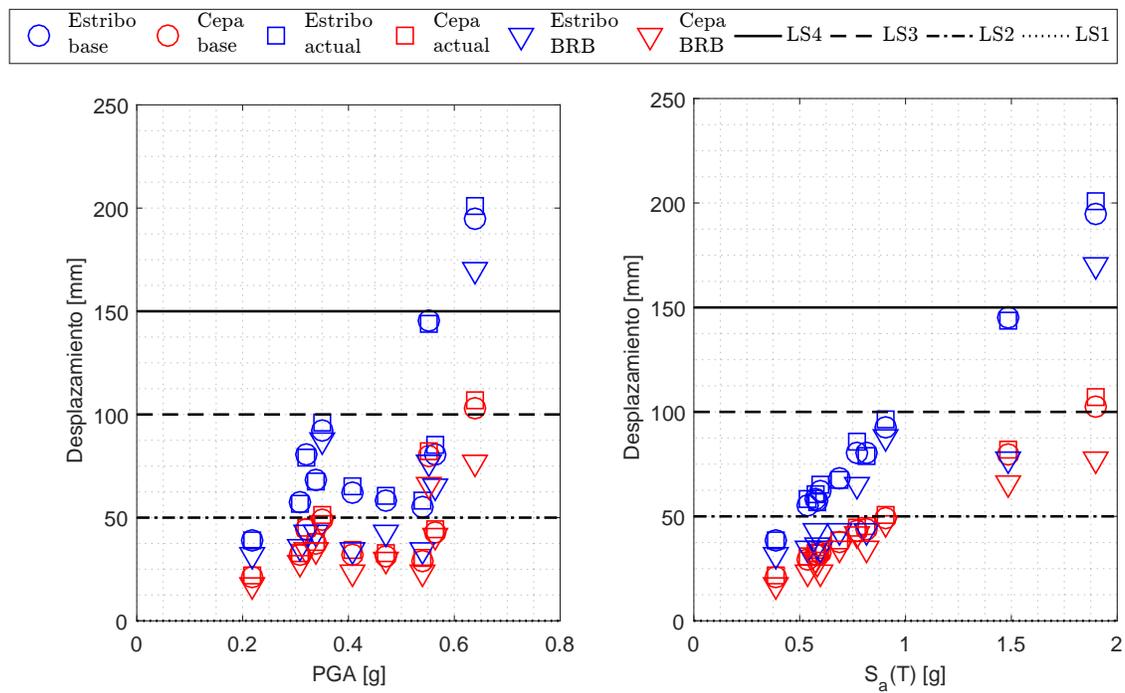


Figura 5.12: Resultados de desplazamiento en apoyos elastoméricos obtenidos del CSM, Puente Las Mercedes.

Para ambos puentes, y con mayor claridad en puente Las Mercedes, se aprecia que el desempeño en función de la pseudo-aceleración del periodo del puente muestra una tendencia más definida, que el peak ground acceleration. Para los casos estudiados se puede desprender que, a mayor  $S_a(T)$ , mayor es el desplazamiento de los elastómeros.

→ **Efecto del terremoto del Maule en los apoyos elastoméricos**

Como se ha mencionado en esta memoria de título, el terremoto del Maule generó desplazamientos en los apoyos elastoméricos más allá del desplazamiento último (ver Figura 5.13). En la evaluación del puente Las Mercedes se obtienen distintos niveles de desempeño según la demanda sísmica; en particular, para el espectro de Constitución se obtiene que los apoyos elastoméricos colapsan. Es decir, los resultados del análisis son consistentes con lo observado en la realidad.



Figura 5.13: Daño observado en el terremoto del Maule en apoyos elastoméricos, Puente Las Mercedes. Fuente: [5]

### 5.5.2. Mesa de apoyo

La importancia de evaluar el desempeño de la mesa de apoyo radica en que si el tablero se desplaza más allá de la mesa de apoyo, ocurre la caída del tablero.

El desempeño se evalúa para los estribos y las cepas de forma separada, pues en ambos casos se tienen anchos de mesa de apoyo distintos y configuraciones diferentes, como se muestra en la Figura 5.14. Se evalúa un único límite de desempeño, que se traduce en colapso. Se considera que si el desplazamiento del tablero es mayor que el ancho de la mesa de apoyo, entonces colapsa; en caso contrario, no [62]. La longitud real de la mesa de apoyo corresponde a la longitud de la viga desde el borde de la viga al borde de la mesa de apoyo [1].

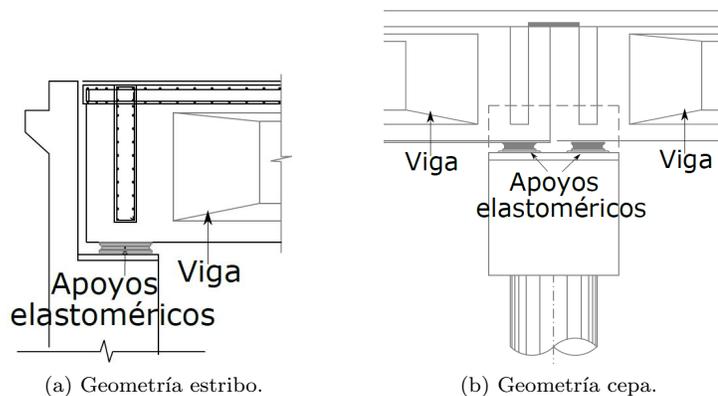


Figura 5.14: Geometría de la mesa de apoyo en estribo y cepa.

▪ **Puente Chanco**

El Puente Chanco tiene una mesa de apoyo en dirección longitudinal de 96 [cm] en los estribos y 80 [cm] de mesa de apoyo en la cepa aportante para cada tablero.

Los resultados obtenidos de CSM para la cepa del puente Chanco en dirección longitudinal se muestra en Figura 5.15 y el de los estribos se muestra en Figura 5.16, los cuales se presentan en función del PGA y del  $S_a(T)$ . Como el estado límite de colapso (96 [cm] en los estribos y 80 [cm] de mesa de apoyo) presenta un orden de magnitud superior a los desplazamientos obtenidos, este no se grafica para facilitar la visualización de los resultados.

Al comparar los resultados de CSM de la situación base (símbolo círculo y símbolo más), con los del puente reforzado con BRB (símbolo triángulo y símbolo asterisco), se aprecia tanto en la cepa como en los estribos una importante disminución del desplazamiento del tablero.

Al evaluar los resultados obtenidos de CSM para la mesa de apoyo de la cepa (Figura 5.15) en la situación base se aprecia que ningún espectro lleva al tablero a un desplazamiento superior al de colapso, el máximo desplazamiento lleva al tablero a alrededor del 10 % del desplazamiento longitudinal de colapso. Al reforzar con riostras restringidas al pandeo el desplazamiento longitudinal del tablero se disminuye considerablemente, presenta disminuciones de hasta 70 % del desplazamiento longitudinal original.

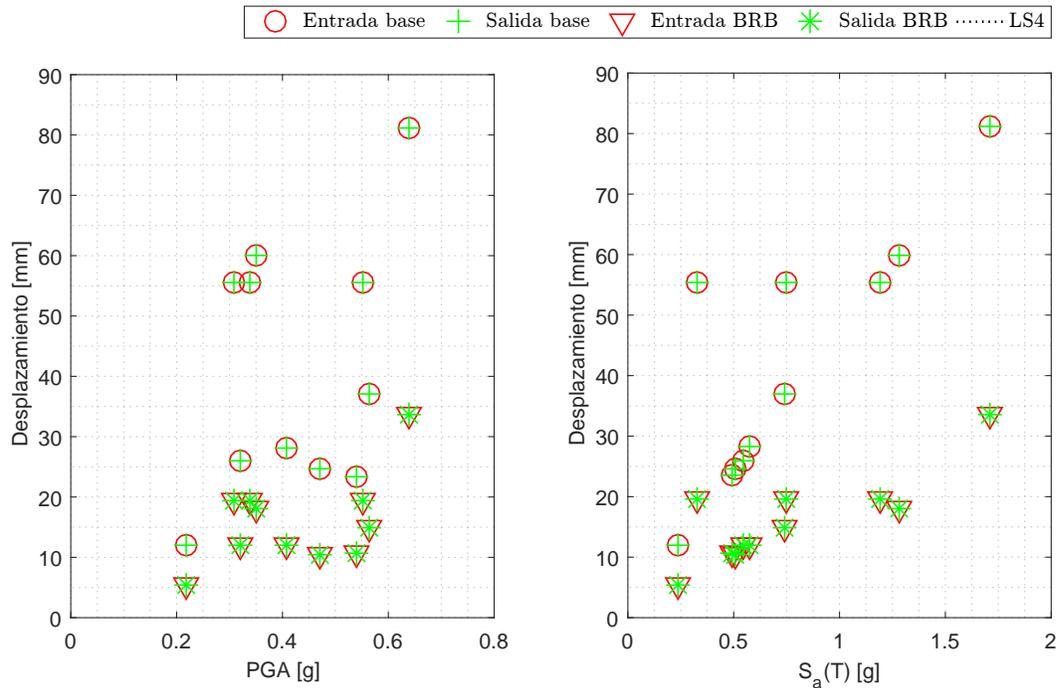


Figura 5.15: Resultados de mesa de apoyo en cepa obtenidos del CSM, Puente Chanco.

La mesa de apoyo en los estribos del puente Chanco (Figura 5.16) en la situación base tiene buenos resultados con el CSM. De hecho, el mayor desplazamiento longitudinal en esta situación es de 147 [mm], que corresponde a menos del 16 % de los 960 [mm] asociados al colapso.

Al reforzar sísmicamente el puente con las riostras restringidas al pandeo (ver Figura 5.16) los resultados con el CSM del tablero mejora notoriamente. La disminución del desplazamiento va desde un 25 % hasta un 54 %. Este es un importante beneficio que se puede obtener al agregar BRB, porque previene directamente el problema de la caída del tablero en dirección longitudinal. Si bien este puente en particular no responde cercano al colapso para los espectros estudiados, en otros puentes más críticos las BRB podrían ser una buena opción a evaluar para reforzarlos sísmicamente.

