

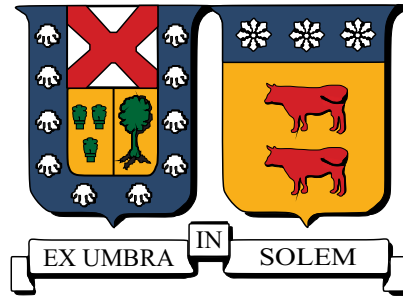
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES ESVIADOS
CHILENOS CON Y SIN SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE
ENERGÍA

SOFÍA CATALINA ALDEA ZAPATA

Ingeniero Civil
Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Marzo de 2021



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES ESVIADOS
CHILENOS CON Y SIN SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE
ENERGÍA**

Memoria de Título y Tesis de Grado presentada por
SOFÍA CATALINA ALDEA ZAPATA

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil
y al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Dr. Ramiro Bazález

Marzo de 2021

TÍTULO DE LA TESIS

DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES ESVIADOS CHILENOS CON Y SIN SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

AUTOR

SOFÍA CATALINA ALDEA ZAPATA

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el título de Ingeniero Civil y el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Dr. Ramiro Bazález Gallardo

Dr. Rodrigo Astroza Eulufí

Dr. Pablo Heresi Venegas

Valparaíso, Chile, Marzo de 2021.

3/3/2021

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar y más importante, agradecer a mi familia por estar incondicionalmente en momentos buenos y malos conmigo, sin duda sin su apoyo no hubiese sido posible llegar tan lejos. Así también, agradezco haber nacido en un ambiente apto para poder desarrollarme en el ámbito personal y educacional, algo con lo que muchos en nuestro país no pueden optar. En segundo lugar, agradecer a mis amigas del colegio y amistades que fui formando en la Universidad, por apoyarme más allá del ámbito académico, ayudándome a crecer como persona y haciendo mucho más grata esta etapa.

Agradecer también a la Universidad Técnica Federico Santa María, a sus funcionarios y profesores, así como al equipo de promoción universitaria, por brindarme las herramientas para poder desenvolverme en el futuro como una profesional de excelencia e íntegra. Y agradecer especialmente al profesor Dr. Ramiro Bazález Gallardo, quien ha sido un guía fundamental en el desarrollo de esta tesis y en término de este proceso formativo.

Finalmente, mis sinceros agradecimientos a la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo ANID, la que hizo posible esta investigación mediante la Beca de Magíster Nacional 22191292 y el proyecto FONDECYT 11180882.

RESUMEN

Las nuevas especificaciones del Manual de Carreteras para el diseño sísmico de puentes chilenos, incorporadas luego del terremoto de Maule 2010 ($8.8 M_w$) dado los extensos daños evidenciados, se incluyeron con el objetivo de disminuir la vulnerabilidad sísmica de dichas estructuras. Sin embargo, aún existe bastante incertidumbre con respecto al comportamiento y desempeño de puentes esviados. Estos últimos son conocidos por ser más vulnerables que puentes rectos, ya que durante eventos sísmicos severos han presentado un mecanismo de rotación en planta del tablero, lo que aumenta los giros y, como consecuencia, se generan mayores desplazamientos relativos con respecto a la subestructura. Por lo anterior, debe ponerse un especial énfasis sobre ellos, ya que conforman gran parte de la red vial por su capacidad de adaptarse a caminos previamente construidos y a geografías complicadas.

El Manual de Carreteras, en sus nuevas disposiciones, exige que se implementen mayores medidas de protección sísmica, principalmente mediante un aumento en la longitud de la mesa de apoyo del tablero y mediante la incorporación de topes sísmicos intermedios, diafragma, barras sísmicas y anclaje de los apoyos elastoméricos. Sin embargo, el actual código normativo no propone un diseño basado en desempeño que se preocupe de asegurar un adecuado comportamiento para todo el rango intensidades sísmicas. Esto se evidencia en los resultados obtenidos, ya que las medidas de protección anteriores resultan efectivas para prevenir estados de daño severos y de colapso ante sismos de alta intensidad, sin embargo, no previenen que se generen daños importantes a niveles menores de intensidad sísmica, que puedan comprometer la continuidad operacional. Es por esto que para lograr un adecuado comportamiento sísmico, en esta investigación se evaluará la incorporación de distintos sistemas de disipación de energía: hysteréticos y con capacidad de recentreo o auto-centrante.

Así, el objetivo de este trabajo es estudiar el desempeño sísmico de puentes esviados típicos chilenos con y sin la inclusión de sistemas de disipación de energía. Para lograr lo anterior, la investigación se dividirá en dos secciones: la primera corresponde a estudiar el comportamiento de cuatro puentes esviados construidos en Chile que sufrieron daños y/o colapso debido al terremoto de Maule 2010, en sus condiciones original y reparados. La segunda sección se centra en estudiar el efecto de la incorporación de sistemas de disipación de energía en uno de estos puentes. Para esto se generarán modelos tridimensionales no lineales detallados en OpenSees para cada uno de los puentes en estudio, para posteriormente realizar diversos análisis que permitan determinar la vulnerabilidad sísmica de estos puentes esviados.

De esta forma, esta investigación resulta ser uno de los primeros estudios en el país, en proponer y evaluar una metodología de diseño por desempeño para puentes chilenos esviados, que a su vez incorporen sistemas de disipación de energía.

En síntesis, el estudio concluye que las medidas de reparación adoptadas para los puentes dañados,

las cuales reflejan los cambios en la normativa de diseño, ayudan a disminuir la vulnerabilidad sísmica de éstos, principalmente en estados severos de daño. Sin embargo, para estados más leves, los que se alcanzan para sismos recurrentes, no existen dispositivos que restrinjan adecuadamente estas demandas, las cuales muy bien pueden limitar la continuidad operacional del puente y, en consecuencia, de la red vial. En este punto entran en juego los sistemas de disipación de energía, los cuales de acuerdo a resultados obtenidos son capaces de mejorar el desempeño en gran parte del rango de intensidades sísmicas.

ABSTRACT

The new procedures of the Chilean seismic design code for bridges "Manual de Carreteras", applied after the 2010 Maule earthquake ($8.8 M_w$) due to the extensive damage observed, were incorporated with the aim of reducing the seismic vulnerability of these structures. However, there is still much uncertainty regarding the behaviour and performance of skewed bridges. The latter are known to be more vulnerable than straight bridges, since during severe seismic events they have presented an in-plane rotation mechanism of the deck, which increases rotations and, as a consequence, produces greater relative displacements between the superstructure and substructure. This is why a special emphasis should be placed on them, since they constitute an important part of the highway network due to their ability to adapt to previously built structures and complex geographies.

The seismic design code for bridges, in its new provisions, demands greater seismic protection measures to be implemented, mainly through an increase in the deck seat support length and through the incorporation of internal shear keys, diaphragm, seismic bars and anchoring of the elastomeric bearings. However, the current normative does not propose a performance-based design that ensures an adequate performance for the entire range of seismic intensities. This is evidenced in the results obtained, since the previous protection measures are effective to prevent severe and collapse damage states for high intensity earthquakes, however they do not prevent damage at lower levels of seismic intensity. For this reason, in order to reach an adequate seismic behavior, the incorporation of different energy dissipation systems will be evaluated in this investigation: hysteretic and recentering.

Thus, the objective of this research is to study the seismic performance of typical Chilean skewed highway bridges with and without the inclusion of energy dissipation devices. To achieve this, the research will be divided into two sections: the first section will study the behaviour of four skewed bridges built in Chile that suffered damage and / or collapse due to the 2010 Maule earthquake in their original and repaired conditions. The second section will analyze the effect of the incorporation of energy dissipation devices in one of these bridges. For this, detailed non-linear three-dimensional models will be generated in OpenSees for each of the bridges under study, to later perform various analyzes that allow to determine the seismic vulnerability of skewed bridges.

This research is one of the first studies in Chile that proposes and evaluates a performance design methodology for Chilean skewed bridges, which also incorporates energy dissipation systems.

In synthesis, the study concludes that the repair measures adopted for damaged bridges, which reflect changes in the design criteria, help to reduce their seismic vulnerability, specially in severe damage states. However, for the slighter states, reached for recurrent earthquakes, there are no devices that adequately restrict these damages, which may limit the operational continuity of the bridge and, consequently, of the highway network. At this point, energy dissipation systems come into play, which according to the results obtained are capable of improving the performance in a large part of seismic intensities range.

GLOSARIO

- **Puente Esviado:** Puente en el cual el eje perpendicular al longitudinal no corresponde al eje que define las cepas o estribos (Figura 1).
- **Esviaje:** Ángulo que define el eje perpendicular al longitudinal del puente junto con el eje que define a las cepas o estribos del anterior (Figura 1).
- **Superestructura:** Parte superior de un puente conformada por el tablero, las vigas longitudinales y los elementos de conexión hacia la subestructura (Figura 2).
- **Subestructura:** Parte inferior de un puente encargada de transmitir las cargas hacia el terreno, conformada por las fundaciones, estribos y cepas, a su vez conformadas por columnas o muros y una viga cabezal (Figura 2).
- **Topes sísmicos:** Elementos de restricción transversal de la superestructura, pueden estar conformados de hormigón o acero, los cuales se instalan sobre la viga cabezal.
- **Barras sísmicas:** barras de anclaje vertical, denominadas de acá en adelante como barras sísmicas. Son barras verticales de acero corrugado dispuestas como conexión entre la superestructura y la subestructura, diseñadas para resistir las demandas sísmicas verticales.
- **Apoyos elastoméricos:** Spoyos formados bloques de neopreno y láminas de acero por sobre los cuales descansan las vigas longitudinales del puente.
- **Gap:** Espacio libre entre dos elementos estructurales (medida de longitud).
- **OpenSees:** Software de análisis no lineal (Open System for Earthquake Engineering Simulation [1]).
- **IDA:** Análisis dinámico incremental (Incremental dynamic analysis).
- **NLTHA:** Análisis tiempo-historia no lineal (Non-linear time history analysis).
- **EDP:** Parámetro de demanda ingenieril (Engineering demand parameter).
- **IM:** Medida de intensidad sísmica (Intensity measure).
- **kip:** Kilopondio (unidad de medida de fuerza inglesa) (4448.2 [N]).
- **ft:** Pies (unidad de medida de longitud inglesa) (0.3048 [m]).

- in: Pulgada (unidad de medida de longitud inglesa) (0.0254 [m]).
- G: Módulo de corte de los elastómeros.

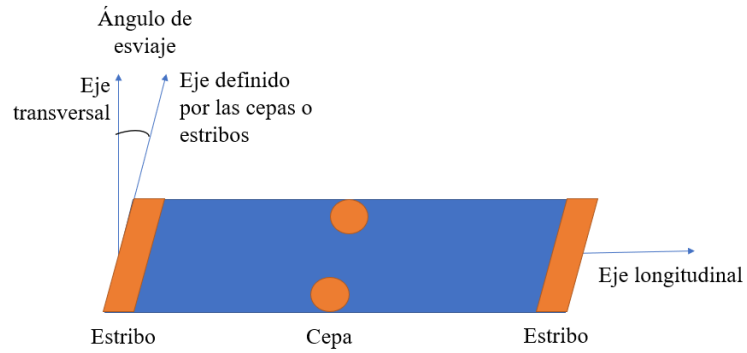


Figura 1: Esquema de descripción del esviaje

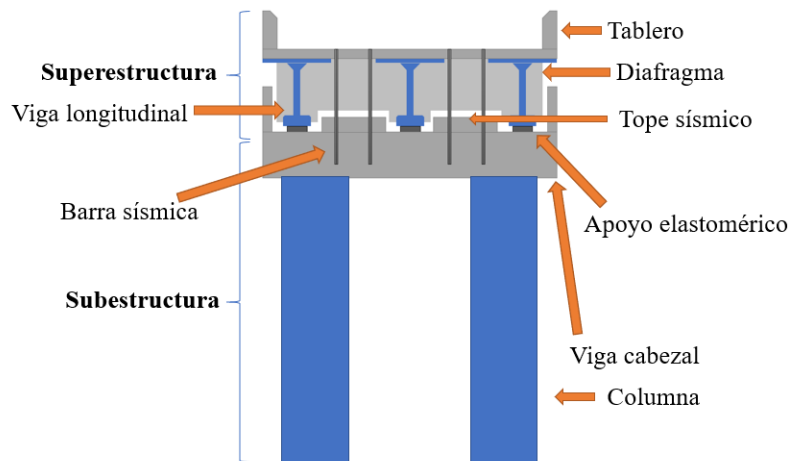


Figura 2: Esquema de descripción de elementos

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN	III
ABSTRACT	V
GLOSARIO	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XXIV
ÍNDICE DE TABLAS	XXVI
INTRODUCCIÓN	1
1. ESTADO DEL ARTE	9
1.1. Comportamiento sísmico de puentes chilenos	9
1.2. Comportamiento sísmico de puentes esviados	13
1.3. Dispositivos de protección sísmica aplicados en puentes	15
1.3.1. Dispositivos de restricción	15
1.3.2. Dispositivos de disipación de energía usados en puentes	17
2. DESCRIPCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO Y MODELACIÓN NO LINEAL	25
2.1. Aspecto generales	25
2.2. Casos de Estudio	26
2.3. Modelación numérica	29
2.4. Superestructura	29

2.4.1.	Tablero y vigas longitudinales	29
2.4.2.	Apoyos elastoméricos	31
2.4.2.1.	Comportamiento axial	31
2.4.2.2.	Comportamiento a flexión y torsión	32
2.4.2.3.	Comportamiento al corte	32
2.4.3.	Topes internos de acero	33
2.4.4.	Topes internos de hormigón	34
2.4.5.	Topes externos de hormigón	36
2.4.6.	Barras sísmicas	38
2.5.	Subestructura: cepas	42
2.5.1.	Columnas y vigas cabezal	42
2.5.2.	Fundaciones	43
2.6.	Subestructura: estribos	45
2.6.1.	Resistencia pasiva del suelo	46
2.6.2.	Impacto con la pared del estribo	47
2.7.	Representación de los casos de estudio	48
3.	ANÁLISIS Y RESULTADOS DE PUENTES ESVIADOS	51
3.1.	Aspectos Generales	51
3.2.	Análisis Modal	51
3.3.	Análisis No Lineal Estático	52
3.4.	Registros Sísmicos Considerados	53
3.5.	Estados límite	57
3.6.	Análisis Tiempo Historia	59
3.7.	Análisis utilizando el espectro de diseño del Manual de Carreteras	61
3.8.	Análisis Dinámico Incremental y Curvas de fragilidad	62
3.8.1.	Curvas de Fragilidad	64

3.8.1.1.	Curvas de Fragilidad del Sistema	68
3.8.1.2.	Comparación de los resultados con los espectros de Maule 2010	69
3.9.	Influencia del Esviaje	72
3.10.	Influencia de los Elastómeros y de las Barras Sísmicas	78
3.10.1.	Influencia del anclaje de los elastómeros y de la presencia de barras sísmicas	78
3.10.2.	Influencia de la modelación de los elastómeros no anclados	80
3.11.	Discusión	85
4.	ANÁLISIS Y RESULTADOS DE PUENTES ESVIADOS CON SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	87
4.1.	Filosofía de diseño por desempeño	87
4.2.	Disipador histerético	90
4.2.1.	Consideraciones preliminares	90
4.2.2.	Diseño del disipador - Disipador histerético	90
4.2.3.	Modelación en OpenSees del disipador - Disipador histerético	92
4.2.4.	Disipador histerético - Verificación del diseño	93
4.2.4.1.	Caso con elastómeros anclados - Disipador histerético	94
4.2.4.2.	Caso sin elastómeros anclados - Disipador histerético	97
4.2.5.	Análisis IDA y curvas de fragilidad - Disipador histerético	98
4.2.5.1.	Caso con elastómeros anclados - Disipador histerético	99
4.2.5.2.	Caso sin elastómeros anclados - Disipador histerético	101
4.2.6.	Disipador histerético - Análisis de sensibilidad	104
4.2.6.1.	Disipador histerético - Puente con anclaje - Influencia de los toques externos	105
4.2.6.2.	Disipador histerético - Puente con anclaje - Esviaje	105
4.2.6.3.	Disipador histerético - Puente con anclaje - Ángulo de los disipadores	108
4.2.6.4.	Disipador histerético - Puente sin anclaje - Variación de la rigidez inicial y la fluencia	109

4.3. Disipador con recentreo	112
4.3.1. Consideraciones preliminares	112
4.3.2. Diseño del disipador - Disipador con recentreo	112
4.3.3. Modelación en OpenSees del disipador - Disipador con recentreo	113
4.3.4. Disipador con recentreo - Verificación del diseño	114
4.3.4.1. Caso Anclado - Disipador con recentreo	114
4.3.4.2. Caso No Anclado - Disipador con recentreo	116
4.3.5. Análisis IDA y curvas de fragilidad - Disipador con recentreo	118
4.3.5.1. Caso con elastómeros anclados - Disipador con recentreo	119
4.3.5.2. Caso sin elastómeros anclados - Disipador con recentreo	121
4.3.6. Disipador con recentreo - Análisis de sensibilidad	122
4.3.6.1. Disipador con recentreo - Puente con anclaje - Esviaje	123
4.3.6.2. Disipador con recentreo - Puente con anclaje - Ángulo de los disipadores	125
4.3.6.3. Disipador con recentreo - Puente sin anclaje - Variación de la materia-	
lidad	125
4.4. Comparación de métodos de disipación de energía y protección sísmica	129
4.4.1. Comparación - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros	129
4.4.2. Comparación - Ductilidad de desplazamiento de las columnas	130
4.4.3. Comparación - Desplazamiento relativo residual de los elastómeros	131
4.5. Discusión	132
CONCLUSIONES	137
REFERENCIAS	146
ANEXOS	147
A. Parámetros geométricos y estructurales de los casos de estudio y registros sísmicos utilizados	147