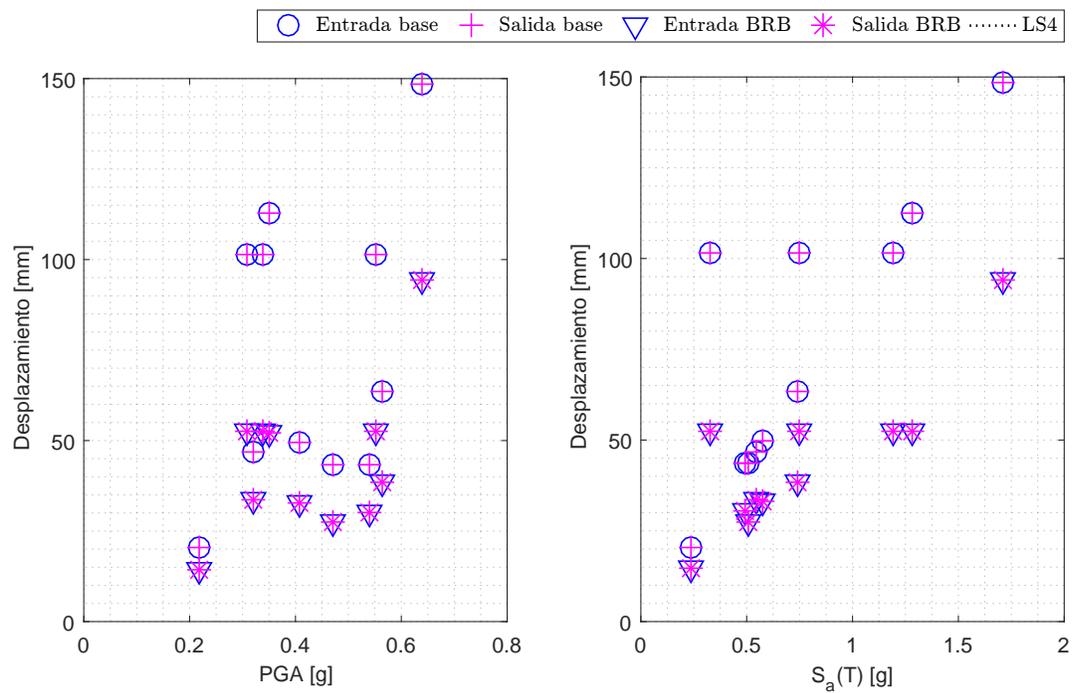


Figura 5.16: Resultados de mesa de apoyo en estribos obtenidos del CSM, Puente Chanco.

▪ **Puente Las Mercedes**

El Puente Las Mercedes en la situación base tenía una mesa de apoyo en los estribos de 95 [cm] y en la cepa de 80 [cm]. Después del terremoto se aumentó el ancho de la mesa de apoyo en los estribos a 125 [cm] y en la cepa a 105 [cm].

El resultado del CSM de la mesa de apoyo en la cepa se presenta en la Figura 5.17, y de la del estribo en la Figura 5.18. Al igual que para el puente Chanco no se grafica el estado límite, por encontrarse muy por sobre los desplazamientos en la mesa de apoyo del puente

Al comparar el resultado del CSM en las tres situaciones, se aprecian mejoras en el desempeño con ambos reforzamientos sísmicos estudiados. Aunque para el reforzamiento sísmico con el que cuenta en la actualidad el puente Las Mercedes, la mayor disminución es de un 7%. Mientras que para el reforzamiento con BRB el desplazamiento disminuye hasta en un 32%.

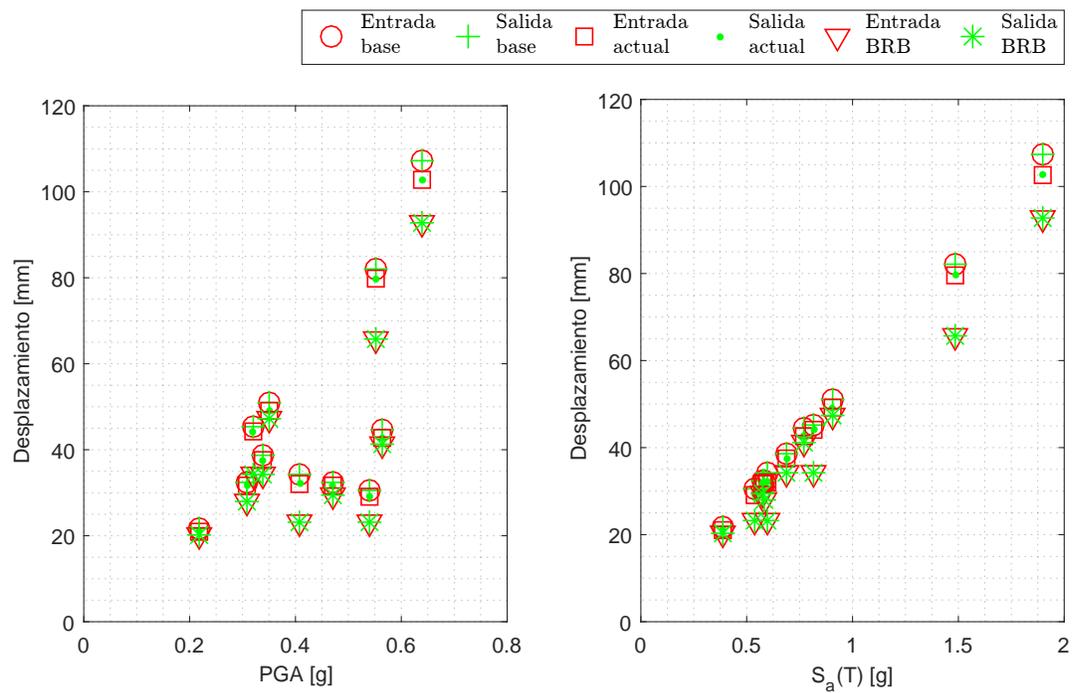


Figura 5.17: Resultados de mesa de apoyo en cepa obtenidos del CSM, Puente Las Mercedes.

La Figura 5.18 muestra los resultados del análisis según CSM. Al igual que en la cepa, los reforzamientos sísmicos mejoran el desempeño de la mesa de apoyo.

Para la situación con riostras restringidas al pandeo, la demanda de desplazamiento se disminuye hasta en un 52% para un espectro, aunque para otros espectros la mejora no es tan notoria. Esto se podría mejorar aumentando las áreas de las riostras, con el fin de disminuir significativamente los desplazamientos del tablero.

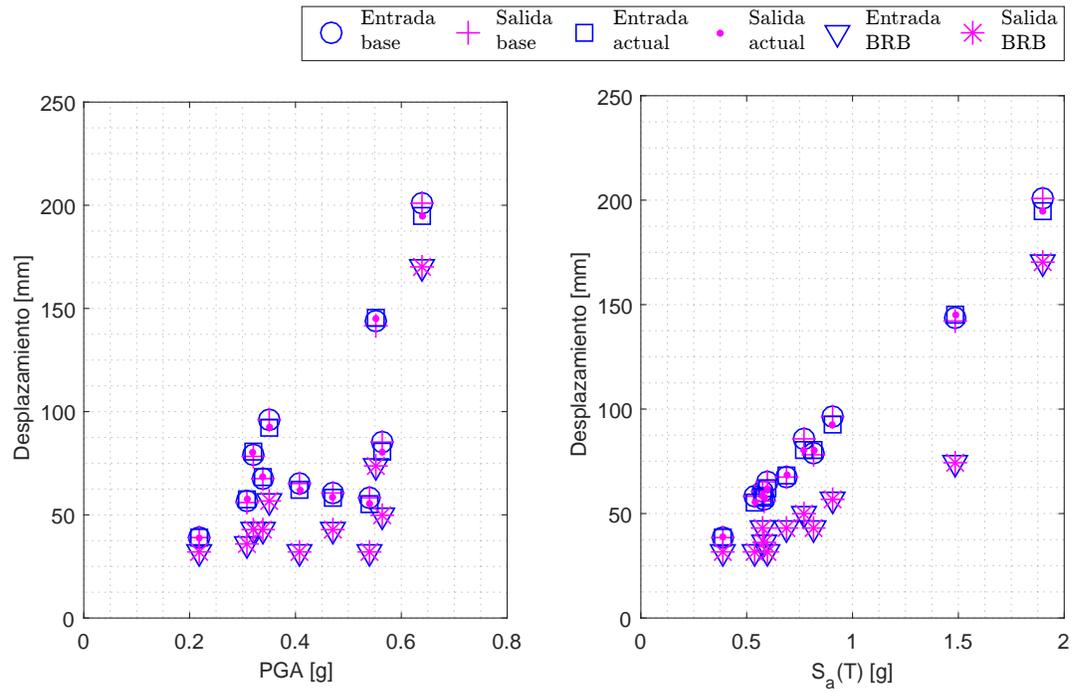


Figura 5.18: Desempeño mesa de apoyo en estribos, Puente Las Mercedes.

En la evaluación del desempeño de la mesa de apoyo, el PGA no da una clara correlación. En cambio, la  $S_a(T)$  tiene una clara tendencia. Se puede decir que, a medida que es mayor la  $S_a(T)$ , es mayor el desplazamiento del tablero con respecto a la mesa de apoyo.

→ **Efecto del terremoto del Maule en la mesa de apoyo**

El puente Las Mercedes no sufrió la caída del tablero en la dirección longitudinal (conocido como *unseating span*), lo cual es coincidente con los resultados de la evaluación del desempeño de la mesa de apoyo en la dirección longitudinal.

En la Figura 5.19 se presenta la mesa de apoyo en un estribo luego del terremoto del Maule, donde se ve que el tablero rotó<sup>1</sup> pero no colapsó por desplazamiento en la mesa de apoyo en dirección longitudinal.



Figura 5.19: Daño en tablero producto del Terremoto del Maule, Puente Las Mercedes. Fuente: [6]

En la evaluación de los resultados del CSM se obtuvo que los desplazamientos longitudinales en la mesa de apoyo son del 10% del ancho de esta, por lo que el análisis indica que el tablero no está cerca del colapso. Sin embargo, es importante mencionar que el modelo considera el desplazamiento relativo entre subestructura y superestructura, pero no es capaz de evaluar otros efectos que pueden aumentar los desplazamientos longitudinales. Un ejemplo de lo anterior es la caída de las vigas longitudinales desde los apoyos elastoméricos a la mesa de apoyo, lo cual lleva a desplazamientos mayores a los obtenidos mediante el análisis. Por lo tanto, existe una subestimación en los desplazamientos obtenidos por este análisis, la cual debe ser abordada con mayor detalle en trabajos futuros.

### 5.5.3. Cepa

Un criterio de evaluación del desempeño de la cepa es la ductilidad de desplazamiento ( $\mu_d$ ). Los estados límites a usar, son los indicados en [59, 60], si la ductilidad es mayor a la ductilidad de la primera fluencia ( $\mu_{primerafluencia} = 1.00$ ), entonces es considerado un daño leve. Si la ductilidad es mayor a la ductilidad de fluencia ( $\mu_{fluencia} = 1.20$ ), entonces es considerado como daño moderado. Si es mayor a la ductilidad donde el hormigón llega a una deformación de 2‰ ( $\mu_{\epsilon_c=0.002} = 1.76$ ), entonces se considera severo. En el caso que sea mayor a la máxima ductilidad ( $\mu_{max} = 4.76$ ), entonces se considera colapso.

Exceptuando el caso de la dirección transversal en el puente Chanco, en ningún caso en estudio se aprecia la rotulación de las columnas, lo que no permite calcular la ductilidad de la cepa. Por lo tanto, para hacer una evaluación general de la influencia de las riostras se presentan solamente los desplazamientos de la cepa.

<sup>1</sup>El efecto de rotación del tablero está fuera del alcance de esta memoria de título.

▪ **Puente Chanco**

En la Figura 5.20 se muestra la evaluación del desplazamiento de la cepa en dirección longitudinal para el puente original (círculos) y el puente reforzado (triángulos). Ninguno de los desplazamientos calculados para los espectros en estudio evidencia daño en la cepa. Lo anterior es consecuente con los puntos objetivo obtenidos en la Figura 3.41, donde se obtuvo que todas las demandas mantienen a la estructura en el rango lineal.

No se aprecia mejora significativa en el desempeño con la adición de las BRB. Esto concuerda con la respuesta del puente, pues las curvas pushover (ver Figura 5.4) no mostraron diferencias en la capacidad del puente al agregarse las BRB, dado que estas se posicionaron donde el puente tiene alta rigidez. Esto explica que no se vea beneficio en el desempeño de desplazamiento en dirección longitudinal de la cepa.

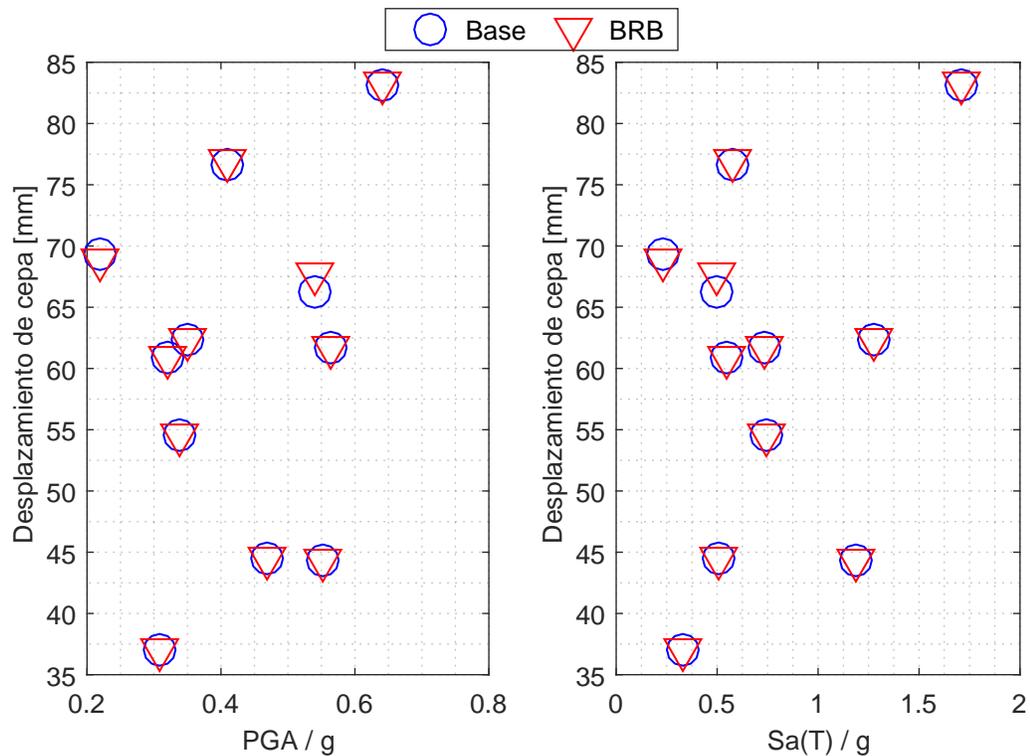


Figura 5.20: Desempeño de la cepa en dirección longitudinal, Puente Chanco.

En la Figura 5.21 se muestra el desplazamiento en la cepa para la dirección transversal, donde se compara la situación base (círculos) con la situación del puente reforzado (triángulos). Se aprecia que ningún espectro lleva a la cepa a un daño superior a severo.

La disminución los desplazamientos de la cepa en dirección transversal al reforzar el puente con BRB (ver Figura 5.21) es mayor que en la dirección longitudinal. La mejora de desempeño más destacada al adicionar BRB es una disminución de un 33% de los desplazamientos en situación base. Los espectros restantes presentan mejoras inferiores, lo cual es consistente con los puntos objetivo que se presentaron en la Figura 3.42, donde se muestra que los puntos resultan similares al adicionarse las BRB al puente.

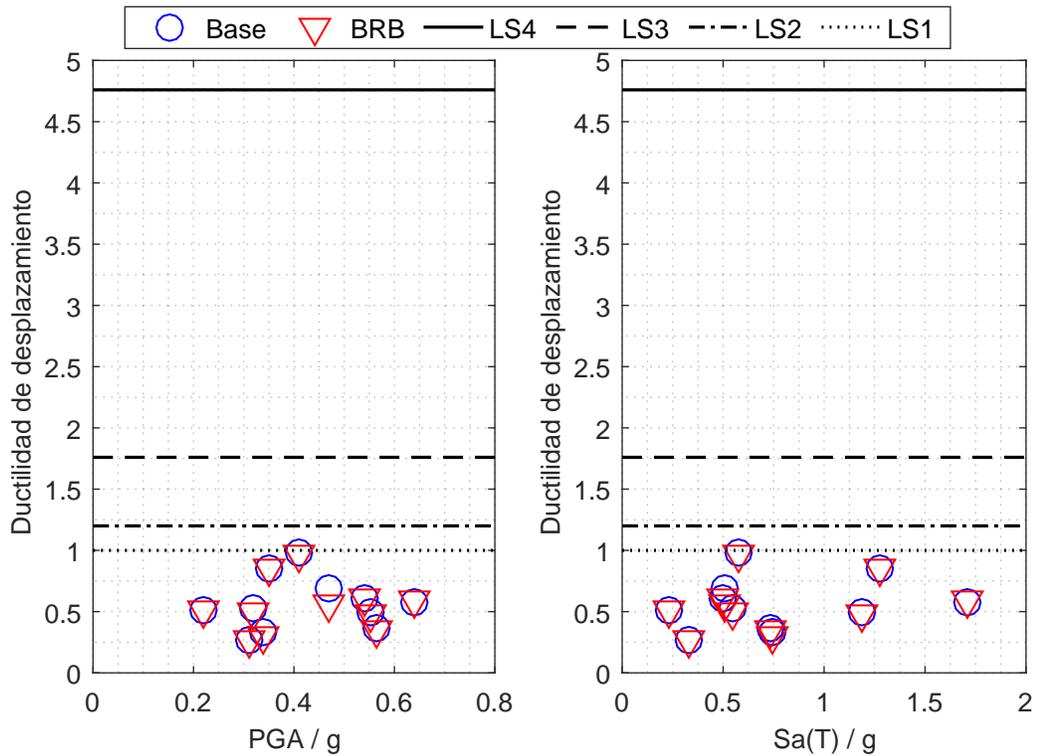


Figura 5.21: Desempeño de la cepa en dirección transversal, Puente Chanco.

▪ **Puente Las Mercedes**

Con el objetivo de evaluar la influencia del reforzamiento sísmico en el puente, se presenta en la Figura 5.22 el desplazamiento de la cepa para las tres situaciones en estudio (base, actual y reforzado con BRB), afectados por las 11 demandas sísmicas.

Al comparar la situación base con la actual se aprecia una pequeña disminución de desplazamiento, que se atribuye principalmente al aumento del diámetro de las barras antisísmicas y a la adición de los diafragmas. La comparación entre el desplazamiento de la cepa en la situación base con la situación reforzada con BRB, muestra una importante disminución en la mayoría de los espectros, con desplazamientos disminuidos hasta en un 30%. Este efecto se explica por la ubicación de las BRB: las riostras ubicadas en la cepa disminuyen los desplazamientos entre el tablero y la cepa, pero traspasan los desplazamientos a las columnas. Por otro lado, las BRB en los estribos generan disminución de desplazamientos entre el tablero y el estribo, logrando que los desplazamientos en la cepa sean menores a los iniciales en el puente sin reforzar.

Se observa que para dos espectros (Constitución longitudinal y Constitución transversal) el desplazamiento aumenta. Esto puede atribuirse a que, con el cambio de rigidez de la estructura al agregar las BRB, la demanda pueda llegar a otro peak importante de estos registros, que tienen al menos tres peak destacables (ver Figura 3.31).

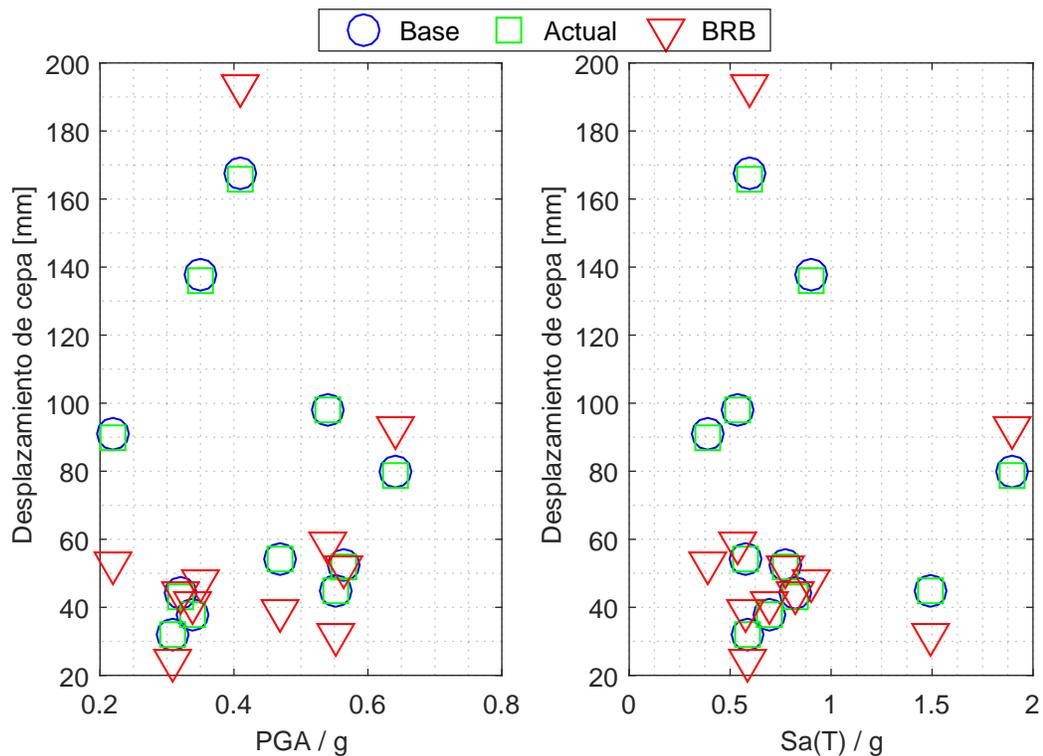


Figura 5.22: Desempeño de la cepa en dirección transversal, Puente Las Mercedes.

En la Figura 5.23 se muestra el desplazamiento de la cepa en dirección transversal. Al comparar al puente en situación base con la situación actual, se aprecia un aumento de desplazamiento que se atribuye a que la nueva configuración de la estructura la rigidiza, traspasando mayores desplazamientos a las columnas.

Cuando se refuerza el puente con BRB, se aprecia que el desplazamiento aumenta en un solo caso, con un cambio relativo del 12%. Para las restantes 10 solicitaciones, se observan disminuciones de los desplazamientos, llegando a un valor máximo de 45% de reducción.