B. Curvas IDA	153
B.1. Capítulo 3	154
B.1.1. Curvas IDA de comparación de puentes originales y reparados	154
B.1.2. Curvas IDA de análisis de la influencia del esviaje	160
B.1.3. Curvas IDA de análisis de los elastómeros y barras sísmicas	163
B.1.3.1. Curvas IDA de análisis de la modelación de los elastómeros no anclados	165
B.2. Capítulo 4	166
B.2.1. Curvas IDA de análisis de disipadores diseñados	166
B.2.2. Curvas IDA del análisis de sensibilidad de disipadores - Disipadores Histeréticos	173
B.2.3. Influencia de los topes externos - caso anclado	173
B.2.4. Ángulo de esviaje - caso anclado	173
B.2.5. Ángulo del disipador - caso anclado	176
B.2.6. Influencia de la rigidez y fuerza de fluencia - caso no anclado	179
B.2.7. Curvas IDA del análisis de sensibilidad de disipadores - Disipadores con recentreo	182
B.2.8. Ángulo de esviaje - caso anclado	182
B.2.9. Ángulo del disipador - caso anclado	185
B.2.10. Influencia de la materialidad - caso no anclado	188
 C. Escalado de espectros de amenaza	 191

ÍNDICE DE FIGURAS

1.	Esquema de descripción del esviaje	VIII
2.	Esquema de descripción de elementos	VIII
3.	Colapso del Paso Superior Lo Echevers	1
4.	Cambios en el diseño en el Manual de Carreteras	2
5.	Metodología del NLTHA y obtención de curvas de fragilidad	6
1.1.	Daños observados en Ruta 5 [2]	10
1.2.	Daños observados en Autopista Vespucio Norte [2]	10
1.3.	Modelos propuestos para topes sísmicos de acero [10]	11
1.4.	Comparación del modelo constitutivo propuesto para barras sísmicas y resultados experimentales [11]	12
1.5.	Mecanismo de rotación en puentes esviados [25]	14
1.6.	(a) Cable Viga a Viga; (b) Cable Viga a Columna; Comportamiento Fuerza – Deformación de los cables [28]	16
1.7.	Efecto de memoria de forma [32]	17
1.8.	Riostras restringidas al pandeo propuestas por Celik y Bruneau [36]	18
1.9.	Amortiguadores de tubo [37]	19
1.10.	Amortiguadores en X propuestos por Xiang y Li [39]	20
1.11.	Curvas de fragilidad obtuvidas por Martinez et al. [41]	21
1.12.	Amortiguadores friccionales propuestos por Xiang y Li [39]	22
1.13.	Amortiguadores viscoelásticos [28]	22
2.1.	Principales diferencias de los casos de estudio	27

2.2. Localización de los casos de estudio y principales daños [2] [7]	27
2.3. Vista general del Paso Inferior Las Mercedes	28
2.4. Vista general del Paso Inferior Los Pinos	28
2.5. Vista general del Paso Superior Lo Echevers	28
2.6. Vista general del Paso Superior Miraflores	28
2.7. Relación de aspecto de los casos de estudio	29
2.8. Modelo General de los Casos de Estudio Considerados	30
2.9. Curvas fuerza-desplazamiento de los elementos que conforman el modelo de los puentes.	31
2.10. Diferencia entre elastómeros anclados y no anclados	31
2.11. Comportamiento fuerza deformación axial - Diferencia entre elastómeros anclados y no anclados	32
2.12. Disposición de topes sísmicos de Acero	34
2.13. Comportamiento de topes sísmicos de acero	34
2.14. Disposición de topes sísmicos internos de hormigón	35
2.15. Disposición de topes sísmicos externos de hormigón	36
2.16. Fuerza vs deformación de los topes externos Goel y Chopra	37
2.17. Disposición de barras sísmicas	39
2.18. Resultado de calibración de barras sísmicas	40
2.19. Factor de corrección para zapatas [55]	44
2.20. Factor de incrustación para zapatas [55]	45
2.21. Representación de los pilotes	46
2.22. Disposición de los estribos	46
2.23. Relación fuerza-desplazamiento de juntas de dilatación	48
2.24. Las Mercedes	48
2.25. Los Pinos	48
2.26. Lo Echevers	49
2.27. Miraflores	49

3.1. Modos de vibrar de Las Mercedes Original	52
3.2. Modos de vibrar de Las Mercedes Reparado	52
3.3. Curvas de Capacidad para Las Mercedes en dirección transversal	54
3.4. Esquema de las Curvas de Capacidad para Las Mercedes	54
3.5. Curvas de Capacidad para Lo Echevers en dirección transversal	55
3.6. Esquema de las Curvas de Capacidad para Lo Echevers	55
3.7. Registros sísmicos escalados al espectro de diseño del Manual de Carreteras para la zona sísmica 2 y suelo II	57
3.8. Registros sísmicos considerados	58
3.9. Registro de Concepción, Terremoto de Maule 2010	60
3.10. Relación entre los desplazamientos verticales, fuerza vertical y desplazamientos hori- zontales de los elastómeros - Fenómeno de Levantamiento del Tablero	60
3.11. Instante en que ocurre levantamiento del tablero en el puente original	61
3.12. Desplazamiento relativo del elastómero	62
3.13. Ductilidad de desplazamiento de las columnas μ	63
3.14. Ajuste de distribución lognormal a curvas de fragilidad	64
3.15. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo del elastómero	65
3.16. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	67
3.17. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual del elastómero	68
3.18. Curvas de fragilidad del sistema	70
3.19. Mapa de los casos de estudio y de las estaciones de Puente Alto y Maipú	72
3.20. Espectros de Puente Alto y Maipú para el terremoto de Maule 2010	72
3.21. Curvas de fragilidad del sistema - Comparación con el Psa de los espectros de Puente Alto y Maipú	73
3.22. Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Las Mercedes Original	74
3.23. Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Las Mercedes Reparado	74
3.24. Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Las Mercedes Original	75
3.25. Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Las Mercedes Reparado	75

3.26. Curvas de fragilidad de desplazamientos residuales	76
3.27. IDA giro del tablero	76
3.28. Número de impactos contra el estribo	77
3.29. Número de impactos a los topes externos en los estribos	77
3.30. Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Lo Echevers Reparado	79
3.31. Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Lo Echevers Reparado	80
3.32. Curvas de fragilidad de desplazamientos residuales - Lo Echevers Reparado	80
3.33. Curvas fuerza vs deformación de los elastómeros	82
3.34. Curvas tiempo historia	83
3.35. Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Lo Echevers Reparado sin anclaje de apoyos	83
3.36. Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Lo Echevers Reparado sin anclaje de apoyos	84
3.37. Curvas de fragilidad de desplazamientos residuales - Lo Echevers Reparado sin anclaje de apoyos	84
4.1. Sistema en paralelo de elastómeros y disipadores, en serie con cepa [69]	92
4.2. Curva de comportamiento del disipador histerético	93
4.3. Curva de comportamiento de los disipadores histeréticos para el registro de Concepción escalado al espectro de diseño del Manual de Carreteras	94
4.4. Curva de comportamiento de los disipadores histeréticos para el registro de Concepción escalado al espectro de amenaza de 1000 años del BID	94
4.5. Curva de comportamiento de los disipadores histeréticos para el registro de Concepción escalado al espectro de amenaza de 2500 años del BID	95
4.6. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador histerético, caso anclado	95
4.7. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador histerético, caso anclado	96
4.8. Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipa- dor histerético, caso anclado	96

4.9. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador histerético, caso no anclado	98
4.10. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador histerético, caso no anclado	98
4.11. Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador histerético, caso no anclado	99
4.12. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador histerético, caso anclado	100
4.13. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador histerético, caso anclado	100
4.14. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador histerético, caso anclado	101
4.15. Curvas de fragilidad del sistema: disipador histerético, caso anclado	102
4.16. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador histerético, caso no anclado	103
4.17. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador histerético, caso no anclado	103
4.18. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador histerético, caso no anclado	104
4.19. Curvas de fragilidad del sistema: disipador histerético, caso no anclado	104
4.20. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Influencia de los topes externos	105
4.21. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Influencia de los topes externos	106
4.22. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Influencia de los topes externos	106
4.23. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Influencia del esviaje	107
4.24. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Influencia del esviaje	107
4.25. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Influencia del esviaje	108

4.26. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Direccionalidad del disipador	109
4.27. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Direccionalidad del disipador	109
4.28. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Direccionalidad del disipador	110
4.29. Variación del valor de la rigidez inicial y fuerza de fluencia de los disipadores histeréticos	110
4.30. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Variación de los parámetros del disipador histerético	111
4.31. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Variación de los parámetros del disipador histerético	111
4.32. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Variación de los parámetros del disipador histerético	112
4.33. Propiedades de diferentes tipos de dispositivos con memoria de forma SMA, Billah 2015 [72]	113
4.34. Curva de comportamiento del disipador con recentreo	113
4.35. Curva de comportamiento de los disipadores con recentreo para el registro de Concepción escalado al espectro de diseño del Manual de Carreteras	114
4.36. Curva de comportamiento de los disipadores con recentreo para el registro de Concepción escalado al espectro de amenaza de 1000 años del BID	115
4.37. Curva de comportamiento de los disipadores con recentreo para el registro de Concepción escalado al espectro de amenaza de 2500 años del BID	115
4.38. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador con recentreo, caso anclado	116
4.39. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador con recentreo, caso anclado	116
4.40. Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador con recentreo, caso anclado	117
4.41. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador con recentreo, caso no anclado	117
4.42. Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador con recentreo, caso no anclado	118

4.43. Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador con recentreo, caso no anclado	118
4.44. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador con recentreo, caso anclado	119
4.45. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador con recentreo, caso anclado	120
4.46. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador con recentreo, caso anclado	121
4.47. Curvas de fragilidad del sistema: disipador con recentreo, caso anclado	121
4.48. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador con recentreo, caso no anclado	122
4.49. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador con recentreo, caso no anclado	123
4.50. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador con recentreo, caso no anclado	123
4.51. Curvas de fragilidad del sistema: disipador con recentreo, caso no anclado	124
4.52. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Influencia del esviaje, disipador con recentreo	124
4.53. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Influencia del esviaje, disipador con recentreo	125
4.54. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Influencia del esviaje, disipador con recentreo	125
4.55. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Direccionalidad del disipador con recentreo	126
4.56. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Direccionalidad del disipador con recentreo	126
4.57. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Direccionalidad del disipador con recentreo	127
4.58. Variación en la materialidad del disipador	127
4.59. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros	128
4.60. Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	128

4.61. Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros	128
4.62. Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros	130
4.63. Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros	131
4.64. Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Estado límite de caída de vanos	132
4.65. Comparación de métodos de protección sísmica - Ductilidad de desplazamiento de las columnas	133
4.66. Comparación de métodos de protección sísmica - Ductilidad de desplazamiento de las columnas	134
4.67. Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo residual de los elastómeros	134
B.1. Leyenda para las curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero y de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	154
B.2. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	154
B.3. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	155
B.4. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	156
B.5. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	157
B.6. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	158
B.7. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	159
B.8. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	160
B.9. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	161
B.10. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	162
B.11. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	163
B.12. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	164
B.13. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	164
B.14. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	165
B.15. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	165

B.16. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	166
B.17. Leyenda para curvas del desplazamiento relativo máximo del elastómero	166
B.18. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	167
B.19. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	168
B.20. Leyenda para curvas de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	168
B.21. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	169
B.22. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	170
B.23. Leyenda para curvas del desplazamiento relativo residual del elastómero	170
B.24. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	171
B.25. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	172
B.26. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	173
B.27. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	174
B.28. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	175
B.29. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	176
B.30. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	177
B.31. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	178
B.32. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	179
B.33. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	180
B.34. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	181
B.35. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	182
B.36. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	183
B.37. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	184
B.38. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	185
B.39. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	186
B.40. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	187
B.41. Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero	188
B.42. Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas	189

B.43. Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero	190
C.1. Espectros de registros seleccionados en comparación con espectros de amenaza en roca de 1000 y 2500 años de periodo de retorno	192
C.2. Escalado de registros sísmicos a espectros de amenaza en roca mediante Spectral Matching	193
C.3. Espectros de registros escalados, propagados por suelo mediante DeepSoil	194

ÍNDICE DE TABLAS

2.1. Características principales de los casos de estudio	27
2.2. Propiedades geométricas de la sección compuesta	30
2.3. Resultados de calibración de apoyos elastoméricos [16]	33
2.4. Parámetros que definen los topes internos de acero [10]	35
2.5. Parámetros usados para modelar el hormigón	42
2.6. Parámetros usados para modelar el acero	43
2.7. Valores nominales del suelo según SPT [55]	45
2.8. Parámetros Impact Material	47
3.1. Periodos principales de los casos de estudio	52
3.2. Eventos considerados. *Datos obtenidos desde CSN [62]	56
3.3. Estaciones consideradas para los sismos de Illapel 2015 y de Valparaíso 2017. *Datos obtenidos desde CSN [62], el tipo de suelo fue estimado mediante la velocidad de onda de corte y otros parámetros	56
3.4. Estaciones consideradas para el sismo de Maule 2010. *Datos obtenidos desde [61] y [17]	56
3.5. Estados límite considerados	59
3.6. Longitud de mesa de apoyo para los casos de estudio considerados	59
3.7. Mediana y desviación estándar de las curvas de fragilidad del sistema para los casos de estudio considerados	71
4.1. Matriz de desempeño	89
4.2. Criterios de diseño por desempeño	89
4.3. Criterios de diseño por desempeño de AASHTO [66] para el desplazamiento relativo entre la superestructura y los estribos	89

4.4. Parámetros utilizados para definir el material <i>Steel02</i>	93
4.5. Verificación del diseño por desempeño: disipador histerético, caso anclado	97
4.6. Verificación del diseño por desempeño: disipador histerético, caso no anclado	97
4.7. Parámetros utilizados para definir el material <i>SelfCentering</i>	113
4.8. Verificación del diseño por desempeño: disipador con recentreo, caso anclado	115
4.9. Verificación del diseño por desempeño: disipador con recentreo, caso no anclado	117
A.1. Parámetros geométricos y estructurales principales de los casos de estudio	148
A.2. Registros de Maule 2010	149
A.2. Registros de Maule 2010	150
A.3. Registros de Illapel 2015	151
A.4. Registros de Valparaíso 2017	151
A.4. Registros de Valparaíso 2017	152
C.1. Registros sísmicos considerados	192
C.2. Caracterización del suelo de fundación	193
C.3. Valores de la intensidad sísmica en PSa al periodo fundamental del puente, en su caso anclado y no anclado, para los distintos niveles de amenaza sísmica.	194

INTRODUCCIÓN

El terremoto de Maule 2010 produjo importantes daños a la infraestructura chilena, especialmente a la infraestructura vial, ya que provocó el colapso de 10 puentes públicos y daños o colapso de 91 puentes concesionados (incluyendo 52 pasarelas peatonales) [2], interrumpiendo así la conectividad de la red vial y carretera. El Ministerio de Obras Públicas de Chile estimó el costo de reparación de la red vial en 850 millones de dólares [2].

Dado lo anterior, se inició una corriente de estudio e investigación con respecto al comportamiento y desempeño sísmico de los puentes chilenos, con el fin de explicar los daños y mecanismos de colapso similares que se generaron en muchos de éstos. Muchas de estas fallas ocurrieron debido a desplazamientos y rotaciones excesivas de la superestructura de los puentes, donde, ante una ausencia de elementos que efectivamente restringieran estas demandas, muchos puentes sufrieron la destrucción completa de sus débiles topes sísmicos, daño a las vigas longitudinales por el impacto producido con los topes y estribos, caída de las vigas desde los apoyos elastómericos, e incluso más grave, el colapso de los vanos desde la viga cabezal de las cepas o desde los estribos por una baja longitud de la mesa de apoyo [2] (Ver Figura 3). Lo anterior demostró las falencias en la normativa de diseño (Manual de Carreteras [3]) de esa época.



Figura 3: Colapso del Paso Superior Lo Echevers

El diseño tradicional de puentes chilenos contemplaba secciones transversales de la superestructura como la mostrada en la Figura 4 (c), las cuales poseían topes sísmicos de hormigón, barras sísmicas y diafragmas que conectaban las vigas. Sin embargo la llegada de las empresas concesionarias al país, hizo que se hicieran populares secciones transversales de la superestructura como las mostradas en las Figuras 4 (a) y 4 (b), las cuales a simple vista poseen una inadecuada restricción ante demandas laterales, debido principalmente a la ausencia de diafragma entre vigas y a la ausencia de topes internos

de hormigón.

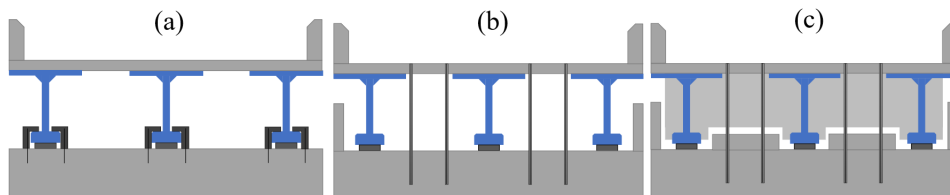


Figura 4: Cambios en el diseño en el Manual de Carreteras

Debido al terremoto de Maule en 2010, el Manual de Carreteras fue modificado [4], agregando nuevos criterios para el diseño sísmico de puentes. Estos nuevos criterios señalan que los puentes deben poseer mayores longitudes de apoyo, toques sísmicos intermedios de hormigón, vigas travesaño que conformen un diafragma rígido con la superestructura, barras sísmicas y anclaje en los elastómeros, entre otros (volviendo al diseño tradicional mostrado en la Figura 4 (c)).