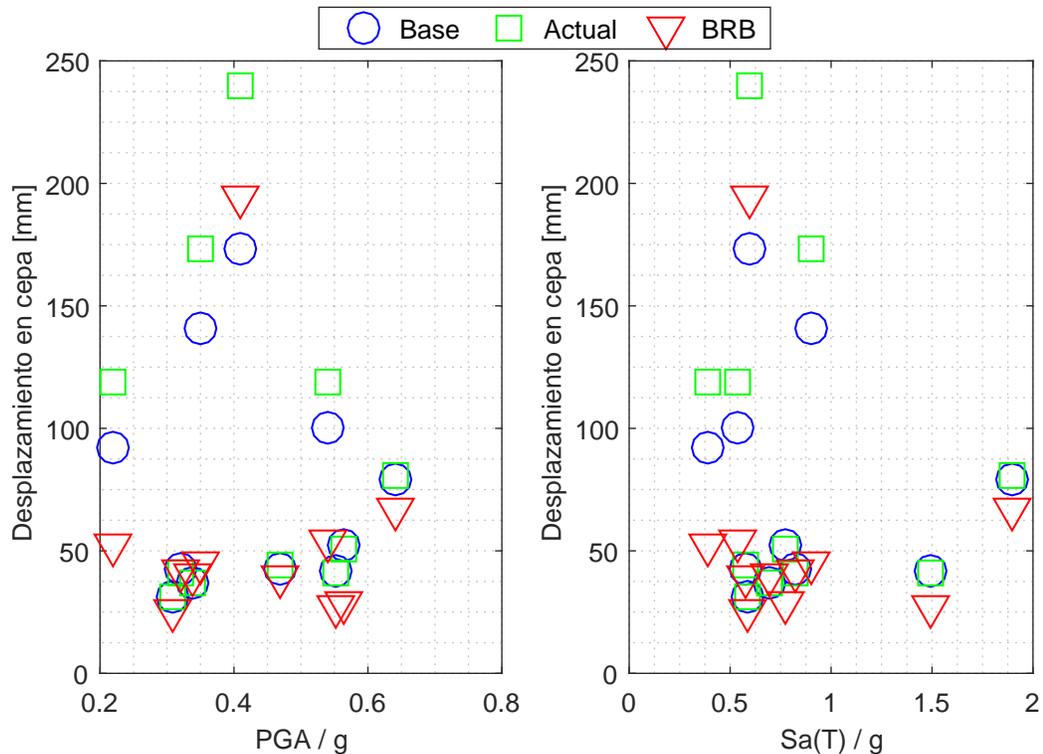


Figura 5.23: Desempeño de la cepa en dirección transversal, Puente Las Mercedes.

En la evaluación del desempeño de la cepa, no se apreció una correlación clara con el PGA o la  $Sa(T)$ : los datos se visualizan como una nube de puntos más que presentando una tendencia clara.

Queda en evidencia que es importante no solo realizar el diseño del reforzamiento sísmico con el espectro de diseño, sino que también es importante hacer verificaciones para diversos espectros. Por ejemplo, la adición de las BRB disminuye la demanda de desplazamiento del espectro del Manual de Carreteras, pero incrementa en un 10% la demanda de desplazamiento del espectro de Constitución. Haciendo estas evaluaciones, se pueden considerar los posibles perjuicios que tendría la adición de las BRB.

Cabe mencionar que el reforzamiento sísmico con riostras restringidas al pandeo en el diafragma tiene como objetivo disminuir los desplazamientos del tablero, por lo que el desempeño de la cepa podría verse beneficiado o perjudicado con esta nueva configuración. Para la mayoría de espectros, incluyendo el del Manual de Carreteras, se observó una disminución del desplazamiento de la cepa, beneficio que resulta adicional al objetivo principal.

→ Efecto del terremoto del Maule en la cepa

El puente Las Mercedes no sufrió rotulación de las columnas por efecto del terremoto del Maule. Esto se evidencia en la Figura 5.24, donde el tablero se encuentra rotado pero las columnas no presentan daños.



Figura 5.24: Columnas sin rotulación por efecto del terremoto del Maule, Puente Las Mercedes. Fuente: [7]

#### 5.5.4. Riostras restringidas al pandeo

Se evalúa el desempeño de las riostras restringidas al pandeo con el objetivo de obtener una representación de la energía que disipa este elemento. El parámetro de evaluación es la ductilidad de la riostra, que se determina como

$$\mu^{BRB} = \frac{d^{BRB}}{d_y^{BRB}} \quad (5.5.1)$$

donde  $d^{BRB}$  es la deformación de la riostra y  $d_y^{BRB}$  es la deformación de fluencia de la riostra.

La evaluación se realiza para cada una de las dieciséis riostras restringidas al pandeo. Para mayor claridad se analizan por separadas las ocho que se ubican en dirección longitudinal del puente y las ocho que se ubican en dirección del esviaje o transversal al puente. En las Figuras 5.25 y 5.26 se presentan la numeración de las riostras con las que se realiza el análisis en dirección longitudinal y esviada respectivamente.

En las Figuras 5.27, 5.28, 5.29 y 5.30 se presentan la ductilidad de las BRB. Con el objetivo de no saturar la gráfica, se presenta en color negro el rango de ductilidad obtenida al evaluar los once espectros en análisis y en color rojo se destacada la ductilidad que demanda el espectro del Manual de Carreteras.

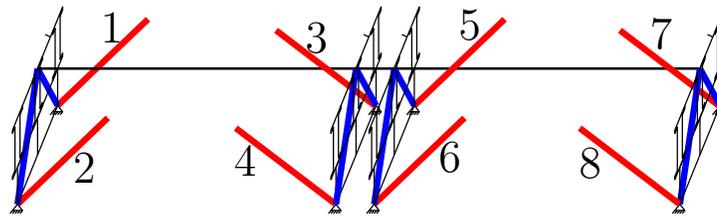


Figura 5.25: Numeración para evaluar ductilidad de las BRB longitudinales.

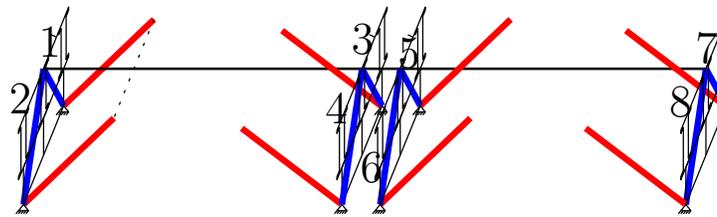


Figura 5.26: Nomenclatura para evaluar ductilidad de las BRB esviadas.

■ **Puente Chanco**

En la Figura 5.27 se presenta la ductilidad de las BRB para el análisis del puente Chanco en la dirección longitudinal. Se aprecia tanto para las BRB ubicadas en la dirección longitudinal como transversal al puente, que las ocho riostras restringidas al pandeo ubicadas en la cepa del puente no aportan en la disipación de energía comparadas con las BRB ubicadas en los estribos, debido a que los desplazamientos relativos entre subestructura y superestructura en la cepa son inferiores a los experimentados en los estribos.

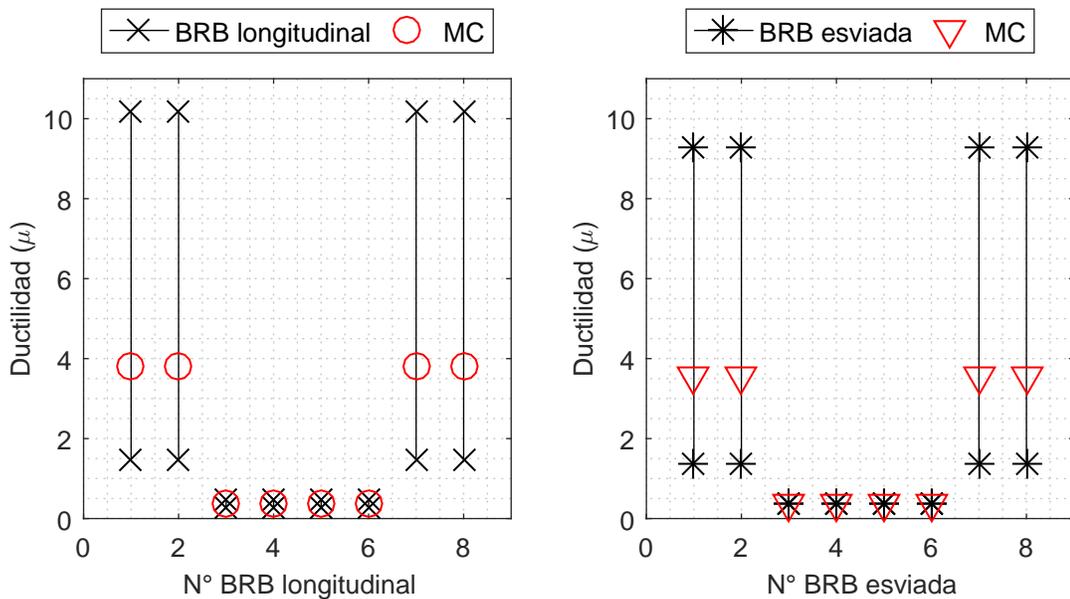


Figura 5.27: Desempeño de las BRB del análisis en dirección longitudinal del Puente Chanco.

En la Figura 5.28 se presenta la ductilidad de las BRB para el análisis en dirección transversal del puente Chanco. Se aprecia que las riostras ubicadas en la cepa disipan energía catorce veces menos que la energía que disipan las riostras de los estribos.

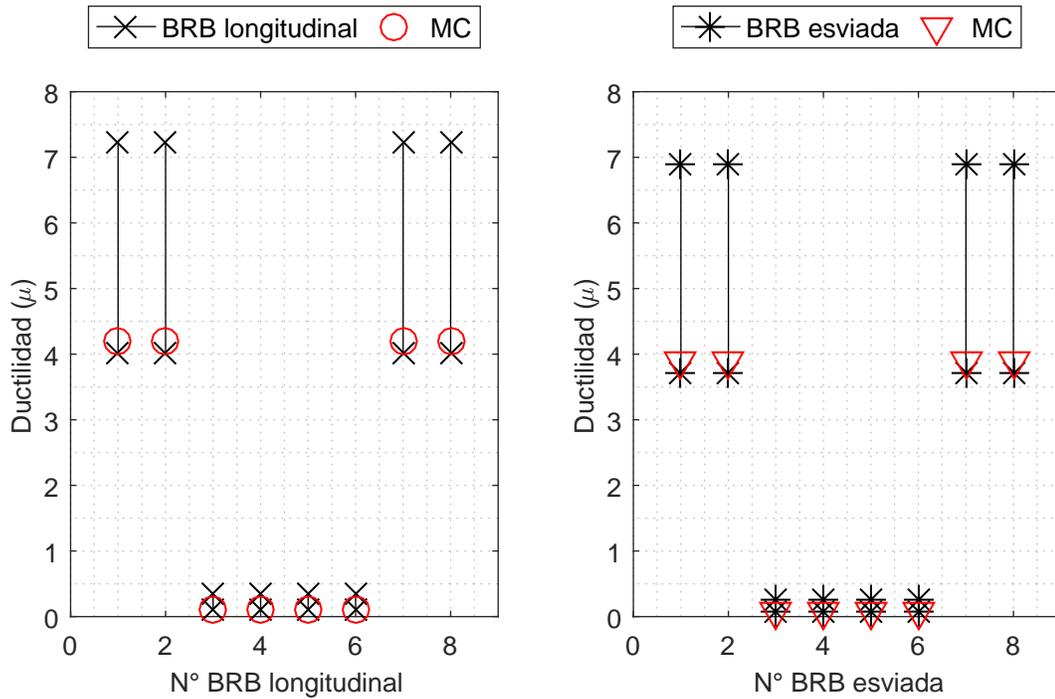


Figura 5.28: Desempeño de las BRB del análisis en dirección transversal del Puente Chanco.

El análisis del puente Chanco en ambas direcciones presenta para las BRB de los estribos, se deforman de tres a cuatro veces la deformación de fluencia.

La deformación de las BRB ubicadas en la cepa en las distintas direcciones de análisis del puente es inferior a la deformación de fluencia, es decir, estas riostras responden en el rango lineal. Por tanto, el aporte de disipación de energía de las riostras ubicadas en la cepa es menos considerable que en el caso de las riostras que se ubican en los estribos.

Para el diseño de las BRB en el puente Chanco se presume que es posible prescindir de las BRB ubicadas en la cepa. Para tener certeza que la toma de esta decisión es correcta es necesario evaluar el desempeño de los elementos con el nuevo diseño. Si son los resultados deseados, el diseño para el puente Chanco estaría formado por ocho BRB y no dieciséis.

■ **Puente Las Mercedes**

En la Figura 5.29 se presenta la ductilidad de las riostras para el análisis del puente Las Mercedes en la dirección longitudinal. Se aprecia tanto para las BRB longitudinales como transversales, que las riostras ubicadas en la cepa experimentan menores ductilidades, debido a que en la cepa los desplazamientos son compartidos con las columnas, en cambio en los estribos los desplazamientos se experimentan entre la subestructura y la superestructura. Las ductilidades que experimentan las BRB según el diseño corresponde a un quinto de la máxima ductilidad que experimentan con los otros espectros en estudio.

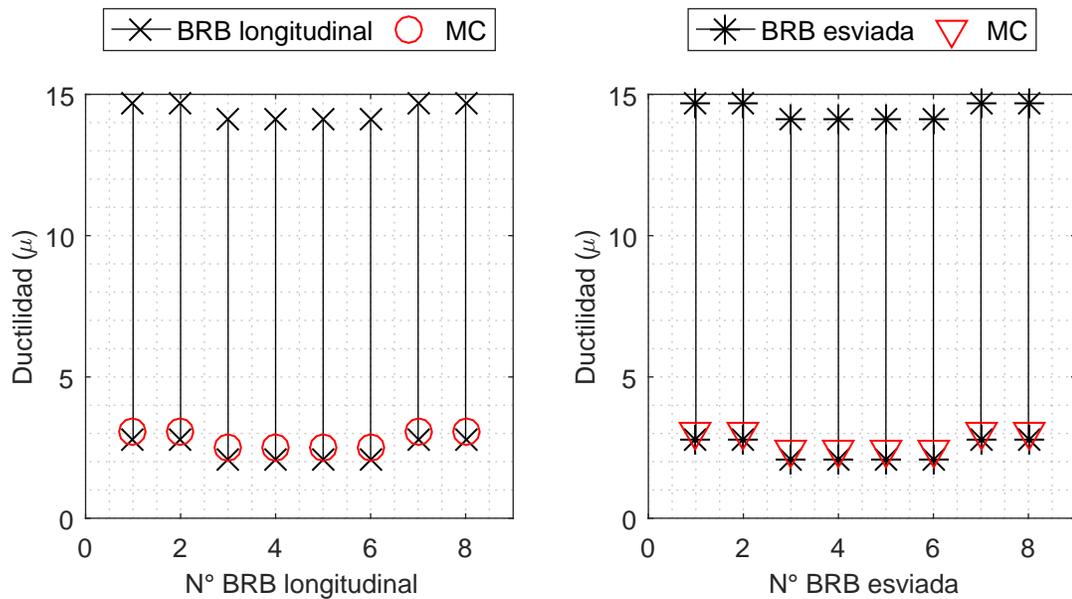


Figura 5.29: Desempeño de las BRB del análisis en dirección longitudinal del Puente Las Mercedes.

En la Figura 5.30 se presenta la ductilidad de las riostras para el análisis del puente Las Mercedes en la dirección transversal. Los resultados muestran que la ductilidad experimentada por las BRB según el diseño realizado con el espectro del Manual de Carreteras, representa un 23 % de la ductilidad experimentada con espectros que generan mayores demandas.

Las riostras que se ubican en la cepa se ven menos demandadas que las BRB ubicadas en los estribos.

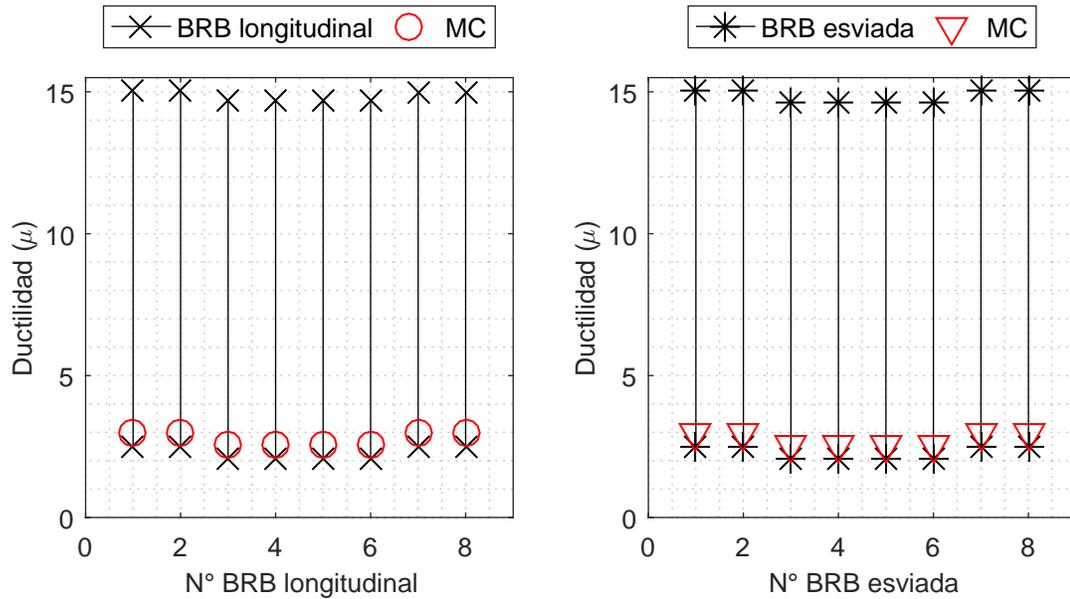


Figura 5.30: Desempeño de las BRB del análisis en dirección transversal del Puente Las Mercedes.

El análisis de la ductilidad de las dieciséis riostras restringidas al pandeo adicionadas al puente Las Mercedes indica que todas las BRB disipan energía de magnitud similar.

En el puente Chanco y el puente Las Mercedes se aprecia que algunos espectros someten a las BRB a ductilidades hasta cinco veces superiores a las de diseño. Por este motivo se recomienda realizar el diseño con el espectro del Manual de Carreteras, pero también realizar comprobaciones con espectros de mayores periodo de retorno.

## 5.6. Análisis de sensibilidad

En esta sección se realiza un análisis de sensibilidad con el objetivo de evaluar la influencia del área de las riostras restringidas al pandeo en el desempeño de los elementos del puente: apoyos elastoméricos, mesa de apoyo y cepas. Para cada puente se evalúan cuatro configuraciones variando el área, las cuales se describen a continuación.

### 5.6.1. Puente Chanco

Las configuraciones de riostras restringidas al pandeo, de menor a mayor área, son:

- **Configuración BRB 1:** se consideran las áreas obtenidas por la primera iteración de diseño con el espectro del Manual de Carreteras. En dirección longitudinal es  $A_L = 200 [mm^2]$  y en dirección esviada es  $A_S = 150 [mm^2]$ .
- **Configuración BRB 2:** se utilizan 1.5 veces las áreas obtenidas del diseño con el espectro

de Viña del Mar en dirección Norte-Sur. Las áreas de las BRB longitudinales son  $A_L = 1125 [mm^2]$  y en la dirección esviada son  $A_S = 975 [mm^2]$ .

- **Configuración BRB 3:** las áreas a usar son el doble de las áreas obtenidas del diseño con el espectro de Viña del Mar en dirección Norte-Sur. Las áreas en las BRB longitudinales son  $A_L = 1500 [mm^2]$  y en la dirección esviada son  $A_S = 1300 [mm^2]$ .
- **Configuración BRB 4:** se consideran las áreas obtenidas del diseño con el espectro de Constitución en dirección transversal, debido a que este espectro es el que genera las mayores solicitaciones al puente. Las áreas en las riostras restringidas al pandeo longitudinales son  $A_L = 1600 [mm^2]$  y en la dirección esviada son  $A_S = 2100 [mm^2]$ .

### 5.6.2. Puente Las Mercedes

Las configuraciones de áreas para riostras restringidas al pandeo consideradas, de menor a mayor área, son:

- **Configuración BRB 1:** se consideran las áreas obtenidas de la primera iteración de diseño con el espectro del Manual de Carreteras. En dirección longitudinal el área es  $A_L = 100 [mm^2]$  y en la dirección esviada es  $A_S = 130 [mm^2]$ .
- **Configuración BRB 2:** se realiza con el doble del área obtenida de la primera iteración de diseño con el espectro del Manual de Carreteras. En dirección longitudinal el área es  $A_L = 200 [mm^2]$  y en la dirección esviada es  $A_S = 260 [mm^2]$ .
- **Configuración BRB 3:** se usan la mitad de las áreas obtenidas diseñando las riostras con el espectro de Constitución en dirección transversal. El área en dirección longitudinal es  $A_L = 2750 [mm^2]$  y en dirección esviada es  $A_S = 875 [mm^2]$ .
- **Configuración BRB 4:** se utilizan las áreas obtenidas de diseñar con el espectro de Constitución en dirección transversal. El área en dirección longitudinal es  $A_L = 5500 [mm^2]$  y en dirección esviada es  $A_S = 1750 [mm^2]$ .

Durante la Sección 5.5, se observó que la Sa(T) entrega mayor tendencia con los desempeños de los elementos evaluado. Como este análisis de sensibilidad no tiene como objetivo comparar los resultados PGA vs Sa(T), se realiza el análisis solo para la Sa(T).

### 5.6.3. Apoyos elastoméricos

En la Figura 5.31 se muestra la variación del desempeño de los apoyos elastoméricos en los estribos y la cepa, según las configuraciones de BRB presentadas anteriormente. Tanto para el puente Chanco como para el puente Las Mercedes se sigue una tendencia, que indica que a medida que aumenta el área de las BRB, disminuyen los desplazamientos de los elastómeros. En general, en ambos puentes se distinguen importantes disminuciones de desplazamiento de los apoyos elastoméricos a medida que se aumenta el área de las BRB.

Con una configuración apropiada de BRB, se puede lograr no solo que estas sean capaces de mantener al puente en el rango lineal para el espectro de diseño, sino que disminuyan considerablemente los desplazamientos de los apoyos elastoméricos. Para el puente Chanco, la configuración BRB 1 mantiene todos los desplazamientos de los apoyos elastoméricos bajo los 100 [mm], mientras que en la configuración BRB 2, todos los desplazamientos son menores a 50 [mm] (es decir, mejora el desempeño a medida que aumenta el área de las BRB). Esta tendencia en que se disminuyen los desplazamientos de los apoyos elastoméricos a medida que se aumente el área se repite para distintas configuraciones y en ambos puentes. De esto se concluye que se pueden obtener los desplazamientos deseados en los apoyos elastoméricos al adicionar las riostras restringidas al pandeo con las áreas adecuadas.