Sin embargo, todavía existen carencias en lo que respecta al diseño de puentes esviados (lo único que modificó el Manual de Carreteras con respecto al diseño sísmico de puentes esviados es la expresión para determinar la longitud de la mesa de apoyo, sin existir demasiada literatura que la compruebe, con excepción de [5]), además de no existir suficiente investigación con respecto a su comportamiento y desempeño sísmico. Los puentes esviados son aquellos puentes en los que su eje longitudinal no coincide con el eje perpendicular a las cepas y estribos, llamando al ángulo entre ejes ángulo de esviaje. Estos son construidos principalmente cuando es difícil adaptarse a geografías complicadas o a caminos previamente existentes. Los puentes esviados en general son más susceptibles a sufrir rotaciones en planta del tablero que los puentes rectos, debido a un mecanismo que se ha evidenciado en ellos ante sismos severos, donde el impacto producido entre el tablero y los estribos produce un momento con respecto al centro del tablero, llegando a producir importantes rotaciones dependiendo de la geometría del puente. Estas rotaciones pueden crecer enormemente si se pierde el apoyo entre la subestructura y la superestructura al considerar la componente vertical de los registros sísmicos, debido a que ante una falta de apoyo de la superestructura, el tablero se levanta y puede girar libremente. Estas grandes rotaciones tienen como consecuencia mayores desplazamientos horizontales relativos entre la super y la subestructura que pueden llegar incluso a valores que alcancen la longitud de apoyo del tablero, llevando a la caída de los vanos, razón por la cual se considera una mayor vulnerabilidad en los puentes esviados que aquella en puentes rectos. Por lo anterior, también se debe realizar una correcta modelación de los elementos verticales del puente con el fin de no subestimar el efecto del levantamiento del tablero (*uplift* en inglés).

A pesar de que las medidas de reparación adoptadas, como se verá más adelante, logran disminuir efectivamente la probabilidad de sufrir daños que signifiquen el colapso de los puentes ante sismos severos, no logran disminuir la probabilidad de sufrir daños que signifiquen, por ejemplo, una pérdida en la serviceabilidad de éstos ante sismos recurrentes de menor intensidad, por lo que el actual diseño sísmico de puentes no asegura la continuidad operacional.

El Manual de Carreteras [4] basa su filosofía en que el diseño sísmico de puentes debe realizarse para que las estructuras resistan sin daño, en el rango elástico, sismos de intensidad moderada, y aunque presenten daños eviten su colapso total o parcial durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Sin embargo se ha evidenciado en la práctica que lo anterior no se cumple; durante sismos moderados, por ejemplo, pueden producirse desplazamientos residuales que afecten la serviceabilidad de los puentes. Esto resulta un problema cuando se consideran puentes críticos que, dada su importancia dentro de la red vial, requieren que queden totalmente operativos luego de un evento sísmico. Es decir, el Manual de Carreteras [4], que establece su diseño mediante el uso de un espectro de diseño para definir la demanda sísmica a considerar, no asegura que se cumplan los requisitos expuestos previamente, con lo que basa su diseño solamente en el no colapso de las estructuras.

Es por lo anterior que se es necesario revisar y replantear el código normativo actual en miras hacia un diseño basado en desempeño, como es la tendencia a nivel mundial [6]. Esta metodología de diseño debe especificar claramente los distintos criterios de diseño a utilizar, con el fin de cumplir con un desempeño determinado ante sismos de determinada intensidad, definiendo explícitamente como medir dicho comportamiento y como determinar dicha amenaza sísmica [6].

Por lo anterior, la presente tesis revisará, en primer lugar, el comportamiento sísmico de cuatro puentes esviados chilenos que sufrieron daños o colapso debido al terremoto de Maule 2010, en sus condiciones original y reparada, con el fin de evaluar el cambio en el desempeño sísmico dada la evolución de la normativa chilena. En segundo lugar, se propondrá una metodología de diseño basada en desempeño, sobre la cual se propondrán sistemas de disipación de energía que permitan una adecuada respuesta de los puentes para sismos de distinta intensidad, que permitan una continuidad operacional para sismos de baja y media intensidad, y que prevengan estados de daño severos y de colapso para sismos de alta intensidad. Estos sistemas de disipación funcionan como fusibles estructurales, logrando concentrar el daño en dispositivos específicos, los que, en general, son de más fácil reemplazo que lo que conlleva reparar los elementos estructurales.

El primer sistema de disipación a proponer consistirá en dispositivos histeréticos, que en la práctica pueden llegar a ser disipadores metálicos, riostras restringidas al pandeo, entre otros, los cuales mediante histéresis logran liberar una gran cantidad de energía, disminuyendo el daño en los elementos estructurales aledaños. El segundo sistema considera dispositivos con capacidad de recentreo, tales como disipadores basados en aleaciones con memoria de forma o *shape memory alloys*, los que poseen una gran capacidad de volver a su estado original luego de incurrir en grandes desplazamientos, siendo capaces, además de prevenir el daño en los elementos principales, de evitar desplazamientos residuales que se puedan producir.

Objetivos

Objetivo General

El objetivo principal de la presente tesis es estudiar y evaluar el comportamiento sísmico de puentes esviados de hormigón armado de tipología chilena, considerando la inclusión de sistemas de disipación de energía y la componente vertical de los registros sísmicos, mediante modelos computacionales tridimensionales detallados y análisis no lineales.

Objetivos específicos

- Caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de los puentes mediante curvas representativas de los materiales en el software OpenSEES.
- Determinar estados límite de daño para distintos componentes estructurales de los puentes en estudio.
- Estudiar el desempeño sísmico de cuatro puentes esviados que resultaron dañados durante al terremoto del Maule 2010 y que luego fueron reparados post-terremoto: Paso Inferior Las Mercedes, Paso Inferior Los Pinos, Paso Superior Lo Echevers y Paso Superior Miraflores.
- Evaluar la evolución de las especificaciones chilenas que rigen el diseño sísmico de puentes, en especial de puentes esviados.
- Estudiar el desempeño sísmico de un puente esviado representativo, Lo Echevers en su estado reparado, incluyendo distintos sistemas de disipación de energía: disipadores histeréticos metálicos y disipadores con memoria de forma.
- Analizar el aporte que produce al desempeño sísmico el incorporar sistemas de disipación de energía.
- Analizar la sensibilidad de los resultados ante variaciones de geometría, parámetros de los materiales o estrategias de modelación de algunos elementos estructurales.

Plan de trabajo

El trabajo se divide en dos grandes etapas. La primera procura estudiar el comportamiento sísmico de puentes esviados de hormigón armado de tipología chilena, a través del análisis computacional de puentes construidos en el país, en dos condiciones: con su diseño original, es decir, previo al terremoto de Maule 2010 y con medidas de reparación y reforzamiento post terremoto; evaluando así la evolución de la normativa chilena que rige el diseño sísmico de estas estructuras. La segunda propone la incorporación de sistemas de disipación de energía en este tipo de puentes, los que se incluirán en el modelo computacional de un puente esviado representativo para realizar el respectivo análisis sísmico. Finalmente, se comparará el desempeño sísmico con y sin sistemas de disipación. Los principales pasos a seguir son:

■ **Etapas 1:**

- Revisión de la literatura.
- Selección de casos a analizar, recopilación de antecedentes de puentes dañados (planos, ubicación, etc).
- Construcción de modelos computacionales, mediante el software OpenSees, de puentes esviados chilenos en condiciones original y reforzados post terremoto 2010.
- Definición de la amenaza sísmica: selección y escalado de registros sísmicos.
- Análisis computacional: análisis modal, análisis no lineal estático, análisis tiempo-historia, análisis dinámico incremental.
- Obtención de curvas de fragilidad.
- Análisis de resultados y comparación pre y post medidas de reforzamiento.
- Análisis de la influencia del esviaje, los apoyos elastoméricos y las barras sísmicas en el desempeño sísmico de puentes esviados.

■ **Etapas 2:**

- Selección de un puente esviado representativo.
- Selección y diseño por desempeño de los sistemas de disipación de energía.
- Incorporación de los sistemas de disipación de energía en el modelo computacional.
- Análisis computacional: análisis modal, análisis no lineal estático, análisis tiempo-historia, análisis dinámico incremental. Obtención de curvas de fragilidad.

- Análisis de resultados, comparación entre puentes esviados sin, con y entre sistemas de disipación de energía y discusión.
- Análisis de sensibilidad con respecto a ángulo de esviaje, direccionalidad de los disipadores, entre otros.

En general, el análisis dinámico incremental, junto con la generación de curvas de fragilidad, presenta la metodología expuesta en la Figura 5.

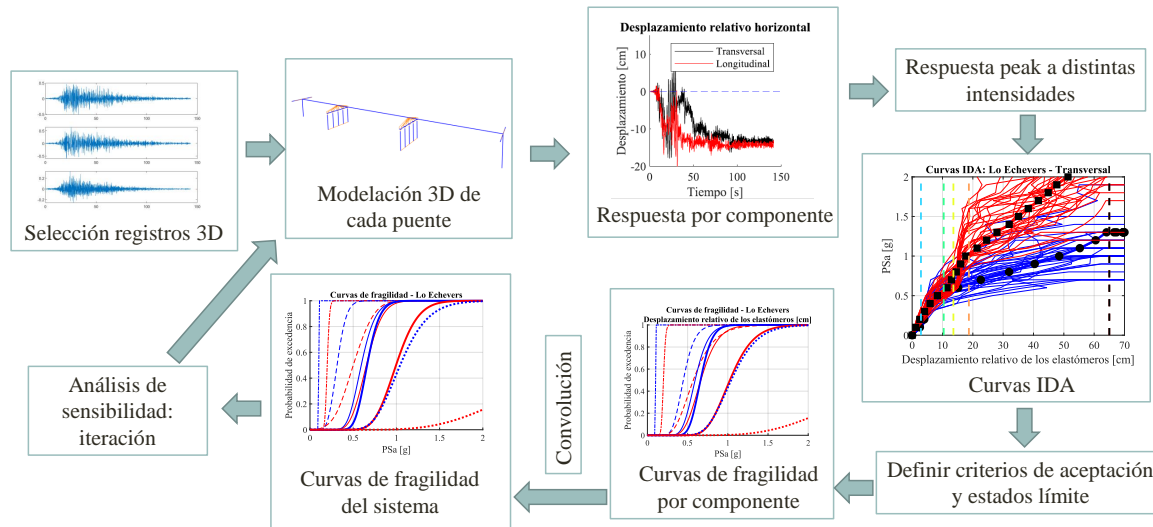


Figura 5: Metodología del NLTHA y obtención de curvas de fragilidad

Hipótesis

Las hipótesis principales a evaluar corresponden, en primer lugar, a que el uso de sistemas de protección sísmica tales como el aumento en la longitud de mesa de apoyo, la incorporación de topes internos de hormigón, la incorporación de barras sísmicas, y el anclaje de los apoyos elastoméricos ayudan a mejorar el desempeño sísmico de puentes esviados para estados severos de daño ante sismos de altas intensidades. En segundo lugar, a que la incorporación de sistemas de disipación de energía logran mejorar el desempeño para todo el rango de intensidades sísmicas, incluso para aquellas más bajas, correspondientes a sismos recurrentes. En tercer lugar, a que la componente vertical de los registros sísmicos tiene un efecto importante en el desempeño de puentes esviados, debido a que se produce el fenómeno del levantamiento del tablero, que puede incrementar las rotaciones y desplazamientos en planta de la superestructura con respecto a la subestructura. Y en cuarto lugar, a que el desempeño

sísmico de los puentes depende en una importante medida del ángulo de esviaje, donde los puentes esviados presentan un peor desempeño que puentes rectos con las mismas características, debido a mayores rotaciones producidos en ellos.

Relevancia de la investigación

En general, la relevancia de este estudio tiene que ver con un aporte al conocimiento con respecto al aumento en la resiliencia estructural de los puentes esviados chilenos. Los principales aportes que realiza esta investigación a la comunidad científica son, primero, realizar un estudio acerca del desempeño sísmico de puentes esviados de tipología chilena, tarea que aún no ha sido realizada a fondo, evidenciando el efecto beneficioso que logran los cambios en la normativa chilena de diseño de puentes al reducir la vulnerabilidad sísmica de éstos. Junto con lo anterior, este estudio considera modelos analíticos tridimensionales no lineales para representar los puentes en estudio, además de realizar análisis no lineales en el tiempo o NLTHA. En segundo lugar, evidenciar los cambios en la demanda sísmica al incorporar la componente vertical de los registros sísmicos y estudiar cual sería una adecuada modelación de los elementos verticales del puente para lograr representar esta demanda, y sus efectos, de la manera más fidedigna posible. En tercer y último lugar, estudiar el uso de dispositivos de disipación de energía en puentes, aspecto no estudiado a cabalidad para puentes en Chile y aún menos para puentes esviados.

Estructura de tesis

Capítulo I - Estado del Arte

En el capítulo I, se revisará el estado del arte con respecto a los temas más relevantes para la tesis. Primero, investigaciones que tengan que ver con el estudio de puentes chilenos y su desempeño sísmico, y segundo, estudios acerca de distintos sistemas de protección sísmica y disipación de energía.

Capítulo II - Descripción y modelación no lineal

En el capítulo II, se entrega información general y detallada acerca de los casos de estudio y de su respectiva modelación computacional, desarrollada mediante el software de elementos finitos OpenSees. Se muestran las curvas de comportamiento de los materiales y los modelos específicos utilizados para cada uno de los elementos estructurales modelados.

Capítulo III - Análisis y resultados de puentes esviados

En el capítulo III, se estudia el comportamiento sísmico de puentes esviados chilenos, en su condición original y reparada post terremoto de Maule 2010, a partir de los modelos generados previamente.

En esta sección se describen detalladamente los registros sísmicos a utilizar, los estados límite de daño a considerar y los tipos de análisis a realizar. Además, se entregan los resultados y discusiones principales con respecto a esta sección del estudio, correspondiente a la interpretación de las curvas de fragilidad para ambas condiciones de los puentes estudiados, y al estudio del efecto del esviaje, de las barras sísmicas y de los elastómeros en el desempeño sísmico de puentes esviados chilenos.

Capítulo IV - Análisis y resultados de puentes esviados con dispositivos de disipación de energía

En el capítulo IV se detalla el diseño y modelación de los sistemas de disipación de energía considerados para el puente representativo seleccionado. Se realiza una verificación del diseño propuesto y se lleva a cabo un análisis dinámico incremental para obtener curvas de fragilidad. Finalmente, se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados ante distintas variaciones tanto geométricas como de parámetros de los disipadores y se discute acerca de los resultados.

Capítulo V - Conclusiones

En el capítulo V, se especifican las conclusiones principales de la investigación, sintetizando la discusión de los capítulos III y IV, y entregando lineamientos posibles para futuros estudios.

Capítulo VI - Anexos

En el capítulo VI, se encuentran los anexos que contienen información adicional y detallada con respecto al estudio realizado.

Capítulo 1

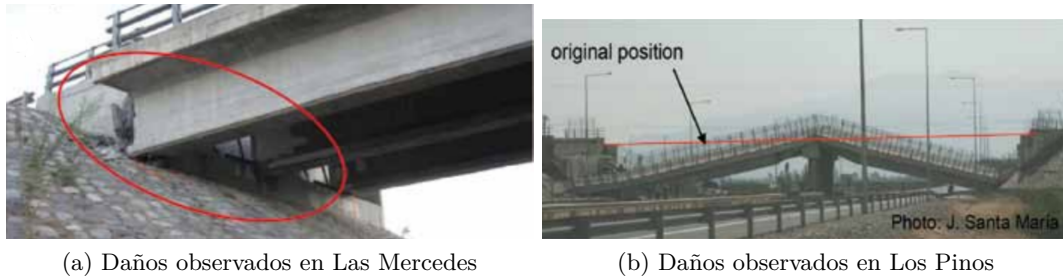
ESTADO DEL ARTE

1.1. Comportamiento sísmico de puentes chilenos

Diversas investigaciones han sido realizadas con el fin de lograr reunir conocimientos para mejorar la resiliencia estructural de los puentes chilenos. Estos estudios buscan explicar el comportamiento sísmico de puentes y analizar el aporte de sus distintos componentes estructurales en su desempeño. Esto se realiza para que, en un futuro, por medio de modificaciones aplicadas al código de diseño, el Manual de Carreteras [4], se logre el objetivo de disminuir la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras.

De las principales publicaciones que estudiaron los daños producidos por el terremoto de Maule 2010 en puentes chilenos se encuentran las siguientes:

Hube et al. [2] realizaron un análisis preliminar del comportamiento sísmico de puentes durante el terremoto de Maule 2010. En esta publicación se describe el daño observado en algunos puentes en Santiago y Concepción, el cual corresponde en mayor medida a desplazamientos horizontales excesivos que provocaron la ruptura de las llaves de corte y, en algunos casos más graves, la caída de los vanos desde su mesa de apoyo. En este documento identificaron que la rigidez y resistencia provista por los topes sísmicos de acero fue inadecuada para restringir los desplazamientos transversales producidos por el terremoto, que la ausencia de diafragma no permite la integridad de la superestructura, que los puentes esviados son más susceptibles a la caída de los vanos y que el comportamiento sísmico se ve afectado también por el suelo de fundación. En las Figuras 1.1 y 1.2 se muestran daños típicos sufridos por puentes carreteros chilenos.



(a) Daños observados en Las Mercedes

(b) Daños observados en Los Pinos

Figura 1.1: Daños observados en Ruta 5 [2]**Figura 1.2:** Daños observados en Autopista Vespucio Norte [2]

Kawashima et al. [7] estudiaron en detalle los daños en los puentes debido al terremoto de Maule 2010. En este estudio se identifican los daños debido a la rotación de puentes esviados y daños causados por una resistencia insuficiente de las vigas longitudinales, dada una falta de integridad de la superestructura por la ausencia de vigas travesaño o diafragmas.

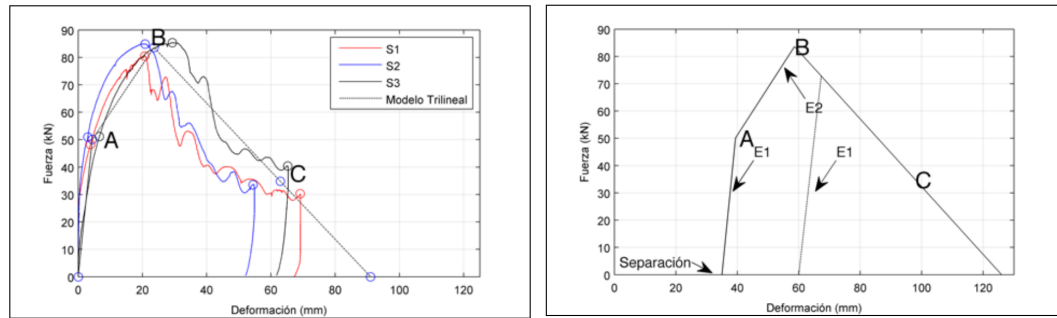
Elnashai et al. [8] investigó las típicas fallas observadas en edificios y puentes chilenos, dado el terremoto de Maule 2010, mediante un enfoque numérico. En este, se estudiaron en específico el Paso Claudio Arrau y el puente Las Mercedes. Se encontró que la respuesta rotacional de la superestructura es un resultado de la acumulación de las deformaciones unidireccionales que ocurren luego de las fallas en los débiles topes sísmicos, concluyendo que si los topes hubiesen sido diseñados apropiadamente para resistir las fuerzas de la superestructura, el daño a los puentes podría haber sido minimizado y muchos puentes que colapsaron hubiesen sido funcionales luego del terremoto.

De los principales estudios que analizan el comportamiento sísmico de puentes chilenos se encuentran los siguientes:

Hube y Rubilar [9] evaluaron la capacidad de los topes de acero en puentes carreteros chilenos. En este estudio testearon, ante cargas laterales, tres probetas en escala real de topes de acero y compararon la capacidad lateral de tres puentes chilenos con los requerimientos del Manual de Carreteras, descubriendo que tanto la fuerza como la ductilidad de estos elementos no era la adecuada, así como tampoco la longitud de la mesa de apoyo, para prevenir la caída de los vanos.

Rubilar en 2015 [10] desarrolló un modelo no lineal en dos dimensiones para predecir la respuesta sísmica de pasos superiores en su dirección transversal, mediante el software OpenSees. En esta in-

vestigación propuso una relación constitutiva para los topes laterales de acero a partir de los ensayos previamente realizados (Figura 1.3). Además, propuso una relación constitutiva para los apoyos elastoméricos, también desde una campaña experimental. Este modelo consideró las vigas, losas y cepas de forma elástica, mientras que los topes de acero y elastómeros de forma no lineal, mediante modelos histerético y bilineal respectivamente.



(a) Puntos característicos de la relación fuerza-desplazamiento (b) Modelo constitutivo tri-lineal de los topes laterales de acero

Figura 1.3: Modelos propuestos para topes sísmicos de acero [10]

Martinez en 2015 [11] estudió el efecto de las barras sísmicas en el comportamiento transversal de puentes de hormigón armado, proponiendo una relación constitutiva en dirección horizontal para estos elementos. La propuesta se base en un modelo histerético, obtenido desde ensayos experimentales de barras sísmicas en estructuras que consideraban o no diafragma (Figura 1.4). Posteriormente, realizó un modelo en dos direcciones del puente Las Mercedes en OpenSees, modelando tanto la superestructura como las cepas de manera lineal, y los elastómeros, topes y barras de manera no lineal. Los resultados de este estudio indicaron que las barras poseen un muy bajo aporte lateral al comportamiento sísmico de los puentes chilenos.

Wilches et al. [12] analizaron la influencia del uso de topes externos en el comportamiento de puentes carreteros chilenos. Para aquello modelaron un puente en dos dimensiones mediante OpenSees, en su dirección transversal, obteniendo curvas de fragilidad que indican un rol importante de los topes externos en disminuir los desplazamientos relativos de la superestructura.

En 2017, Peralta [13] evaluó la rotación sísmica de puentes rectos debido a asimetrías en las características del puente: se modificó el coeficiente de roce en los apoyos elastoméricos, el espaciamiento de los topes laterales con las vigas pretensadas y la resistencia de los topes laterales. Para lo anterior desarrolló un modelo en tres dimensiones del Paso Inferior Chada en OpenSees, destacando la modelación de los elastómeros mediante un modelo que considera el efecto del cambio de la carga axial sobre el elastómero en la rigidez de este. Este estudio concluye que efectivamente es posible la rotación de puentes rectos, mediante un mecanismo distinto al de rotación de puentes esviados.

En 2018, Comicheo [14] estudio el uso de riostras restringidas al pandeo o *BRB* como fusibles estructurales en puentes de hormigón armado, con el fin de disipar energía mediante estos elementos,

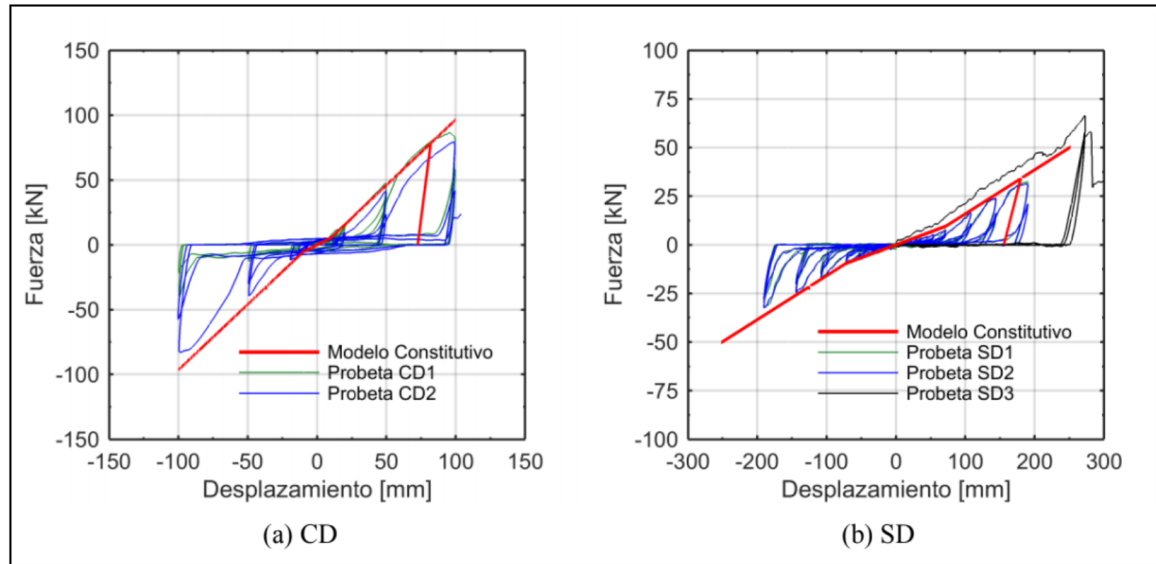


Figura 1.4: Comparación del modelo constitutivo propuesto para barras sísmicas y resultados experimentales [11]

con el propósito de restringir adecuadamente los desplazamientos transversales de la superestructura. Para lograr esto, realizó un modelo en SAP del puente Chanco y del puente Las Mercedes, a los cuales se les realizaron análisis no lineales estáticos (*Pushover*). Del estudio se concluyó que el refuerzo con *BRB* logra modificar beneficiosamente el comportamiento de los puentes, permitiendo un diseño por desempeño adecuado. Además, se observó un menor daño en los elementos estructurales principales del puente, tales como apoyos y cepas, además de disminuir efectivamente los desplazamientos relativos entre super y subestructura.

Escobar en 2018 [15] estudió el reforzamiento del paso superior Lo Echevers mediante un modelo tridimensional detallado en OpenSees del puente, en su estado original y reforzado, mediante análisis *pushover* y análisis tiempo historia. Mediante esta investigación, se comprobó la efectividad de las medidas de reparación y refuerzo en la reducción de los desplazamientos relativos de la superestructura. Sin embargo, al considerar los topes de hormigón, especialmente cuando éstos no funcionan como fusibles estructurales, se logra aumentar las demandas en las columnas considerablemente, por lo que un adecuado diseño de estos debe ser realizado. A pesar de las reducciones en las demandas en los apoyos, aún se esperan daños en la estructura que varían entre moderado a severo.

Navarro en 2019 [5] evaluó las expresiones para determinar las longitudes mínimas de la mesa de apoyo en puentes chilenos, mediante una mejora del modelo de Escobar en OpenSees, utilizando también análisis tiempo historia. Concluyendo que las expresiones para determinar la longitud de la mesa apoyo indicadas por el Manual de Carreteras, previo a 2010 [3], no satisfacían las demandas de desplazamientos, cosa que logró mejorarse en las nuevas expresiones incorporadas posterior al terremoto de Maule 2010.

Vega en 2019 [16] estudió la vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto de la duración de los registros sísmicos. Para lo anterior, consideró el modelo tridimensional en OpenSees de Escobar modificado y mejorado. Los resultados de este estudio indican que la duración de los registros sísmicos tiene influencia en el daño alcanzado por un puente representativo chileno. Además, estos muestran que la influencia de la duración depende de la configuración estructural del puente. Lo anterior permite concluir que la duración de los registros sísmicos debe ser tomada en cuenta cuando se evalúa una estructura sísmicamente, especialmente en aquellas zonas propensas a sismos de larga duración y altas intensidades.

Hasta este punto, ninguno de los análisis anteriores ha considerado la componente vertical de los registros sísmicos. Un estudio que efectivamente considera esta componente es aquel de Wilches et al. [17], el cual analiza los efectos de los cambios en el criterio sísmico de diseño en la respuesta transversal y vertical de puentes carreteros chilenos. Para esto, realizaron un modelo bidimensional en OpenSees para cuatro distintas configuraciones de la superestructura, para luego realizar análisis IDAs y obtener curvas de fragilidad. Los resultados de esta investigación indican que los cambios en los criterios de diseño significaron (1) una mínima reducción en la probabilidad de alcanzar desplazamientos residuales mayores a 50 [mm], (2) una reducción en la probabilidad de colapso de la superestructura por la inclusión de diafragmas, (3) una mejora en el desempeño de los puentes al incluir topes internos y (4) una casi nula reducción en la probabilidad de levantamiento del tablero producto de la incorporación de barras sísmicas.

1.2. Comportamiento sísmico de puentes esviados

Los puentes esviados han resultado más susceptibles a daños que los puentes rectos cuando se han visto sometido a terremotos de alta intensidad. Evidencias de esto se han observado en los terremotos de San Fernando en 1971, Costa Rica en 1991, Northridge en 1994 y Maule en 2010 [7] [18]. Lo anterior, captó la atención de diversos investigadores con el fin de evaluar el comportamiento sísmico de puentes esviados y de explicar las principales fallas observadas.

Kaviani, Zareian, y Taciroglu [19] estudiaron el comportamiento sísmico de puentes esviados con estribos independientes autoestables, mediante análisis tiempo historia no lineales. En este estudio concluyeron que los parámetros de demanda de (1) rotación del tablero y (2) razón de deriva de las columnas resultan mayores en puentes esviados que en puentes rectos.

Kwon y Jeong [20] estudiaron las demandas de desplazamiento en puentes esviados soportados por apoyos elastoméricos. En este estudio llevaron a cabo análisis tiempo historia no lineales con el fin de identificar los efectos de las demandas sísmicas verticales, el ángulo de esviaje, la razón de aspecto y diferentes tipos de registros sísmicos en la demanda de desplazamiento de estos puentes.

Catacoli, Ventura, y McDonald [21] realizaron pruebas de vibraciones ambientales a cuatro puentes en Canadá con el fin de identificar las propiedades dinámicas y los perfiles de desplazamiento de puentes

esviados de varios vanos con estribos independientes autoestables

Deepu, Prajapat, y Ray-Chaudhuri [22] estudiaron la vulnerabilidad sísmica de puentes esviados ante registros sísmicos bidireccionales, concluyendo que para una intensidad sísmica dada la vulnerabilidad aumentaba a medida que aumentaba el esviaje.

Otros autores, han investigado la interacción tablero-estribo-suelo con el fin de explicar el efecto que producen los impactos entre el tablero y los estribos en las rotaciones de puentes esviados, encontrando que el efecto no solo depende del ángulo de esviaje, sino también de la razón ancho/longitud del tablero [23] [24].

Uno de estos estudios, y uno de los más explicativos con respecto al comportamiento sísmico de puentes esviados, corresponde al estudio de Wu [25]. En esta investigación, se propone una explicación para el mecanismo de caída de los vanos, observado en puentes esviados en terremotos recientes. Este mecanismo se basa en la hipótesis de que la esquina obtusa de la superestructura impacta la pared del estribo, causando que la superestructura rote en torno a esta esquina, causando grandes desplazamientos en la esquina aguda al otro extremo del vano. Estos desplazamientos podrían ser lo suficientemente grandes para lograr la caída del tablero, especialmente en puentes con bajas longitudes de mesa de apoyo.

La rotación en los puentes esviados se explica principalmente por el mecanismo mostrado en la Figura 1.5 [25], donde las fuerzas de impacto entre el tablero y el estribo generan un momento que provoca que la superestructura rote en su plano alrededor de su centro de gravedad. La magnitud de este momento depende de, aparte de la magnitud de la fuerza de impacto, de la excentricidad de estas fuerzas al centro de gravedad, la que depende del ancho del tablero “d”, del largo del vano “L” y del ángulo de esviaje. Una vez que el mecanismo comienza a actuar, el puente puede continuar rotando sin necesidad de que existan más impactos si se cumple la condición 1.2.1.

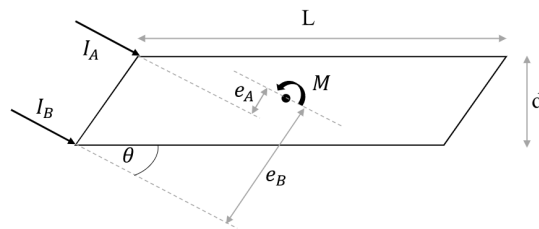


Figura 1.5: Mecanismo de rotación en puentes esviados [25]

$$2d/L < \sin(2\theta) \quad (1.2.1)$$

Donde,

- d: ancho del tablero
- L: largo del vano

- θ : ángulo de esviaje

Por otro lado, para puentes chilenos, tal como se especificó anteriormente, no existe hasta ahora una investigación que estudie a cabalidad el comportamiento sísmico de puentes esviados, aún menos realizando análisis no lineal en el tiempo, ni considerando la componente vertical de los registros sísmicos.

1.3. Dispositivos de protección sísmica aplicados en puentes

El diseño sismorresistente convencional se basa en la disipación de energía de los sismos por medio del movimiento y deformaciones inelásticas de los elementos estructurales y no estructurales, lo que se traduce en un daño. Los sistemas de protección sísmica, entonces, se hacen necesarios cuando se requiera limitar estos daños, ya sea a través de dispositivos de restricción o bien mediante el uso de sistemas de disipación de energía, restringiendo los desplazamientos excesivos producidos por los sismos y concentrando el daño en dispositivos especialmente diseñados para esto, respectivamente. A continuación, se presentan diversos dispositivos de protección sísmica utilizados en la actualidad.

1.3.1. Dispositivos de restricción

La finalidad de estos dispositivos es de limitar los desplazamientos relativos excesivos que se producen entre la subestructura y la superestructura ante sismos de gran intensidad.

Topes sísmicos: Son los sistemas de restricción más comunes en los puentes chilenos, corresponden a bloques de hormigón o elementos de acero que restringen los desplazamientos transversales de las vigas longitudinales, han sido ampliamente estudiados [26] [27].

Cables y barras de acero: Son los más comunes dentro del reforzamiento de puentes debido a su bajo costo (Figura 1.6) [28]. Fueron aplicados en los puentes de Estados Unidos posterior al terremoto de San Francisco en 1971, por lo que su desempeño pudo ser evaluado en los posteriores terremotos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995, encontrando ser efectivos para prevenir el colapso de los vanos. Sin embargo, al diseñarse para permanecer en el rango elástico, no logran disipar una cantidad adecuada de energía, además de generar fuerzas de gran magnitud que puedan dañar elementos estructurales contiguos como las columnas, disipando energía mediante la rotulación plástica de ellas. Además de esto, no poseen una capacidad de deformación adecuada, por lo que presentan bastantes limitaciones.