Para distintas configuraciones de BRB, se pueden diseñar los elementos de manera tal que los desplazamientos en el puente sean inferiores al gap de algún elemento en particular. Esto significa que, con estas nuevas configuraciones, los estribos no aportarían rigidez dado que las riostras disminuyen los desplazamientos al punto de que no se cierren los gap. Por tal motivo, los topes sísmicos podrían no ser necesarios cuando se tenga el puente reforzado con BRB. Esta es la razón por la que se propone la utilización de uno u otro, no de ambos.

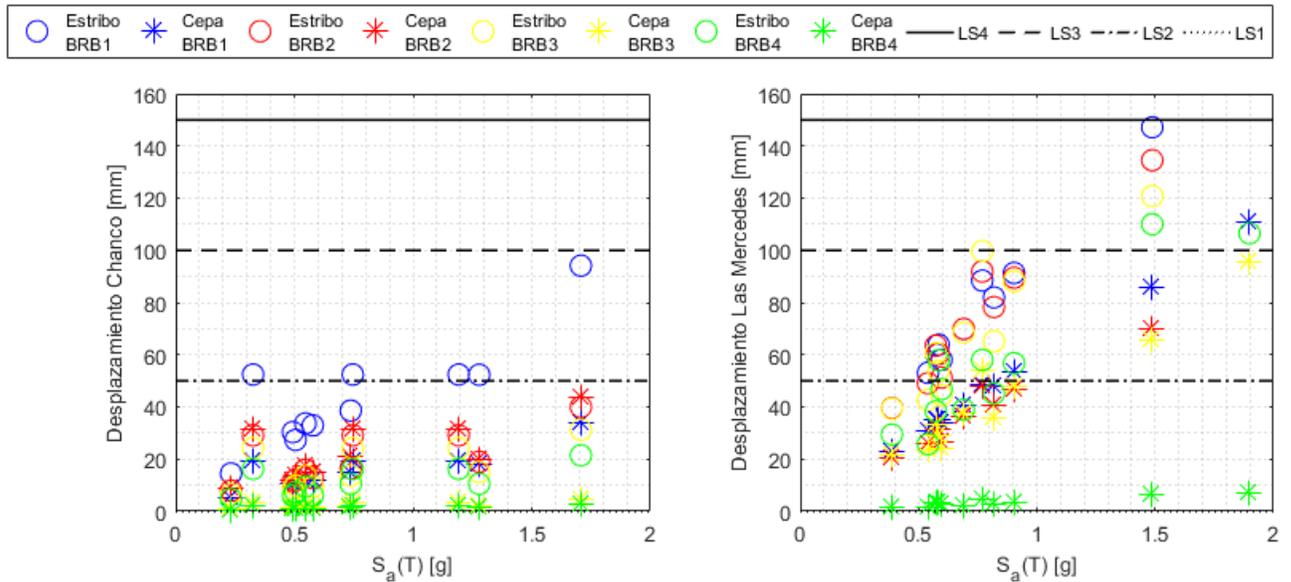


Figura 5.31: Análisis de sensibilidad de desempeño de apoyos elastoméricos.

### 5.6.4. Mesa de apoyo

El análisis de sensibilidad del desempeño de la mesa de apoyo en los estribos para la dirección longitudinal se presenta en la Figura 5.32 para los dos puentes y para las cuatro configuraciones propuestas. En los dos puentes es clara la tendencia de que, a medida que aumenta el área, disminuyen los desplazamientos del tablero. Por ejemplo: al pasar de la configuración BRB 1 a BRB 4, los desplazamientos disminuyen hasta en un 75 %. Esto puede resultar muy beneficioso, considerando la importancia de prevenir la caída del tablero. De los resultados obtenidos se desprende que, con la adición de las BRB en el diafragma, se puede lograr que el puente pase incluso a comportarse como puente integral.

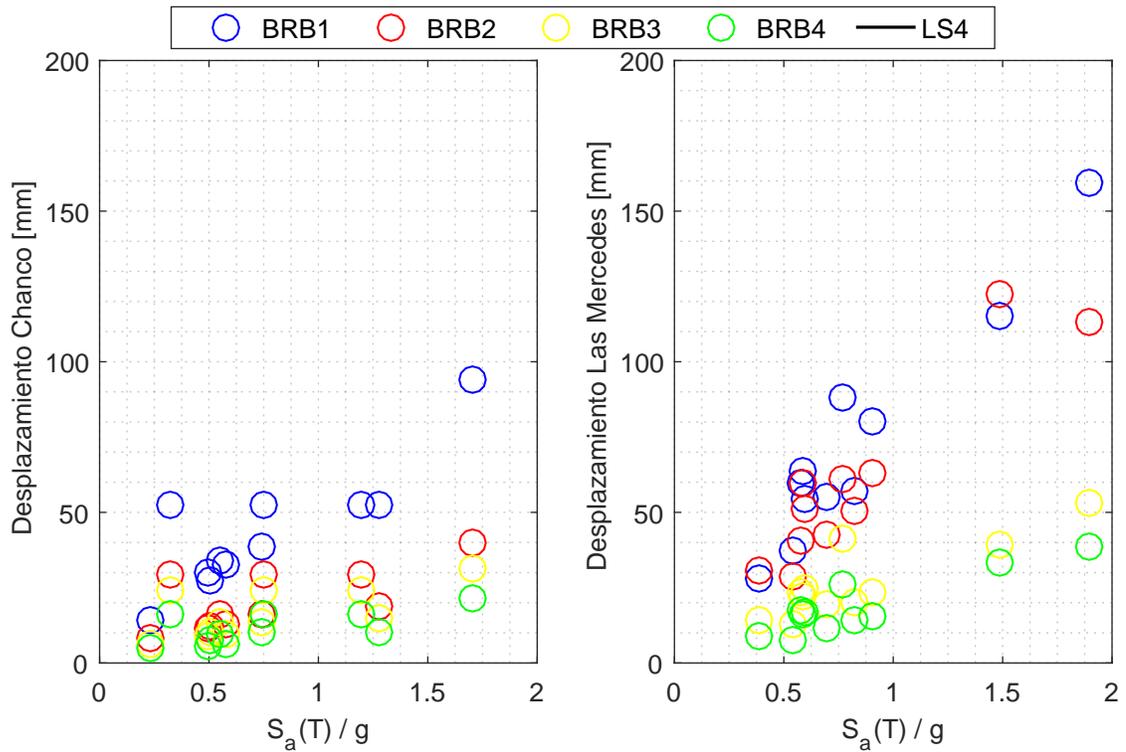


Figura 5.32: Análisis de sensibilidad de desempeño de mesa de apoyo en estribos.

En la Figura 5.33 se presenta el desempeño de la mesa de apoyo de la cepa para distintas áreas de riostras restringidas al pandeo. En esta se evidencia la alta importancia del área en el desempeño de la mesa de apoyo: a medida que aumenta el área, se disminuye los desplazamientos. Entre la configuración BRB 1 y la BRB 2, se aumenta el área al doble y los desplazamiento disminuyen aproximadamente a la mitad.

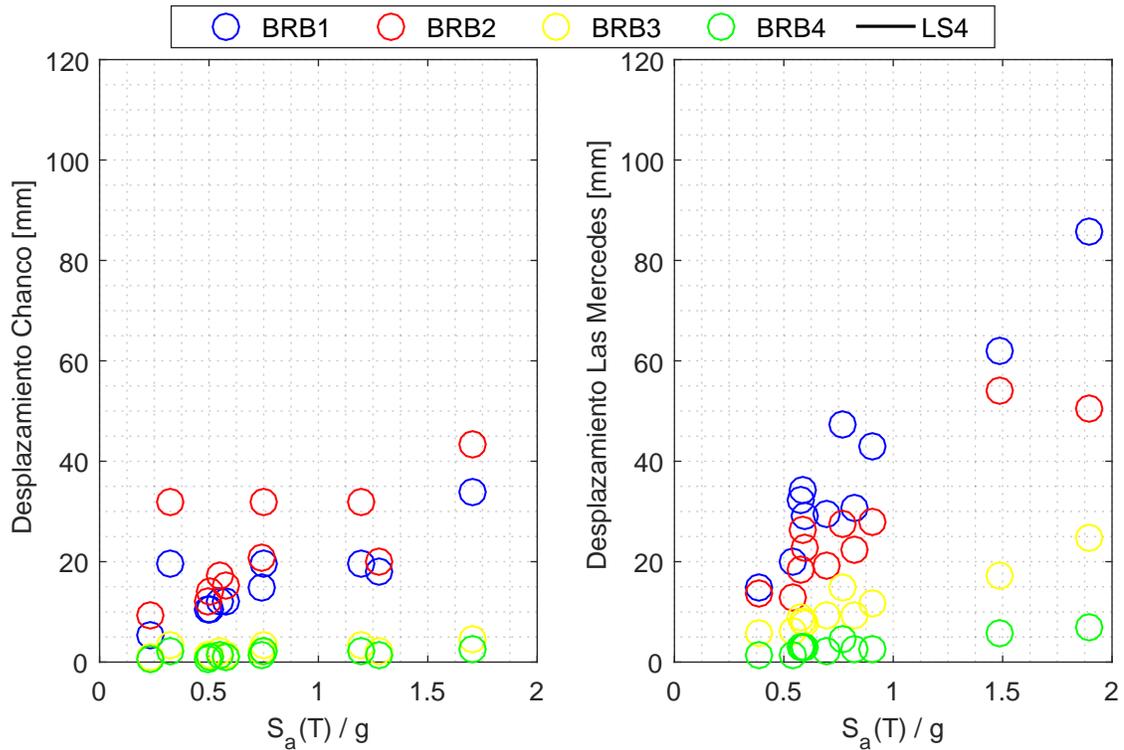


Figura 5.33: Análisis de sensibilidad de desempeño de mesa de apoyo en cepa.

De los resultados obtenidos se desprende que, con la adición de las riostras restringidas al pandeo en el diafragma, se puede lograr que el puente pase incluso a comportarse como puente integral. Es decir, las BRB pueden ser diseñadas, de manera adicional, para convertir el comportamiento de un puente a un puente integral.

Tal como se apreció en la evaluación del desempeño de los apoyos elastoméricos, los desplazamientos del tablero se pueden disminuir considerablemente con las BRB. Estas pueden proporcionarse de manera que las vigas (o travesaños, según configuración) no toquen a los topes sísmicos. Es decir, los topes sísmicos podrían reemplazarse por riostras restringidas al pandeo.

### 5.6.5. Cepa

El análisis de sensibilidad de las áreas evaluando el desplazamiento de la cepa en dirección longitudinal se presenta en la Figura 5.34. En esta se aprecia, para el puente Las Mercedes, que el desplazamiento de la cepa disminuye a medida que se aumenta el área de las riostras restringidas al pandeo. Sin embargo, entre la configuración BRB 1 y BRB 2 solo se distingue una leve mejora, esto debido a que ambas configuraciones tienen áreas pequeñas que no generan grandes cambios. Para el puente Chanco, no se pueden apreciar mejoras ni perjuicios en el desempeño de los desplazamientos de la cepa al adicionar las BRB. Este comportamiento se da debido a la alta rigidez del puente sin reforzar, en el que al adicionar las BRB la mejora no es tan notoria.