Saiidi et al. [29] concluyeron que los cables de acero son afectados por múltiples factores como la amplitud y el contenido de frecuencia de los registros, la interacción suelo-estructura y la flexibilidad de la subestructura, por lo que para un diseño apropiado es necesario realizar análisis tiempo historia. DesRoches y Muthukumar [30] llevaron a cabo un estudio paramétrico para determinar el efecto de

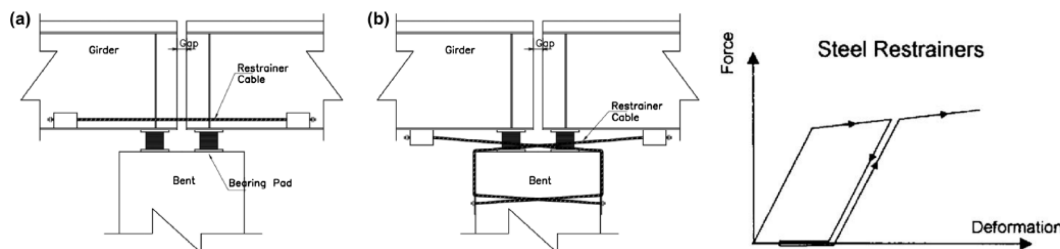


Figura 1.6: (a) Cable Viga a Viga; (b) Cable Viga a Columna; Comportamiento Fuerza – Deformación de los cables [28]

los cables en la respuesta al impacto en puentes de muchos vanos, encontrando que la efectividad de estos dispositivos depende de la razón de periodos entre las estructuras adyacentes, siendo más efectivos cuando estos periodos son diferentes. Watanabe y Kawashima [31] investigaron el efecto de estos cables para mitigar la rotación de puentes esviados durante terremotos severos en tres configuraciones, a través de la dirección longitudinal, longitudinal esviada y transversal esviada, demostrando la efectividad de estos dispositivos especialmente cuando se disponen en la dirección transversal esviada.

Dispositivos basados en aleaciones de memoria de forma (SMA): Corresponden a dispositivos consistentes en distintas materialidades, existen basados en níquel y titanio, cobre, entre otros. La característica principal de estos es que logran recuperar su forma original debido a la estructura cristalina del material que los compone, además de presentar un comportamiento histerético que permite disipar grandes cantidades de energía. Sin embargo, son materiales altamente dependientes de la temperatura, con un alto costo económico y una difícil fabricación. Los dispositivos de SMA de cobre han llegado a desplazar a los de níquel-titanio, debido a que poseen un rango mayor de temperatura óptima, y son más económicos [28] en el contexto chileno. Otra desventaja considerable de mencionar es que, por lo general, estas aleaciones no son moldeables en elementos de dimensiones más grandes que un cable. El nitinol, por ejemplo, se utiliza para alambres que conforman un cable. Sin embargo, hay poca literatura sobre aplicaciones de SMA en elementos fuera de cables.

Nitinol SMA: Este material, denominado Nickel Titanium Naval Ordinance Lab. Shape Memory Alloy, corresponde a una aleación de igual composición entre níquel y titanio, basando su comportamiento en una transformación termoelástica, lo que permite que tenga la capacidad de incursionar en deformaciones no lineales que sean reversibles. Las ventajas de este material es que posee un gran rango de deformación elástica. Además, presenta un comportamiento histerético capaz de disipar energía, y presenta una fase de endurecimiento a altos niveles de deformación (Figura 1.7).

Andrawes y DesRoches [33] realizaron una comparación entre dispositivos SMA de Nitinol, cables de acero y disipadores metálicos y viscoelásticos, con el fin de reducir el impacto entre vanos adyacentes en puentes con múltiples vanos discontinuos con vigas longitudinales tipo cajón. Para ello realizaron análisis de sensibilidad considerando dos parámetros: razón de periodos entre las dos vigas adyacentes y razón de ductilidad de desplazamiento, encontrando que los disipadores viscoelásticos y SMA previenen la ocurrencia de aperturas residuales debido a su capacidad de recentreo y, por otro lado, los cables de acero resultan ser los menos efectivos debido al comportamiento solo a tensión que poseen, combinado

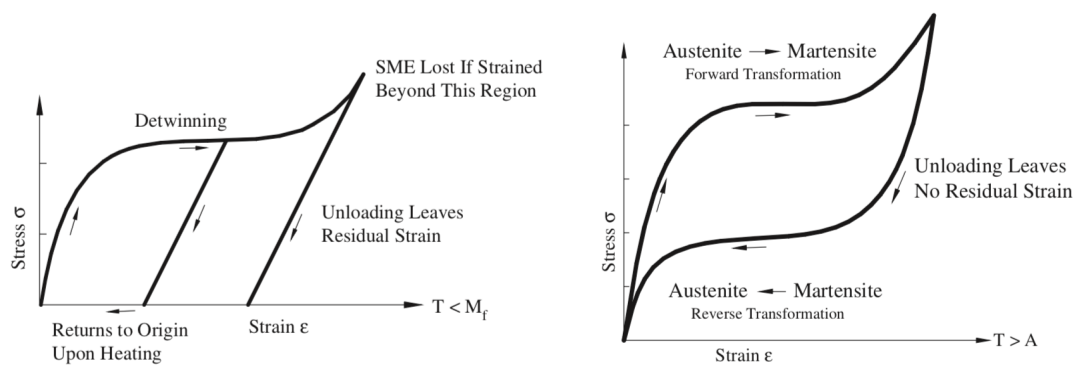


Figure 1. Shape memory effect in nitinol shape memory alloys. **Figure 2.** Superelastic effect in nitinol shape memory alloys.

(a) Efecto del material

(b) Efecto superelástico

Figura 1.7: Efecto de memoria de forma [32]

con la fluencia, lo cual resulta en una acumulación de desplazamiento residual y disminución de la efectividad.

Dispositivos de restricción de polímero reforzado: Son dispositivos que se componen de polímeros con fibras reforzadas, FRP en inglés, cuya principal ventaja corresponde a la alta resistencia a la tracción y la versatilidad que presentan. Este material ofrece ventajas en comparación a los dispositivos metálicos debido a su facilidad de fabricación y de instalación, la que se realiza aplicando adhesivos en la superficie, evitando así la perforación del hormigón. Otra ventaja que poseen es que los dispositivos de reforzamiento convencionales están ocultos en el interior de las vigas, dificultando su inspección, a diferencia de los dispositivos a base de FRP, que son visibles y de fácil inspección. Saiidi et al. [34] realizaron una comparación de los desplazamientos relativos conformado por los tres materiales vistos, metálicos, SMA y FRP (Material FRP con fibras de carbono, GFRP por sus siglas en inglés), donde se determinó que el dispositivo metálico fallaba rápidamente, mientras que los elementos en base a SMA y GFRP presentaron menores deformaciones, e integridad a través del tiempo.

Algunas de las principales desventajas del FRP, es su elevado costo en comparación con el acero, coeficiente de expansión térmica diferente que el concreto, degradación y rotura prematura de las fibras frente al accionar del fuego. Además, una de las desventajas más relevantes en cuanto al poco uso en puentes es que presenta un comportamiento lineal hasta la falla, sin deformaciones plásticas, reduciendo la ductilidad del elemento, lo que se refleja como un tipo de falla frágil [28].

1.3.2. Dispositivos de disipación de energía usados en puentes

Riostras restringidas al pandeo: Se componen de un núcleo de acero dúctil que tiene la finalidad de soportar la carga axial aplicada, y un manto de acero relleno de concreto que proporciona un apoyo lateral al núcleo con tal de prevenir el pandeo global. En la interfaz acero-concreto se dispone una

capa delgada de algún material con el fin de eliminar la transferencia de corte durante la elongación y contracción del núcleo, lo que da al núcleo la capacidad de contraerse y dilatarse libremente dentro del confinamiento del tubo [35].

En Celik y Bruneau [36] son propuestas dos configuraciones de diafragmas bidireccionales dúctiles con riostras restringidas al pandeo, con el fin de disipar energía sísmica en puentes esviados de superestructura metálica (Figura 1.8). En este estudio, se propuso una serie de ecuaciones analíticas, las que se validan con análisis pushover realizados en SAP2000, para determinar: las fuerzas de corte en la base en el instante de fluencia de las riostras, desplazamiento y drifts de fluencia, relación de ductilidad del elemento con ductilidad global, rigidez inicial del diafragma y energía disipada volumétrica por histéresis. Se realizó un análisis de sensibilidad de estas respuestas variando en el modelo las dimensiones geométricas como el ángulo de esviaje, espaciamiento entre vigas longitudinales (s), profundidad del diafragma (d) y longitud desde el interior del diafragma al punto de anclaje (a), además de los efectos bidireccionales del sismo.

- EDS-1: dos pares de riostras restringidas al pandeo son instaladas al final de cada vano en una configuración que coincide con las direcciones de esviaje y longitudinal.
- EDS-2: un solo par de riostras restringidas al pandeo son instaladas al final de cada vano en una configuración que no coincide con las direcciones de esviaje y longitudinal.

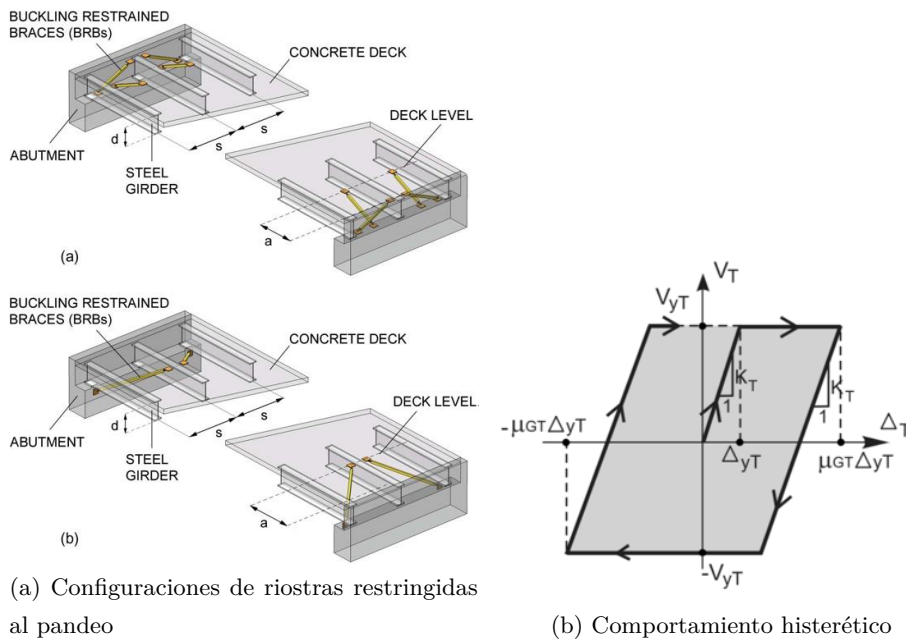


Figura 1.8: Riostras restringidas al pandeo propuestas por Celik y Bruneau [36]

En el comportamiento sísmico de estos diafragmas, el parámetro más relevante corresponde al ángulo de esviaje, el que se hace significativo cuando supera los 30 grados. A pesar de que los cortes basales y la rigidez lateral decrecen a medida que el esviaje aumenta, los drifts aumentan considera-

blemente. Por lo tanto, el uso de estos dispositivos para disipar energía será eficiente dependiendo de la configuración geométrica que se disponga.

Disipadores de tubo: Un tipo de amortiguadores metálicos son los disipadores de tubo, los cuales consisten en tubos circulares de acero, que disipan energía mediante deformación flexural. Estos se encuentran dispuestos como se muestra en la Figura 1.9. Entre este tipo de amortiguadores se encuentran los disipadores de tubos dual DPD (dual pipe damper 1.9a) y los disipadores de tubos relleno IPD (infilled pipe damper 1.9b). Mahjoubi y Maleki [37] estudiaron la efectividad del uso de estos dos dispositivos de tubos metálicos con el fin de minimizar los impactos entre el tablero y los estribos en puentes con aislación sísmica, proponiendo un modelo simplificado de un puente y ajustando el comportamiento de estos disipadores a modelos trilineares, concluyendo que ambos son efectivos para el fin que fueron diseñados, y que la efectividad de estos depende de la longitud de diseño.

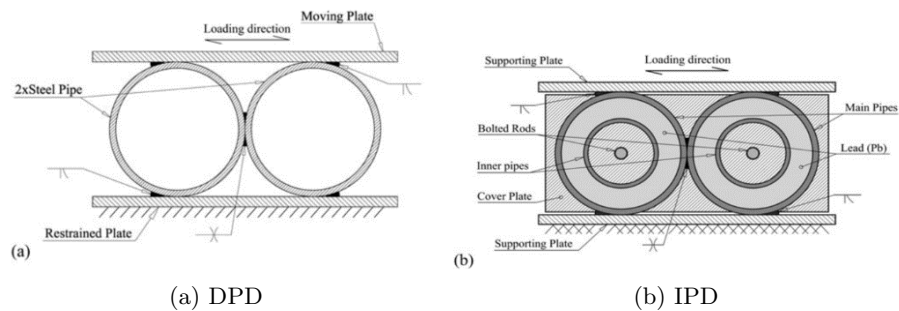


Figura 1.9: Amortiguadores de tubo [37]

Disipadores en forma de X: Estos disipadores metálicos disipan energía por medio de histéresis (Figura 1.10). Un dispositivo de este tipo fluye a una fuerza determinada y luego sufre el proceso de endurecimiento del acero. Los disipadores en forma de X aseguran que la sección fluya prácticamente al mismo tiempo en toda su altura, con el fin de lograr una mejor y uniforme disipación de energía. Estos elementos se instalan conectados a la viga longitudinal y a la vez a la viga cabezal en sentido transversal. Este disipador puede deformarse en ambos sentidos en la dirección transversal, con el fin de restringir el desplazamiento sísmico de las vigas longitudinales. De pruebas experimentales realizadas por [38], se concluye que estos disipadores exhiben una disipación de energía por histéresis estable, y que la relación de fuerza-deformación puede ser modelada con un modelo bilinear que considere el endurecimiento del acero, tal como se aprecia en la Figura 1.10.

En Xiang y Li [39] se investigan de manera analítica tres dispositivos de restricción transversal, para un puente típico de China de vigas longitudinales simplemente apoyadas: topes de hormigón, disipadores de acero y disipadores de fricción. Posteriormente, en Xiang et al. [40], se generan modelos a escala, con el objetivo de comparar el comportamiento sísmico transversal sin dispositivos de restricción, con topes de hormigón y con disipadores de acero, concluyendo que si el puente no posee dispositivos de restricción transversal, se produce un deslizamiento entre los apoyos y las vigas longitudinales, y una consecuente aislación de las cepas. Sin embargo, si las demandas sísmicas son altas,

esto podría producir el colapso de los vanos. Al aumentar la fluencia de los dispositivos de restricción, se controlan los desplazamientos de los apoyos, pero aumentan las demandas de desplazamiento de las columnas. Si los dispositivos de restricción son diseñados apropiadamente, las demandas en las cepas pueden verse reducidas con respecto a, por ejemplo, si se diseñaran como topes monumentales de hormigón. Por ejemplo, para el mismo nivel de desempeño, los disipadores de acero y fricción producen menor demanda sísmica en las cepas que los topes sísmicos debido a su poderosa capacidad de disipación de energía. Más aun, los dispositivos de acero en forma de X se consideran los más eficientes, debido a que el desplazamiento residual que se produce en los apoyos es menor que aquel comparado con los otros dispositivos, debido al efecto de endurecimiento que presentan estos elementos.

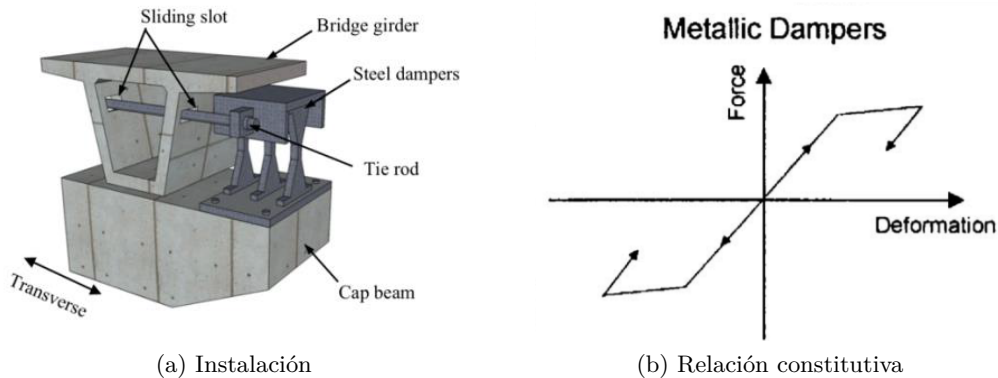


Figura 1.10: Amortiguadores en X propuestos por Xiang y Li [39]

Barras sísmicas: Son utilizadas en Chile con el fin de limitar los desplazamientos verticales producidos durante un terremoto. El uso de apoyos flexibles en dirección horizontal, como lo son los apoyos elastoméricos, implica en muchos casos un incremento en la flexibilidad vertical, lo que se puede traducir en una potencial amplificación del movimiento vertical al considerar esta componente, y una posible pérdida de apoyo de la superestructura al combinarla con la componente horizontal del sismo. Las barras sísmicas se deben diseñar para soportar una aceleración vertical del tablero igual a $AVT \cdot S$, donde S es un coeficiente que depende del tipo de suelo y AVT corresponde a la aceleración vertical del tablero, la que depende de la zona sísmica. Adicionalmente, las barras deben ser diseñadas para resistir una tracción máxima de 0.7 veces la tensión de fluencia [4].

En Martínez et al. [41] se proponen curvas de fragilidad para puentes rectos chilenos basándose en un modelo analítico en dos dimensiones generado en OpenSees, con tal de realizar un estudio paramétrico para determinar el efecto de las barras sísmicas, topes laterales de acero y longitud de la mesa de apoyo en el comportamiento transversal de puentes chilenos. Además, se presenta un modelo constitutivo para las barras sísmicas, a partir de resultados experimentales. Para el estudio paramétrico de las barras sísmicas, se consideran 3 configuraciones: M: modelo sin barras sísmicas; MB: modelo con barras sísmicas descrito anteriormente; MBx4: modelo con 4 veces el área de barras sísmicas descrito. A partir de las curvas de fragilidad para las tres configuraciones de barras sísmicas, se puede apreciar que, para niveles bajos de daño, la contribución de las barras es despreciable, mientras que para niveles más altos de demanda estos elementos empiezan a aportar al comportamiento transversal del puente,

reduciendo en una cantidad bastante limitada la probabilidad de falla. Más limitada aún, cuando se consideran topes laterales de acero. Se debe tener en cuenta que el estudio realizado fue hecho para barras sísmicas sin diafragma.

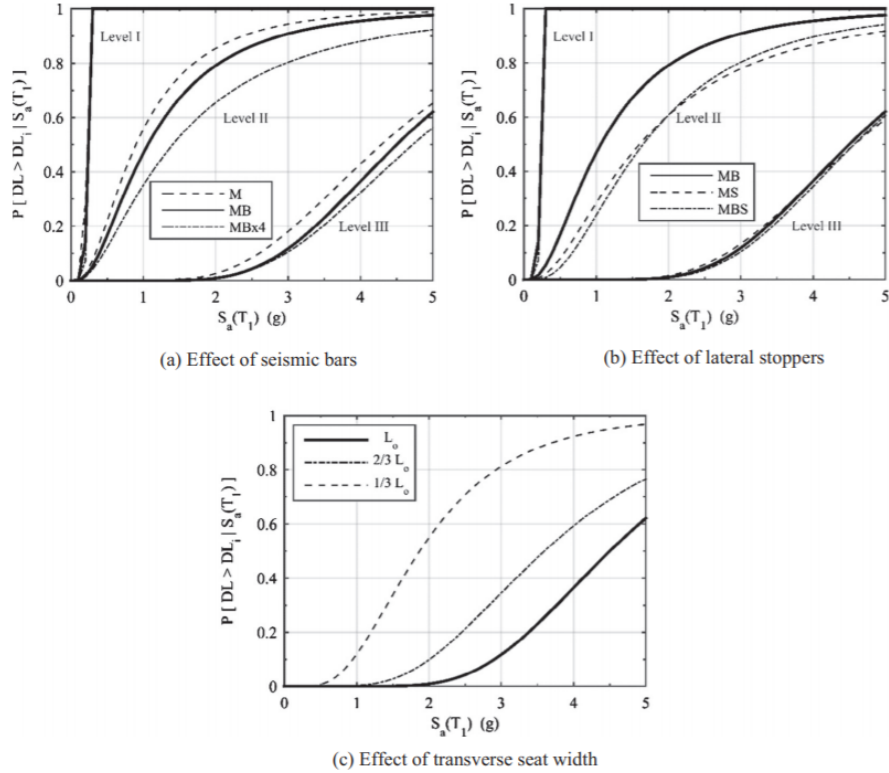


Fig. 12. Fragility curves of the parametric study

Figura 1.11: Curvas de fragilidad obtenidas por Martinez et al. [41]

Disipadores de fricción: En Xiang y Li [39], se utiliza el dispositivo de fricción Sumitomo (Sumitomo Metal Industries Limited, Japan). El amortiguador de fricción Sumitomo consiste en una serie de cuñas y resortes comprimidos. Los resortes transmiten carga a las cuñas y las cuñas actúan unas contra otras para proporcionar una fuerza normal a las láminas de fricción. Luego, las láminas de fricción pueden deslizarse directamente sobre las interfaces de acero. Estos dispositivos son clasificados como dispositivos de disipación de energía dependientes del desplazamiento. La relación fuerza deformación puede ser aproximada a un modelo elastoplástico perfecto, tal como se muestra en la Figura 1.12.

Amortiguadores viscoelásticos: Son construidos a partir de copolímeros y materiales elastoméricos. Disipan energía mediante la deformación a corte, siendo amortiguadores dependientes de la velocidad, tal como se identifica en la Figura 1.13.

En Andrawes y DesRoches [33], se comparó los dispositivos viscoelásticos con otros dispositivos de reforzamiento sísmico (Cables de acero, SMA y disipadores metálicos), concluyendo que éstos

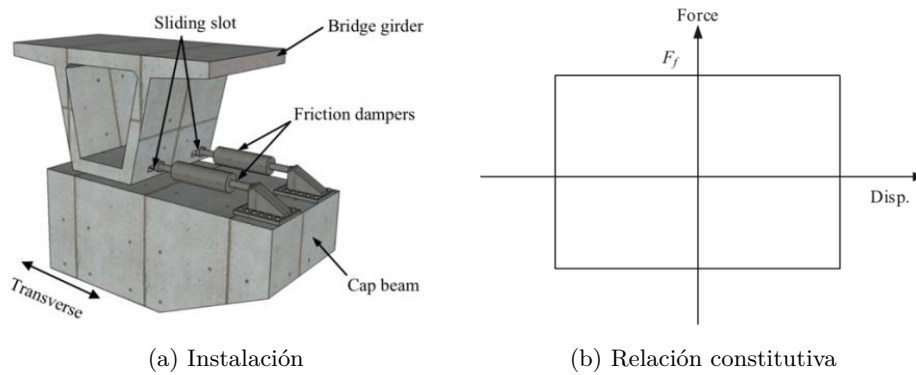


Figura 1.12: Amortiguadores friccionales propuestos por Xiang y Li [39]

eran efectivos en reducir los desplazamientos relativos entre vigas adyacentes. Sin embargo, en estos elementos la fuerza está directamente relacionada con la frecuencia del desplazamiento relativo, más que con la longitud de abertura de la junta, lo que dificulta su diseño.

Chang, et al. [42] evidencia una desventaja que se relaciona con la temperatura que alcanza el elemento debido a los ciclos de amortiguación, lo que reduce la rigidez y capacidad de disipación de energía de manera significativa. Symans, et al. [43] concluyeron que es bastante probable la falla de estos disipadores, debido a que poseen una baja capacidad de deformación última.

En Chile, existe un puente que cuenta con este tipo de amortiguadores, el puente Amolanas, ubicado en el tramo La Serena-Los Vilos de la Ruta 5 Norte, correspondiente a la Autopista del Elqui. Este puente se caracteriza por ser el puente carretero más alto de Chile y por contar con amortiguadores viscoelásticos en los estribos, los que actúan longitudinalmente absorbiendo las vibraciones sísmicas.

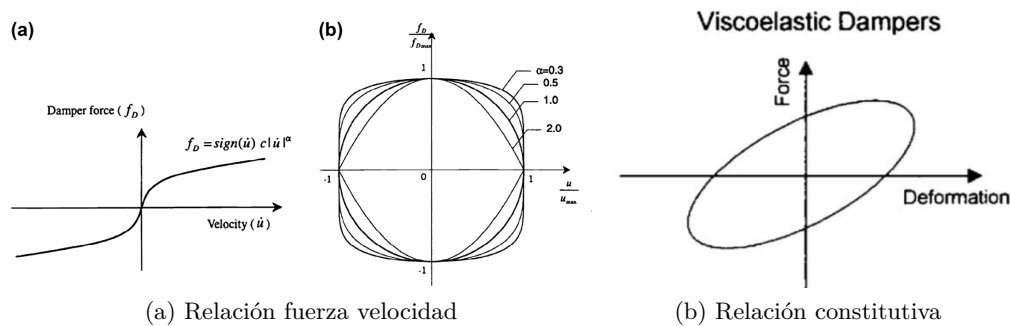


Figura 1.13: Amortiguadores viscoelásticos [28]

Amortiguadores de fluido viscoso: Consisten en cilindros huecos llenos de líquido, en general, en base a silicona, donde éste es forzado a fluir a altas velocidades a través de orificios en las cercanías del pistón, generando fricción entre la cabeza del pistón y las partículas de fluido, disipando energía mediante fuerzas de fricción y liberándola en forma de calor, factor relevante cuando el dispositivo se ve obligado a actuar frente a un gran desplazamiento o periodo de tiempo [44]. Shinozuka, et al. [45] demostró la efectividad del uso de estos amortiguadores (1) en la limitación del desplazamiento relativo

en las juntas en estribos o entre vigas, (2) en mitigar la demanda de ductilidad hacia la subestructura, y (3) en reducir las fuerzas de impacto. Sin embargo, una limitación de estos dispositivos es que requieren una inspección periódica del líquido responsable de disipar la energía [43].

DESCRIPCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO Y MODELACIÓN NO LINEAL

2.1. Aspecto generales

En el actual capítulo, en primer lugar se definen los casos de estudio considerados, sus principales características y propiedades, y se describen las fallas que experimentaron dado el terremoto de Maule 2010. Luego, se presentan los aspectos principales de la modelación no lineal, en OpenSees [1], de los puentes a estudiar y a analizar. Este modelo corresponde a un modelo de elementos finitos, tridimensional y no lineal, realizado a partir de una modificación al modelo de Vega [16]. Debido a que los casos de estudio: Las Mercedes, Los Pinos, Lo Echevers y Miraflores poseen similitudes entre sí, se generó un modelo general paramétrico en el cual se pueden cambiar aspectos geométricos y de modelación de los elementos estructurales que conforman los puentes. Siguiendo con lo anterior, los puentes en estudio son todos puentes de hormigón armado con vigas preesforzadas simplemente apoyadas, estribos independientes autoestables y cepas con múltiples columnas. Todos los puentes poseen apoyos elastómericos, sean anclados o no, algunos poseen barras sísmicas, algunos topes metálicos, algunos topes externos y/o internos de hormigón, etc. Por lo anterior, en esta sección de la tesis se explicará la estrategia de modelación, los elementos y materiales utilizados, sus curvas de comportamiento no lineales y diversos parámetros para definirlos. Detalles estructurales y geométricos con respecto a los casos de estudio se pueden encontrar en el Anexo A.

2.2. Casos de Estudio

Como casos de estudio se escogieron cuatro puentes construidos en la zona central de Chile (Figuras 2.1 y 2.2), los que representan la tipología más común de puentes carreteros: puentes de vigas preesforzadas simplemente apoyadas sobre placas elastoméricas, con estribos independientes autoestables y cepas multi-columnas. Estos puentes elegidos sufrieron grandes daños e incluso colapso debido al terremoto de Maule 2010, por lo que se analizarán en dos estados: en su diseño original y reparados/reforzados post terremoto. El estado original de estos puentes representa una filosofía de diseño instaurada desde la llegada de las empresas concesionarias al país, las que por motivos económicos, eliminaba ciertos elementos estructurales de los puentes tales como: topes sísmicos intermedios, vigas travesaño o diafragmas y barras sísmicas, disminuyendo sustancialmente la rigidez ante demandas transversales [2]. Mientras que el estado reparado de estos puentes representa la filosofía de diseño tradicional, y aquella que en la actualidad se exige por medio del Manual de Carreteras, lo cual incluye con topes intermedios de hormigón, diafragma, barras sísmicas y, en algunos casos, anclaje en los apoyos elastoméricos. La designación y aspectos principales de los casos de estudio se muestran en la Tabla 2.1. De aquí en adelante, LMO y LMR representarán Las Mercedes original y reparado, LPO y LPR Los Pinos original y reparado, LEO y LER Lo Echevers original y reparado, MirO y MirR Miraflores original y reparado, respectivamente.

Las Mercedes y Los Pinos son pasos bajo nivel ubicados en la Ruta 5 y en el acceso sur a la ciudad de Santiago desde la Ruta 5, respectivamente. Sus diseños originales poseían topes externos de hormigón y barras sísmicas, pero no consideraban diafragma entre las vigas longitudinales ni topes internos. Durante el terremoto del Maule se desarrollaron grandes desplazamientos transversales de las vigas longitudinales, causando la completa destrucción de los topes sísmicos y caída de los vanos para Las Mercedes, mientras que para Los Pinos, la rotación del tablero causó la caída de ambos vanos debido a la falla de sus topes y a una baja longitud de apoyo [2] [7]. Las principales medidas de reparación y reforzamiento para ambos fueron, a parte de la reposición de la superestructura, la incorporación de topes internos de hormigón, vigas travesaño sobre la cepa y los estribos y barras sísmicas. Ambas condiciones (original y reparado) no presentan anclaje de apoyos.

Los pasos sobre nivel Lo Echevers y Miraflores se encuentran en la Autopista Vespucio Norte, en la parte norte de Santiago de Chile. La geometría de ambos puentes es bastante similar, por lo que mostraron daños similares debido al terremoto del 2010. En su estado original, ambos poseían topes internos de acero sobre las cepas y estribos, y topes externos de hormigón en los estribos. Sin embargo, no contaban con una viga travesaño que formara un diafragma rígido de la superestructura, ni tampoco contaban con barras sísmicas ni anclaje de los apoyos. El terremoto produjo una rotación excesiva del tablero, lo que resultó en la caída de los vanos debido a un bajo aporte a la rigidez transversal provisto por los débiles topes de acero y a una corta longitud de la mesa de apoyo [2] [7]. El reforzamiento para estos puentes incluyó la presencia de topes internos de hormigón, vigas travesaño, barras sísmicas y anclaje de los apoyos elastoméricos.

Puente	Las Mercedes		Los Pinos		Lo Echevers		Miraflores	
	Original	Reparado	Original	Reparado	Original	Reparado	Original	Reparado
Anclaje de elastómeros	No	No	No	No	No	Sí	No	Sí
Diafragma	No	Sí	No	Sí	No	Sí	No	Sí
Barras sísmicas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Sí	No	Sí
Topes internos	No	Hormigón	No	Hormigón	Metálicos	Hormigón	Metálicos	Hormigón
Topes externos	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón
Fundación	Directa	Directa	Pilotes	Pilotes	Directa	Directa	Directa	Directa

Figura 2.1: Principales diferencias de los casos de estudio

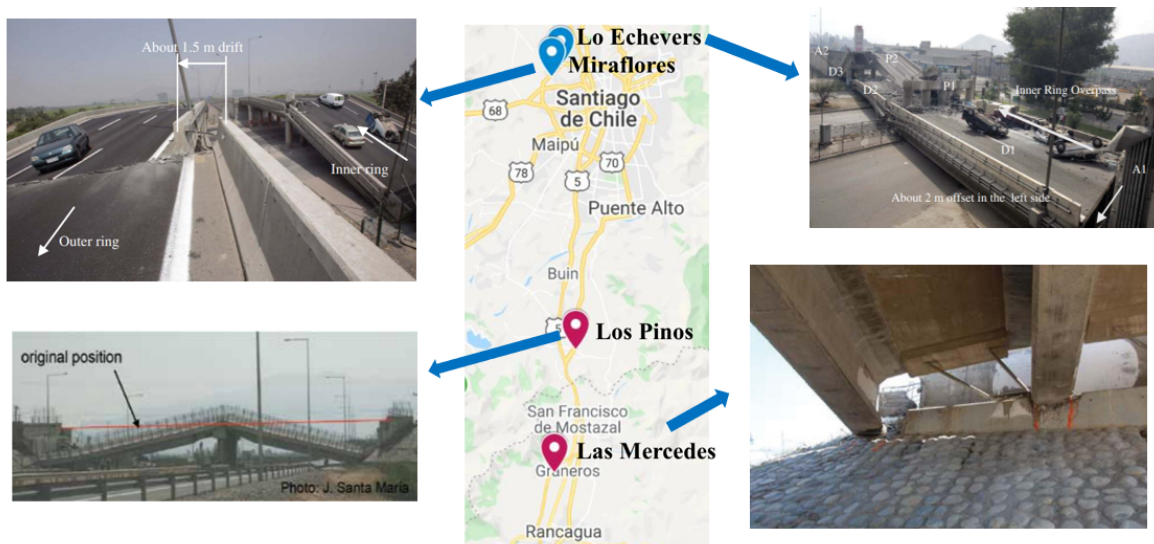


Figura 2.2: Localización de los casos de estudio y principales daños [2] [7]

Tabla 2.1: Características principales de los casos de estudio

Puente	Esviaje [°]	n° de vanos	n° de columnas por cepa	n° de vigas por sección transversal
Las Mercedes (LM)	11.1	2	2	3
Los Pinos (LP)	28.2	2	4	5
Lo Echevers (LE)	29.9	3	5	5
Miraflores (Mir)	21.6	3	5	5

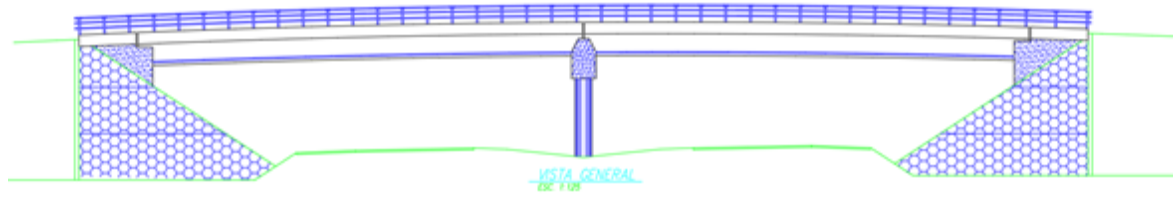


Figura 2.3: Vista general del Paso Inferior Las Mercedes

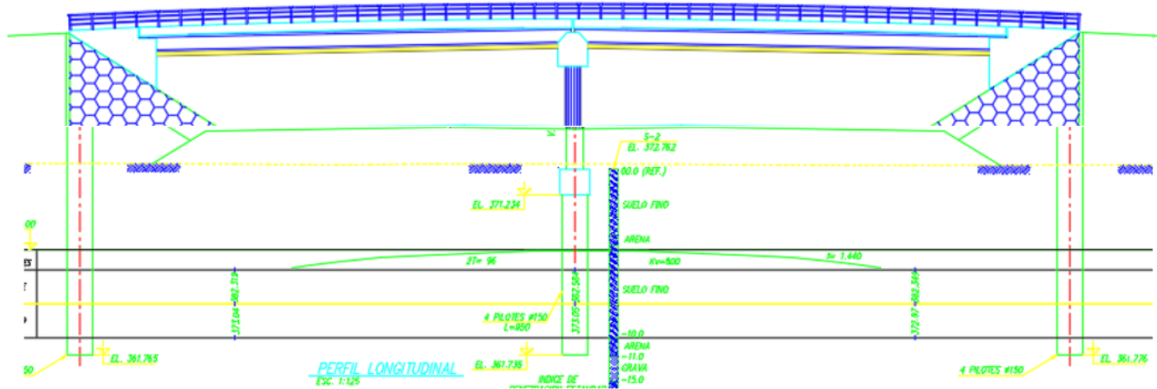


Figura 2.4: Vista general del Paso Inferior Los Pinos



Figura 2.5: Vista general del Paso Superior Lo Echevers



Figura 2.6: Vista general del Paso Superior Miraflores

La Figura 2.7 muestra la razón de aspecto (d (ancho del tablero)/ L (largo del vano)) de los casos en estudio en función de su ángulo de esviaje, los que se encuentran en la zona en la que pueden desarrollar rotaciones en planta sin necesidad de que haya más impactos con los estribos, según el mecanismo descrito por Wu [25].