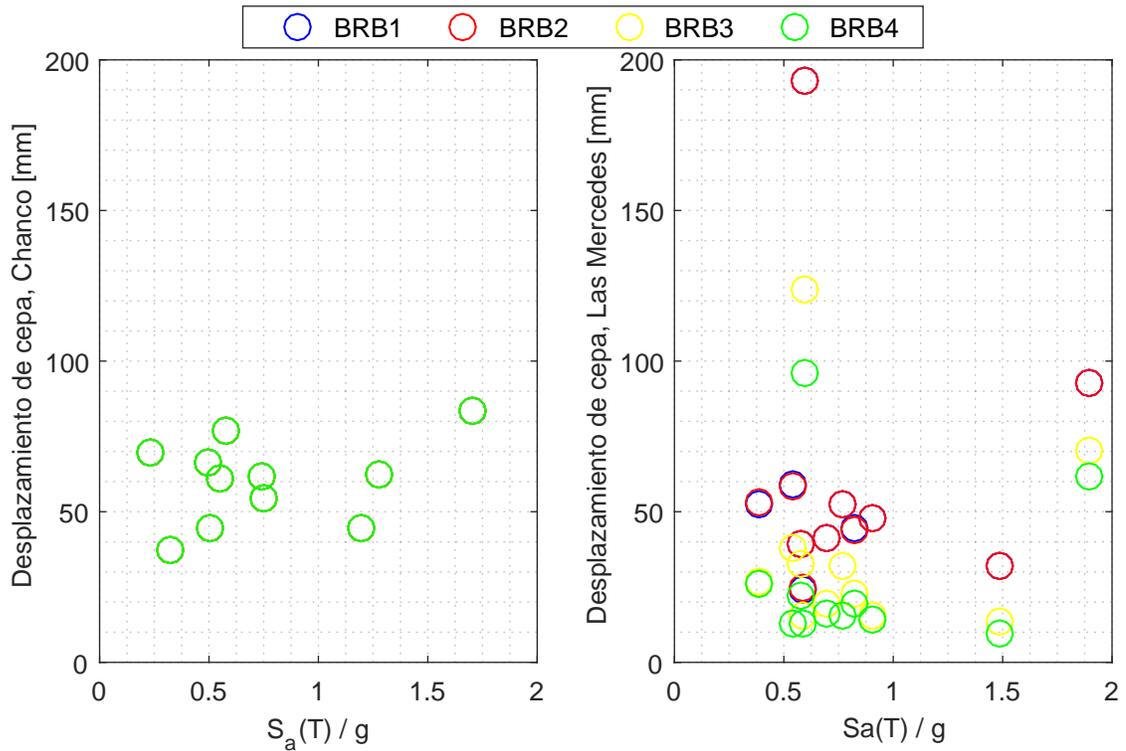


Figura 5.34: Análisis de sensibilidad de desplazamiento de cepa en dirección longitudinal.

El análisis de sensibilidad del desplazamiento de la cepa en la dirección transversal se muestra en la Figura 5.35. En esta gráfica se observa que ningún puente presenta una tendencia clara a medida que se modifica el área de las riostras.

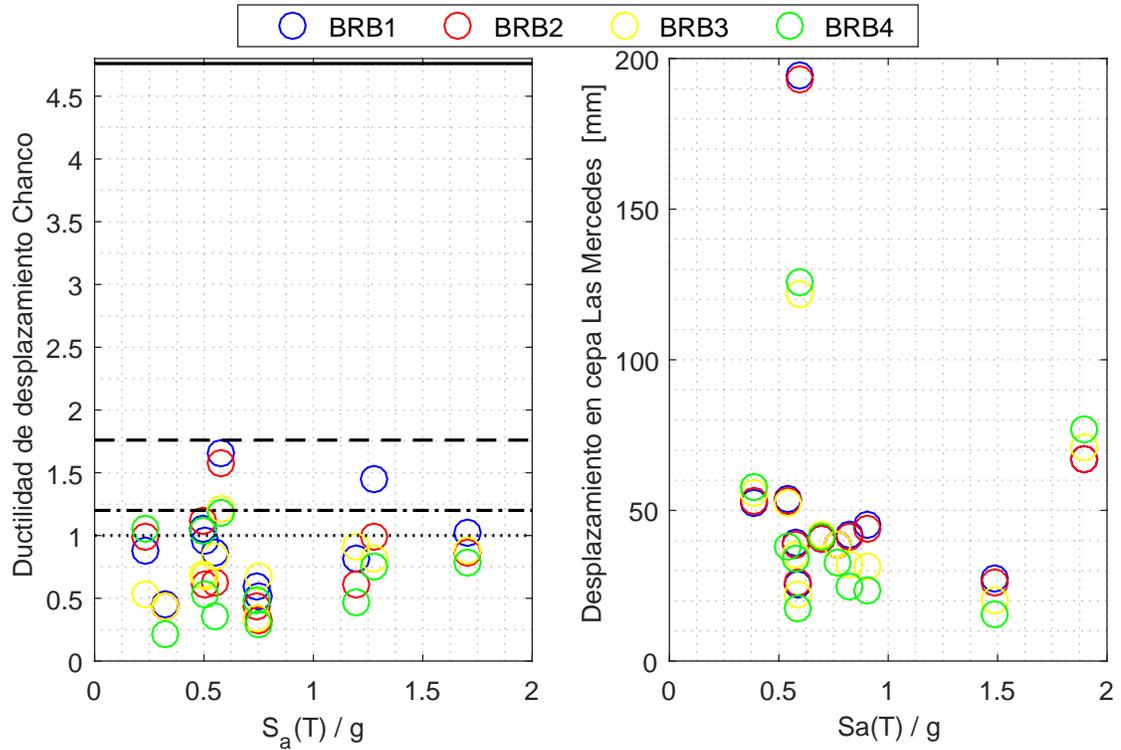


Figura 5.35: Análisis de sensibilidad de desempeño de cepa en dirección transversal.

En el análisis de sensibilidad se mostró que no necesariamente al hacer riostras con mayores áreas se mejora el desempeño de la cepa. Por lo tanto, se hace imprescindible evaluar las implicancias en los elementos de aumentar el área de las BRB. Esta situación se vio en casos de excepción y no es un comportamiento general. No obstante, debe ser considerado en el proceso de toma de decisiones y ser tratado con cuidado.

---

# CONCLUSIONES

---

El espectro de diseño que se determina según el Manual de Carreteras induce demandas muy inferiores que los espectros generados con registros medidos durante el Terremoto del Maule del 2010. En el caso del puente Chanco se obtuvo, con la demanda impuesta por el espectro del Manual de Carreteras, el desplazamiento calculado con el método de CSM corresponde al rango elástico; en cambio, para los demás espectros, un 70 % de ellos harían que los desplazamientos experimentados por el puente fuesen mayores que el desplazamiento de fluencia nominal de todos los apoyos elastoméricos. Para el análisis pushover del puente Las Mercedes se obtiene que se incursiona en el rango no lineal con todos los espectros (fluyendo los apoyos elastoméricos), aunque los espectros del Terremoto del Maule llevan a desplazamientos hasta 3.8 veces los obtenidos con el espectro del Manual de Carreteras.

Se realizaron análisis aproximados del puente para conocer los periodos de los primeros modos de vibrar, previo a modelar el puente en software de elementos finitos. Estos modelos aproximados mostraron resultados muy cercanos a los obtenidos con el modelo completo. Al comparar los periodos de ambos modelos, se obtuvo que el mayor error porcentual fue de 10.7 %, mientras que el menor error fue de 0.4 % para el modo longitudinal del puente las Mercedes. Con esto, se concluye que este método es apropiado para realizar una primera aproximación al comportamiento del puente, teniendo en consideración siempre que el modelo simplificado debe incluir todos los elementos que tengan aporte importante de masa y/o rigidez.

La aceleración máxima del suelo (PGA) no es el mejor indicador para conocer preliminarmente qué espectros generan las mayores o menores demandas en el puente. Por otro lado, la aceleración espectral asociada al periodo fundamental del puente ( $S_a(T)$ ), es un buen indicador de las sollicitaciones que tendrá el puente con cada espectro. Al considerar este último indicador, se concluyó que las mayores sollicitaciones en ambos puentes (debido a que los periodos en ambos son cercanos) se obtienen con los espectros de Constitución y Viña del Mar, comprobándose esto en los resultados del análisis pushover del modelo completo. Sin embargo, la PGA indica que la mayor sollicitación sería para el registro de Constitución en dirección transversal y en segundo lugar la de Llolleo en dirección transversal, mientras que los registros de Viña del Mar se ubicarían en séptimo y octavo lugar. Esto pone de manifiesto la mayor conveniencia de utilizar el indicador  $S_a(T)$  para obtener información preliminar de las sollicitaciones sobre un puente en particular.

La evaluación del resultado del CSM de los elementos del puente se realizó en función del PGA y de  $S_a(T)$  del puente. De aquí, se concluyó que el desempeño de los apoyos elastoméricos y de la mesa de apoyo muestran una tendencia lineal con respecto a  $S_a(T)$ ; es decir, a menor aceleración espectral del periodo fundamental del puente, mejor es el resultado del CSM de los apoyos

elastoméricos y la mesa de apoyo. Sin embargo, al evaluar el desempeño de la cepa, no fue posible apreciar una tendencia con  $S_a(T)$ . En este caso, el PGA no mostró correlación con los resultados del método de capacidad espectral de ninguno de los elementos estudiados.

Al reforzarlo sísmicamente con riostras restringidas al pandeo, se mejoró la respuesta general del puente. Se aprecia que las BRB cumplen con el objetivo de comportarse como fusible estructural: el puente Chanco, que en su situación original sufre la fluencia de los apoyos elastoméricos, al reforzarse con BRB pasa a mantener al puente en el rango lineal; en el caso del puente Las Mercedes, la situación base tiene un comportamiento con grandes desplazamientos entre subestructura y superestructura que provoca la fluencia de los apoyos elastoméricos y la rotación del tablero, mientras que al reforzar con BRB se llega a un comportamiento que restringe la rotación del tablero y mantiene a los apoyos elastoméricos en el rango lineal.

Los apoyos elastoméricos disminuyeron sus desplazamientos fuera de la zona de colapso, los desplazamientos del tablero también disminuyeron, y, a pesar de que la ductilidad de desplazamientos de la cepa no tiene una tendencia clara, en algunos casos se obtuvo disminución de desplazamientos de la cepa. Cabe destacar que mejorar el desempeño del tablero es un importante beneficio, pues previene directamente el problema del colapso del puente con las consecuencias catastróficas para la conectividad post-emergencia. Además, se comprobó que la reducción de desplazamientos es tal que se puede diseñar de forma que el puente se comporte como un puente integral.

Las BRB no solo pueden lograr el objetivo de mantener la estructura en el rango lineal, sino que también disminuir considerablemente los desplazamientos relativos entre el tablero y la subestructura. En el análisis de sensibilidad, al aumentar las áreas se vio que los desplazamientos se pueden disminuir para mejorar el desempeño de los elementos. La reducción de desplazamientos es tal que los topes sísmicos pasaron a no aportar en la respuesta estructural, dado que el gap no se cierra. En este sentido, se puede concluir que, realizando el diseño de las riostras restringidas al pandeo con otros objetivos de desempeño, es posible tanto reemplazar los topes sísmicos por BRB, como cambiar el comportamiento del puente al de uno integral.