Todos los puentes estudiados se localizan dentro de la zona sísmica 2, especificada por el Manual de Carreteras [4]. Las Mercedes se encuentra sobre suelo tipo III, mientras que Lo Echevers y Miraflores sobre suelo tipo II. Para los Pinos se asumirá un suelo tipo III por su cercanía al Paso Superior Hospital. Los suelos tipo II son, en general, gravas densas, arenas densas, o suelos cohesivos duros,

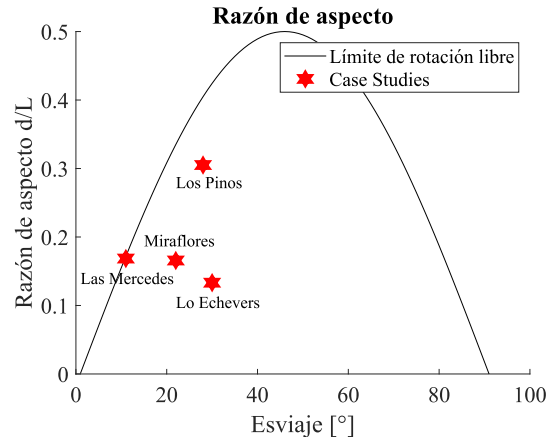


Figura 2.7: Relación de aspecto de los casos de estudio

con una velocidad de onda de corte mayor a 400 [m/s] en los primeros 10 [m]. Por otro lado, los suelos tipo III son gravas, arenas o suelos cohesivos con menor resistencia y rigidez que los tipo II.

2.3. Modelación numérica

En la Figura 2.8 se puede observar una representación del modelo general mediante una vista tridimensional, en elevación de las cepas y en planta del estribo (a éste se le puede modificar la geometría, así como el número de vanos, vigas, columnas, parámetros geométricos, etc.). Mientras que en la Figura 2.9 se pueden observar las curvas de comportamiento de los distintos materiales utilizados, los que se especificarán posteriormente.

A continuación, se explicará en detalle la modelación de cada componente del puente, subdividiendo en componentes de la superestructura, de la subestructura y de los estribos.

2.4. Superestructura

2.4.1. Tablero y vigas longitudinales

El tablero y las vigas longitudinales se representan mediante elementos de comportamiento elástico-lineal con las propiedades de la sección compuesta, debido a que no se espera que tengan incursiones en el rango no lineal [46]. Los parámetros geométricos de la sección compuesta se obtuvieron a través de la modelación de las superestructuras de los casos de estudio utilizando el software SAP2000 [47]. En la Tabla 2.2 se especifican los valores de estos parámetros geométricos para cada puente modelado. Se consideró un hormigón H55, tal como se especifica en los planos de los casos de estudio. Las expresiones para representar las masas traslacionales y rotacionales se obtuvieron a partir de las recomendaciones de Aviram [48].

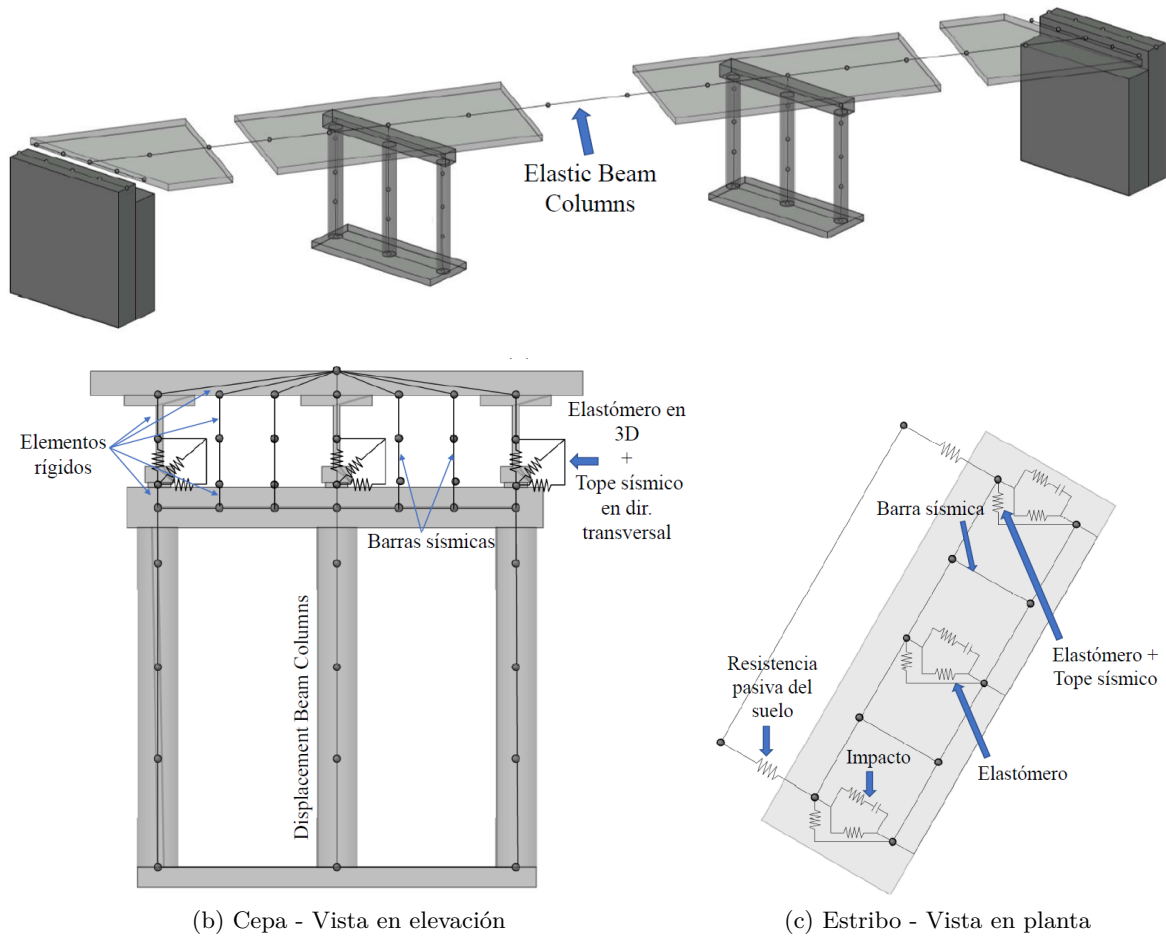


Figura 2.8: Modelo General de los Casos de Estudio Considerados

Tabla 2.2: Propiedades geométricas de la sección compuesta

Puente	Las Mercedes	Los Pinos	Lo Echevers	Miraflores
h [cm]	116.01	117.11	133.97	103.01
A [cm ²]	39831.08	68051.81	63851.01	57619.64
J [cm ⁴]	9419389.17	15985576	14930591.7	14036235.2
Iy [cm ⁴]	3188820876	1.59E+10	8782483080	7866773944
Iz [cm ⁴]	138907332	234859248	346128189	162353440

La modelación en OpenSees implementa los elementos *Elastic Beam Column*, con los cuales se modelará la superestructura utilizando los parámetros especificados anteriormente, mediante un elemento de línea, dividiendo longitudinalmente cada vano en seis de estos elementos.

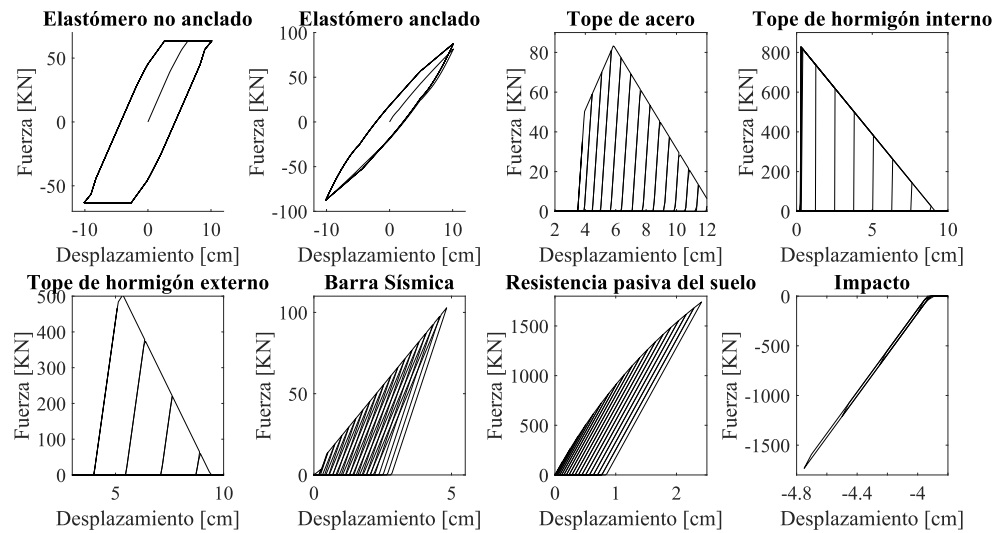


Figura 2.9: Curvas fuerza-desplazamiento de los elementos que conforman el modelo de los puentes.

2.4.2. Apoyos elastoméricos

Se modelan los apoyos elastoméricos considerando su comportamiento en todas las direcciones. Cabe destacar que el comportamiento al corte y a la carga axial en estos elementos dependerá de si es que se encuentran o no anclados (Figura 2.10).

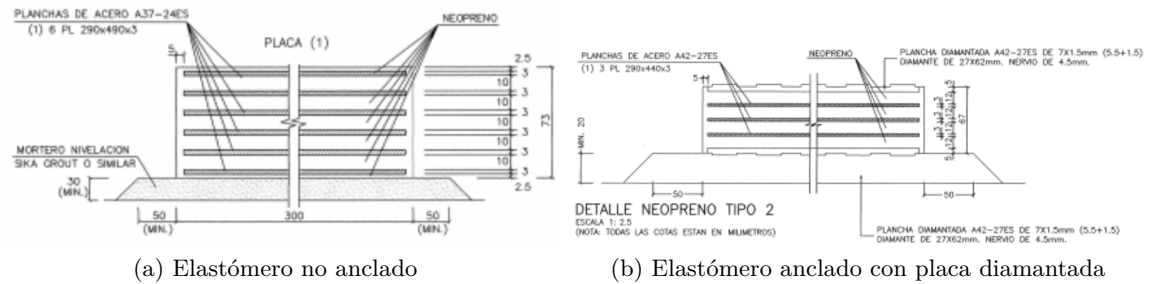


Figura 2.10: Diferencia entre elastómeros anclados y no anclados

2.4.2.1. Comportamiento axial

Los apoyos no anclados poseen un comportamiento axial elástico que sólo permite compresiones en el elemento (Figura 2.11a), lo que se modela a través de un material *Elastic No Tension* de la librería de OpenSees, según las recomendaciones de Yazdani [49] (ecuación 2.4.3);

Los apoyos anclados poseen, por otro lado, un comportamiento axial elástico que sí permite compresiones y tracciones debido al anclaje (Figura 2.11b), lo que se modela a través de un material *Elastic* de la librería de OpenSees, según las recomendaciones de Yazdani [49] (ecuación 2.4.3).

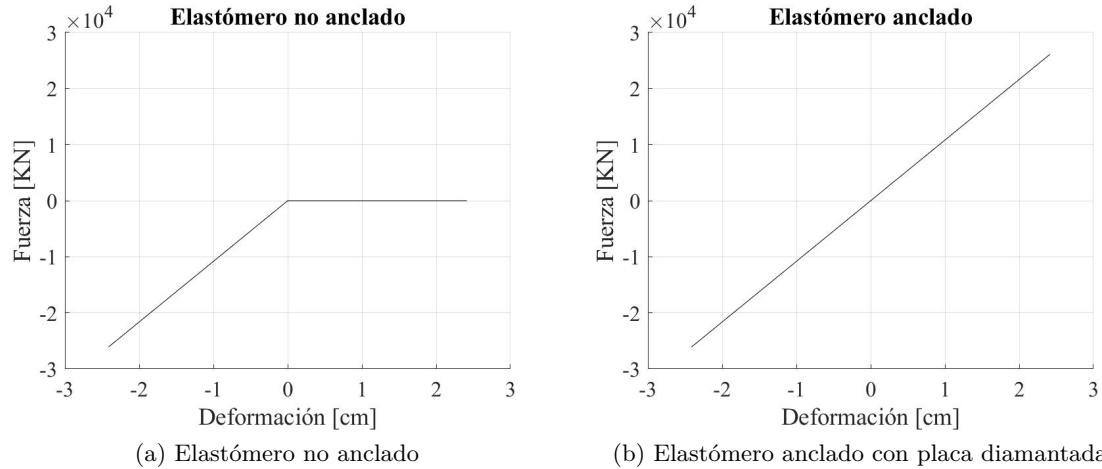


Figura 2.11: Comportamiento fuerza deformación axial - Diferencia entre elastómeros anclados y no anclados

2.4.2.2. Comportamiento a flexión y torsión

Los comportamientos a torsión y flexión de los apoyos elastoméricos, ya sean anclados o no, se modelan siguiendo un modelo elástico, según las recomendaciones de Yazdani [49] (ecuaciones 2.4.4 y 2.4.5), mediante materiales *Elastic* en OpenSees.

2.4.2.3. Comportamiento al corte

Los apoyos elastoméricos no anclados se modelan mediante elementos *Flat Slider Bearing*: con un comportamiento al corte según el modelo de Steelman [50]. Este modelo posee una rigidez inicial obtenida desde la ecuación 2.4.1, utilizando el valor del módulo de corte especificado en el Manual de Carreteras [4]. Se utiliza para definir el elemento un modelo de fricción de Coulomb, con el coeficiente de fricción obtenido desde la ecuación 2.4.2.

Por otro lado, los apoyos anclados son modelados mediante elementos *Elastomeric Bouc Wen*, con un comportamiento al corte obtenido de una calibración realizada por Vega [16] a ensayos experimentales de elastómeros anclados chilenos. Los elastómeros anclados de los casos de estudio corresponden a elastómeros con placa diamantada. La calibración se realizó para un elastómero de medidas 300x400x132 [mm]. Los parámetros promedio obtenidos, utilizados para definir el elemento *Elastomeric Bouc Wen*, se muestran en la Tabla 2.3. Con el fin de poder modificar las medidas de los elastómeros, se parametrizó la rigidez inicial de estos resultados según el área en planta de los elastómeros y según la altura efectiva de los apoyos.

Ecuaciones:

Tabla 2.3: Resultados de calibración de apoyos elastoméricos [16]

K_{init} [kN/m]	q_d [kN/m]	α_1	α_2	μ	eta	β	γ
1560	1.42	0.45	0.47	3.55	0.79	0.13	0

- E_0 : rigidez inicial al corte determinada de acuerdo a la ecuación 2.4.1, definida por Steelman:

$$k = E_0 = \frac{GA}{h_r} \quad (2.4.1)$$

- μ : coeficiente de fricción, definido según la ecuación 2.4.2 procedente del estudio de Steelman.

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_n} \quad (2.4.2)$$

- k_{axial} : rigidez axial de los apoyos.

$$k_{axial} = \frac{EA}{h_r} \quad (2.4.3)$$

- k_{Flex} : rigidez a flexión de los apoyos.

$$k_{Flex} = \frac{EI}{h_r} \quad (2.4.4)$$

- $k_{Torsion}$: rigidez a torsión de los apoyos.

$$k_{Torsion} = \frac{GI_x}{h_r} \quad (2.4.5)$$

donde:

- G: Módulo de corte en $[kgf/cm^2]$
- E: Módulo de elasticidad en $[kgf/cm^2]$. Se define como $6GS^2$
- S: Factor de forma. Se define como $\frac{LW}{2h_r(L+W)}$
- L: Largo del elastómero en [cm]
- W: Ancho del elastómero en [cm]
- A: Área transversal en $[cm^2]$. Se define como $L \cdot W$
- I: Inercia del elastómero en alguna de las dos direcciones horizontales.
- h_r : Altura efectiva de la goma o neopreno sin considerar placas metálicas.
- σ_n : esfuerzo axial sobre el elastómero. Se consideró el esfuerzo axial correspondiente a las cargas gravitacionales sobre el elastómero.