## Trabajo futuro

En esta memoria de título se evaluó la influencia de la adición de BRB global en el puente, mediante el método de capacidad espectral y evaluación de desempeño de elementos de importancia (cepa, mesa de apoyo en cepa, mesa de apoyo en estribos, apoyos elastoméricos). Sin embargo, queda fuera del alcance de esta memoria de título la evaluación de otros elementos (e.g. como fundaciones) que se podrían ver perjudicados al rigidizar el puente con estos elementos. De la misma manera, en trabajos futuros podría evaluarse los elementos donde se apoyan las conexiones de las BRB, dado que se añaden cargas no consideradas en el diseño inicial (viga cabezal, estribo y tablero).

El puente Las Mercedes sufrió la rotación del tablero durante el terremoto del Maule. Este efecto no se replica adecuadamente con un análisis estático no-lineal (como el empleado en esta memoria de título). Para tener resultados que se acerquen a lo sucedido en el puente, se propone realizar un

análisis tiempo-historia considerando solicitaciones asociadas a diversos escenarios sísmológicos de interés.

Para obtener los mayores beneficios de las riostras, es necesario no solo diseñar las BRB con el espectro de diseño que indica el Manual de Carreteras, sino que también realizar verificaciones de desempeño de los elementos con otros espectros, por ejemplo como se presenta en [31]. En esta referencia se propone que las BRB logren llevar la demanda para un espectro de 500 años de periodo de retorno al rango lineal, y para un espectro de 1000 años de periodo de retorno esta sea inferior a 1.4 veces el desplazamiento de fluencia. Por lo tanto, queda como trabajo futuro evaluar distintos niveles de amenaza sísmica para la técnica de refuerzo presentada en este trabajo.

---

# REFERENCIAS

---

- [1] Gobierno de Chile. *Manual de Carreteras, Instrucciones y criterios de diseño*, 2017.
- [2] Plano puente chanco.
- [3] Plano puente las mercedes.
- [4] A. Martínez. Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado. Master's thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile., 2015.
- [5] K. Kawashima, S. Unjoh, J. Hoshikuma, and K. Kosa. Damage transportation facility due chile earthquake.
- [6] Wen-Huei Phillip Yen, Genda Chen, Ian Buckle, Tony Allen, Daniel Alzamora, Jeffrey Ger, and Juan G. Arias. Post-earthquake reconnaissance report on transportation infrastructure: Impact of the february 27, 2010, offshore maule earthquake in chile. techreport FHWA-HRT-11-030, Federal Highway Administration Research and Technology, March 2011.
- [7] Amr S. Elnashai, Bora Gencturk, Oh-Sung Kwon, Youssef M.A. Hashash, Sung Jig Kim, Seong-Hoon Jeong, and Jazalyn Dukes. The maule (chile) earthquake of february 27, 2010: Development of hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42:229 – 245, 2012.
- [8] Gobierno de Chile. Plan de reconstrucción terremoto y maremoto del 27 de febrero de 2010., 2010.
- [9] J.C. de la Llera, R. Boroschek, I. Vial, and R. Retamales. Seismic protection in chile: 25 years of evolution. In *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017.
- [10] Cámara Chilena de la Construcción. Balance de la infraestructura en chile, 2010.
- [11] Anil Chopra. *Dinámica de Estructuras*. Pearson Education, 2014.
- [12] *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, NCh2745*, 2013.
- [13] Shanmuga Priya, Cinitha A., Umesha P. K., and Nagesh R. Iyer. Enhancing the seismic response of buildings with energy dissipation methods – an overview. *Journal of Civil Engineering Research*, 2014.
- [14] Habib Saeed Monir and Keyvan Zeynali. A modified friction damper for diagonal bracing of structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 87:17 – 30, 2013.

- [15] Andrew Whittaker, Vitelmo V. Bertero, Christopher L. Thompson, and Javier Alonso. Seismic testing of steel plate energy dissipation devices. *Earthquake Spectra*, 7:563–604, 11 1991.
- [16] Corporación de Desarrollo Tecnológico and Cámara Chilena de la Construcción. Protección sísmica de estructuras, 2011.
- [17] *Diseño sísmico de edificios, NCh 433.Of1996 Modificada en 2012*.
- [18] Ministerio de Vivienda y Urbanismo. *Decreto Supremo DS61 de 2011*.
- [19] Ramiro Vargas and Michel Bruneau. Experimental validation of the structural fuse concept. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [20] Alireza Mohebbi, Keri L. Ryan, and David H. Sanders. Seismic protection of the piers of integral bridges using sliding bearings. *Journal of Earthquake Engineering*, 0(0):1–20, 2016.
- [21] Alireza Mohebbi, Keri Ryan, and David Sanders. Controlling the seismic damage in bridge columns using structural fuses, May 2014.
- [22] Ramiro Vargas and Michel Bruneau. Experimental investigation of the structural fuse concept. Technical report, University at Buffalo, 2006.
- [23] Chia-Ming Uang, M Nakashima, and Keh-Chyuan Tsai. Research and application of buckling-restrained braced frames. *International journal of steel structures*, 4:301–313, 01 2004.
- [24] Cameron Black, Nicos Makris, and Ian Aiken. Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces. *Journal of Structural Engineering*, 130, 06 2004.
- [25] CS Tsai, W Chen, and K Chen. Shaking table test of structure with reinforced buckling restrained braces. *Seismic Engineering*, 2005.
- [26] Xiaone Wei and Michel Bruneau. Case study on applications of structural fuses in bridge bents. *Journal of Bridge Engineering*, 2016.
- [27] Ramiro Bazaiez and Peter Dusicka. Cyclic behavior of reinforced concrete bridge bent retrofitted with buckling restrained braces. *Engineering Structures*, 119:34 – 48, 2016.
- [28] Ramiro Bazaiez and Peter Dusicka. Seismic retrofitting of reinforced concrete bridge bents utilizing hysteretic dampers. In *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017.
- [29] Ramiro Vargas and Michel Bruneau. Analytical response and design of buildings with metallic structural fuses. i. *Journal of Structural Engineering*, 2009.
- [30] Ramiro Vargas and Michel Bruneau. Experimental response of buildings designed with metallic structural fuses. ii. *Journal of Structural Engineering*, 2009.
- [31] Ramiro Bazaiez and Peter Dusicka. Design implementation of buckling restrained braces for seismic retrofitting of reinforced concrete multi-column bridge bents. In *Structures Congress*, 2015.

- [32] Samer El-Bahey and Michel Bruneau. Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents. *Engineering Structures*, 33(3):1052 – 1061, 2011.
- [33] Gang Li, Yi Jiang, Shuchuan Zhang, Yan Zeng, and Qiang Li. Seismic design or retrofit of buildings with metallic structural fuses by the damage-reduction spectrum. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(1):85–96, 2015.
- [34] Xiaone Wei and Michel Bruneau. Analytical investigation of buckling restrained braces' applications in bidirectional ductile end diaphragms for seismic performance of slab-on-girder bridge. *Engineering Structures*, 141:634 – 650, 2017.
- [35] Masayoshi Nakashima. Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. i: Test. *Journal of Structural Engineering*, 1995.
- [36] Masayoshi Nakashima, Takashi Akazawa, and Bunzo Tsuji. Strainhardening behavior of shear panels made of low-yield steel. ii: Model. *Journal of Structural Engineering*, 1995.
- [37] FitzGerald, Thalia Magnos, Mary Goodson, and Theodore Zsutty. Slotted bolted connections in aseismic design for concentrically braced connections. *Earthquake Spectra*, 1989.
- [38] Avtar Pall, Cedric Marsh, and Paul Fazio. Friction joints for seismic control of large panel structures. *PCI Journal*, 1980.
- [39] Kazuhiko Kasai and Egor Popov. General behavior of wf steel shear link beams. *Journal of Structural Engineering*, 1986.
- [40] Samer El-Bahey and Michel Bruneau. Structural fuse concept for bridges. *Journal of the Transportation Research Board*, 2010.
- [41] Michel Bruneau, Samer El-Bahey, Shuichi Fujikura, and David Keller. Structural fuses and concrete-filled steel shapes for seismic and multi-hazard resistant design. In *New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference*, 2010.
- [42] M. J. N. Priestley, F. Seible, and G.M. Calvi. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, 1995.
- [43] Mauricio Guzmán Silva. Estudio de ingeniería conservación de la red vial consultoría de proyectos de puentes y pasarelas tercera etapa. provincias de cautín y malleco.”.
- [44] Gobierno de Chile. *Manual de Carreteras, Instrucciones y criterios de diseño*, 2014.
- [45] Ady Aviram, Kevin R. Mackie, and Bozidar Stojadinovic. Effect of abutment modeling on the seismic response of bridge structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(4):395–402, 2008.

- [46] Joshua S. Steelman, Larry A. Fahnestock, Evgueni T. Filipov, James M. LaFave, Jerome F. Hajjar, and Douglas A. Foutch. Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands. *Journal of Bridge Engineering*, 18(7):612–623, 7 2013.
- [47] Matias Hube, A. Martínez, and F. Rubilar. Experimental behavior of elastomeric bearings and seismic bars of simply supported chchile bridges. In *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017.
- [48] Caltrans. *Seismic Design Criteria*. Caltrans, version 1.3 edition, 02 2004.
- [49] Qiang Han, Yulong Zhou, Yuchen Ou, and Xiuli Du. Seismic behavior of reinforced concrete sacrificial exterior shear keys of highway bridges. *Engineering Structures*, 139:59 – 70, 2017.
- [50] Pedro F. Silva, Sami Megally, and Frieder Seible. Seismic performance of sacrificial exterior shear keys in bridge abutments. *Earthquake Spectra*, 25(3):643–664, 2009.
- [51] Sami Megally, Perdo Silva, and Frieder Seible. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments. techreport SSRP-2001/23, University of California, 05 2002.
- [52] A. Martínez, M.A. Hube, and K.M. Rollins. Analytical fragility curves for non-skewed highway bridges in chile. *Engineering Structures*, 141:530 – 542, 2017.
- [53] Can Akogul and Aguz Celik. Effect of elastomeric bearing modeling parametpara on the seismic design of rc highway bridges with precast concret girders. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [54] Rubén Boroschek, Pedro Soto, and Ricardo León. Terremotos de chile. Universidad de Chile - Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas -Departamento de Ingeniería Civil.
- [55] SeismoSignal. *Technical information sheet - Seismosoft's suite of Earthquake tools*. Seismosoft Ltd., Piazza Castello, 19 - Italy, 2016.
- [56] Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. techreport ATC40, Seismic Safety Commission, State of California, November 1996.
- [57] Roy Imbsen and Imbsen Consulting. *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. s, March 2007.
- [58] Sigmund Freeman. Review of the development of the capacity spectrum method. *Journal of Earthquake Technology*, 2004.
- [59] Sotiria Stefanidou and Andreas J. Kappos. Methodology for the development of bridge-specific fragility curves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 07 2016.
- [60] X H. Long, Z Y. Xie, J Fan, and Y Miao. Convex model-based calculation of robust seismic fragility curves of isolated continuous girder bridge. *European Association for Earthquake Engineering*, 07 2017.

- 
- [61] Bryant G. Nielson and Reginald DesRoches. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern united states. *Earthquake Spectra*, 23(3):615–633, 2007.
- [62] Behzad Zakeri, Jamie Padgett, and Gholamreza Ghodrati Amiri. Fragility analysis of skewed single-frame concrete box-girder bridges. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28:571–582, 06 2014.
- [63] Jian Zhang and Yili Huo. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. 31:1648–1660, 08 2009.