2.4.3. Topes internos de acero

La modelación de los topes internos de acero (Figura 2.12) se realizó de acuerdo a lo especificado en Rubilar [10], donde se obtuvo la relación fuerza vs deformación de estos elementos a partir de una campaña experimental realizada por el mismo, modelandolos así mediante elementos de largo zero

(*Zero Length Elements* en OpenSees) con un material histerético o *Hysteretic Material*, que representa el comportamiento del tope, en paralelo con un material *ElasticPPGap*, que representa la separación entre el tope y la viga longitudinal. La curva de comportamiento de estos topes puede observarse en la Figura 2.13 y los parámetros que definen el material histerético se resumen en la Tabla 2.4.

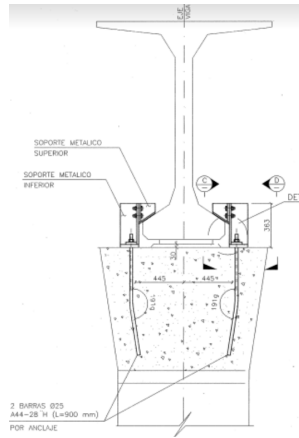


Figura 2.12: Disposición de topes sísmicos de Acero

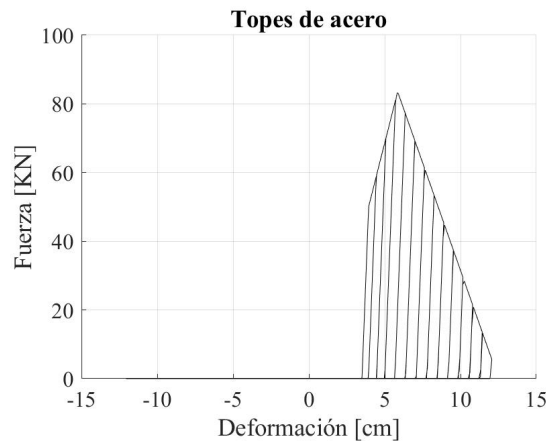


Figura 2.13: Comportamiento de topes sísmicos de acero

2.4.4. Topes internos de hormigón

Los topes internos de hormigón (Figura 2.14) son representados a partir de las recomendaciones de Megally [26] y Ramanathan [51]. Al igual que los de acero, son representados mediante un elemento de largo zero, con un material dispuesto en serie. El primer material en serie corresponde a un material *ElasticPPGap* que representa al tope y al espacio libre entre la superestructura y el borde del tope, el segundo material en serie corresponde a un material de deformación máxima (*MinMax*). El material *MinMax* limita la curva fuerza vs deformación a un valor máximo de deformación (Δ_{max}) que corresponde al espacio libre entre el tope y la superestructura, más un desplazamiento neto de

Tabla 2.4: Parámetros que definen los topes internos de acero [10]

Topes internos de acero	
s1 [kN]	50.1
s2 [kN]	83.6
s3 [kN]	0
e1 [mm]	2.2
e2 [mm]	11.8
e3 [mm]	82.1
pinchX	1
pinchY	0
damage1	0
damage2	0

8.9 [cm]. Este desplazamiento de 8.9 [cm] representa el punto al cual la capacidad a fricción del tope se ha degradado hasta prácticamente el valor de cero, y su valor se obtuvo desde los resultados experimentales de Megally [26]. La capacidad máxima del tope de hormigón, es determinada según la ecuación 2.4.6.

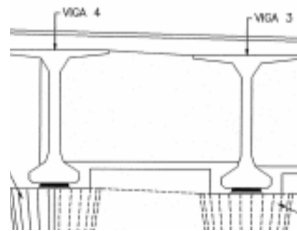


Figura 2.14: Disposición de topes sísmicos internos de hormigón

$$P_{cap} = F \cdot V_{viga} \tag{2.4.6}$$

Donde, F es un factor que corresponde a 0.75 para los topes ubicados en las cepas y a 1.2 para los topes en los estribos. Por otro lado, la capacidad de corte de la viga, V_{viga} se determina de acuerdo a la ecuación 2.4.7.

$$V_{viga} = n \left(0.93 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (0.8 \cdot D)^2 \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g}} + \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0.8 \cdot D}{s} \right) \tag{2.4.7}$$

donde:

- n : número de columnas por viga cabezal.
- f'_c : esfuerzo a compresión del concreto H30 [kgf/cm^2].
- D : diámetro de la columna [cm].
- N_u carga axial de la columna [kgf].
- A_g : área de la sección transversal de la columna [cm^2].
- A_v : área del refuerzo transversal de la columna [cm^2].
- f_y : esfuerzo de fluencia del acero A630-420H [kgf/cm^2].
- s : espaciamiento del refuerzo transversal [cm].

2.4.5. Topes externos de hormigón

Los topes externos de hormigón (Figura 2.15) son modelados a través de elementos de largo zero o *Zero Length Elements*, con un material histerético que representa el tope, en paralelo con un material *ElasticPPGap* que representa el espacio entre la superestructura y el tope externo. El material histerético o *Hysteretic Material* representa una relación fuerza vs deformación trilineal, la que fue propuesta por Goel y Chopra [27] para representar estos elementos, tal como se muestra en la Figura 2.16.

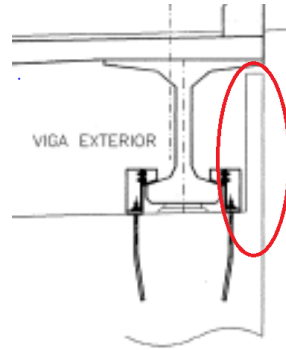


Figura 2.15: Disposición de topes sísmicos externos de hormigón

Las deformaciones de la Figura 2.16 son determinadas a través de las siguientes ecuaciones:

$$\mu_y = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_y \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (2.4.8)$$

$$\mu_n = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_y \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{s} \quad (2.4.9)$$

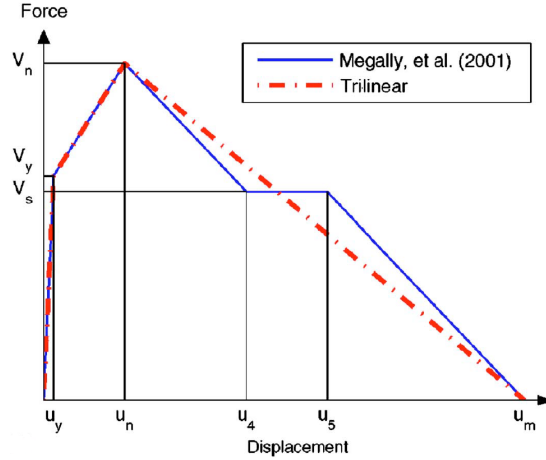


Figura 2.16: Fuerza vs deformación de los topes externos Goel y Chopra

$$\mu_4 = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_{0.005} \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{s} \quad (2.4.10)$$

$$\mu_5 = \sqrt{(2)} \cdot \epsilon_{0.007} \cdot (L_d + L_a) \cdot \frac{(h + d)}{s} \quad (2.4.11)$$

Donde:

- ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero ($\epsilon_y=0.002$).
- $\epsilon_{0.005}$: 0.005
- $\epsilon_{0.007}$: 0.007
- L_a : Ancho de la pared del muro.
- L_d : Longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal.
- s : Espaciamiento horizontal y vertical de las barras.
- h : Alto del muro espaldar del estribo [cm]
- d : Ancho del tope sísmico externo.
- μ_m : Se obtiene considerando la misma pendiente entre $\mu_5-\mu_m$ y $\mu_n-\mu_4$.

Mientras que las fuerzas de la Figura 2.16 son determinadas a través de las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 200 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot h \quad [kN] \quad (2.4.12)$$

$$V_s = \left[A_{s1} \cdot f_y \cdot h + A_{s2} \cdot f_y \cdot d + n_h \cdot A_{sh} \cdot f_y \cdot \frac{h^2}{2 \cdot S} + n_v \cdot A_{sv} \cdot f_y \cdot \frac{d^2}{2 \cdot S} \right] \cdot \left(\frac{1}{h + a} \right) \quad (2.4.13)$$

$$V_n = V_s + V_c \quad (2.4.14)$$

$$V_y = V_s + V_c \cdot \frac{\mu_y}{\mu_n} \quad (2.4.15)$$

Donde:

- V_c : Contribución del hormigón a la capacidad del tope.
- V_s : Contribución del acero a la capacidad del tope.
- V_n : Resistencia nominal al corte del tope.
- V_y : Fuerza que indica el fin del rango elástico del tope.
- f'_c : Resistencia a compresión del hormigón H30 [MPa]
- b : Ancho del muro espaldar del estribo [m].
- A_{s1} : Área transversal de las barras horizontales [m^2].
- A_{s2} : Área transversal de las barras inclinadas en la primera interfaz del elemento [m^2].
- A_{sh} y A_{sv} : Área transversal de una barra horizontal y vertical respectivamente [m^2].
- n_h y n_v : Número de planos con reforzamiento horizontal y vertical, respectivamente.
- a : 0.167 veces el valor de d .
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero A630-420H [MPa].

2.4.6. Barras sísmicas

Una práctica habitual en Chile es incorporar barras corrugadas de acero entre la superestructura y la viga cabezal (Figura 2.17), con el fin de restringir los desplazamientos verticales durante el movimiento sísmico. Por lo anterior, se modela en OpenSees el comportamiento vertical de estos elementos con un material *ElasticPPGap*, que modela solamente el comportamiento en tensión de las barras.

Por otro lado, para modelar el comportamiento horizontal o al corte de las barras, se llevó a cabo una calibración, desde los resultados experimentales de Martínez [11], con el fin de obtener los parámetros de un material histerético que representara el comportamiento fuerza vs deformación de las barras, con la condición de que la rigidez inicial del material fuese del mismo orden de magnitud que la rigidez elástica de la barra ($\frac{3E \cdot I}{L^3}$, donde E corresponde al módulo de elasticidad, I al momento de inercia de la sección transversal y L a la distancia libre de la barra). La calibración se realizó para

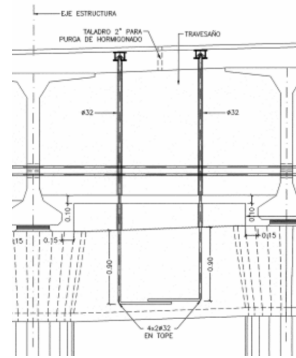


Figura 2.17: Disposición de barras sísmicas

cuatro ensayos experimentales de barras de 16 mm de diámetro, con una altura libre de 10 [cm] para los dos ensayos con diafragma, y de 150 [cm] para los dos ensayos sin diafragma a través del siguiente algoritmo iterativo, donde se pretende minimizar el error cuadrático medio (ECM) entre la fuerza experimental y analítica para un mismo desplazamiento:

1. Definición de datos de entrada y variables a calibrar del modelo, definición de un vector inicial.
2. Definición de un modelo en OpenSEES del elemento, dependiente de los datos de entrada.
3. Análisis estático del modelo en OpenSEES, con desplazamientos iguales a los experimentales.
4. Obtención de datos de fuerza y deformación del modelo.
5. Cálculo del error cuadrático medio ECM entre la fuerza experimental y analítica para un mismo desplazamiento.

$$ECM = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n (F_i^e - F_i^O)^2} \quad (2.4.16)$$

donde F_i^e y F_i^O son las fuerzas experimentadas en la base del elemento para cada desplazamiento i , en el experimento y en el modelo analítico de OpenSEES, respectivamente.

6. Comparación del valor del error cuadrático medio con una tolerancia. Si se cumple la tolerancia, se termina el algoritmo. Si no se cumple, se pasa al paso 7.
7. Búsqueda de un vector nuevo que minimice la función objetivo a partir de rutina *fminsearch*, de la librería de Matlab.
8. Vuelta al paso 1.

Basándose en lo anterior, se resolvió el problema de optimización utilizando un elemento *Truss* y el material *Hysteretic Material* de la librería de OpenSEES, donde se consideró un modelo bidimensional de dos nodos conectados mediante dicho material. Posteriormente, se le aplicó al modelo un análisis estático con una serie de desplazamientos idéntica a la experimental.

En cuanto a la rutina de optimización en MatLab, *fminsearch* se utiliza, en general, para resolver problemas no lineales sin restricciones usando una metodología libre de derivadas (*derivative-free method*). Se seleccionó esta rutina de optimización por su simplicidad y porque, a priori, no se contaba con rangos en cuanto a los valores que podían tomar los parámetros a calibrar (todos los parámetros que definen el material histerético).

Los resultados de la calibración pueden observarse en la Figura 2.18 para ambos modelos: con y sin diafragma.

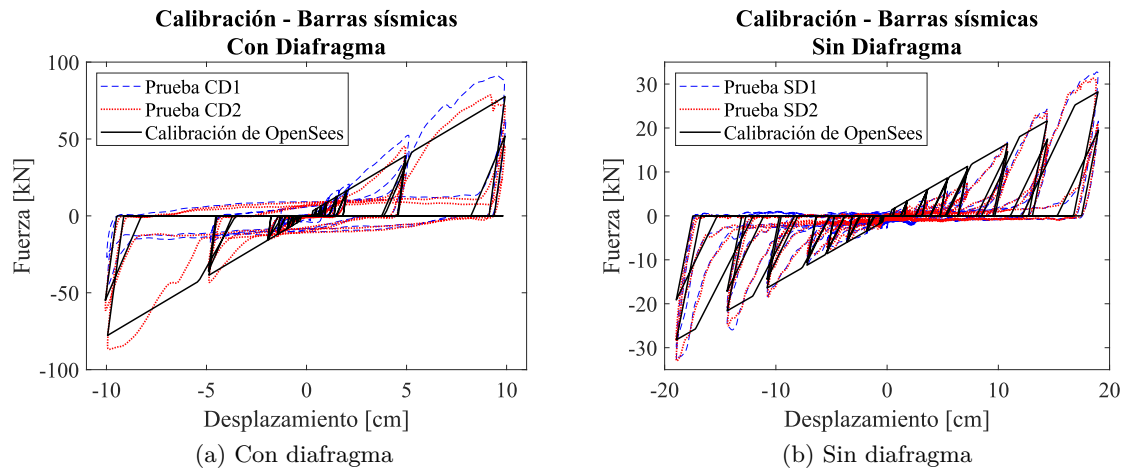


Figura 2.18: Resultado de calibración de barras sísmicas

A partir de la anterior, se propuso un modelo para representar el comportamiento horizontal de una barra, mediante un material histerético o *hysteretic material* de la librería de OpenSees, el cual se representa mediante tres puntos característicos (d_0, F_0) , (d_1, F_1) , (d_2, F_2) y parámetros no lineales, donde:

- $d_1 = \gamma_{d1} * h_{bsis}$
- $d_2 = \gamma_{d2} * h_{bsis}$
- $F_0 = \gamma_{f0} * A_{bsis} * F_{y_{bsis}}$
- $F_1 = \gamma_{f1} * A_{bsis} * F_{y_{bsis}}$
- $F_2 = \gamma_{f2} * A_{bsis} * F_{y_{bsis}}$
- pinchX: 0.9
- pinchY: 0
- damage1: 0 daño debido a ductilidad
- damage2: 0.25 daño debido a energía
- h_{bsis} : altura libre de la barra sísmica.

- $A_{b_{sis}}$: área de sección transversal de la barra sísmica.
- $F_{y_{b_{sis}}}$: fluencia del acero de la barra sísmica.

Para barras con diafragma, se tiene:

- γ_{d1} : 0.0312
- γ_{d2} : 1.4962
- γ_{f0} : 0.0075
- γ_{f1} : 0.0245
- γ_{f2} : 0.8797
- d_0 : 0.1149
- β : -0.0620

Mientras que para barras sin diafragma, se tiene:

- γ_{d1} : 0.0025
- γ_{d2} : 0.1827
- γ_{f0} : 0.000016
- γ_{f1} : 0.01001
- γ_{f2} : 0.3053
- d_0 : 0.1093
- β : 0

La necesidad de realizar una nueva calibración a los datos experimentales de Martínez [11] se justifica debido a que la relación constitutiva de las barras propuesta por él representa de manera incorrecta los primeros periodos fundamentales de los puentes, debido a la alta rigidez inicial que presenta este modelo. Siguiendo con lo anterior, el modelo propuesto en esta tesis se diferencia de aquel propuesto por Martínez [11], en que la rigidez inicial utilizada para caracterizar las barras sísmicas se ajusta de mejor manera a la rigidez elástica de estos elementos ($\frac{3E:I}{L^3}$, donde E corresponde al módulo de elasticidad, I al momento de inercia de la sección transversal y L a la distancia libre de la barra).

2.5. Subestructura: cepas

2.5.1. Columnas y vigas cabezal

Las columnas son modeladas utilizando elementos no lineales *Displacement Beam Columns* de la librería de OpenSees, con 5 elementos por cada columna, donde cada uno de ellos cuenta con tres puentes de integración. Lo anterior se realiza para poder capturar el comportamiento no lineal de las columnas, teniendo suficientes puntos de integración para poder simular la longitud de la rótula plástica. Para representar el comportamiento fuerza vs deformación del hormigón armado se utilizan secciones tipo fibra, definidas por dos materiales de OpenSees: *Concrete02* y *Steel02* para representar el concreto del núcleo confinado como en el recubrimiento y el acero, respectivamente. *Concrete02*, se encuentra basado en el modelo de Mander et al. [52], mientras que *Steel02* utiliza el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto [53].

Los parámetros no lineales para representar estos materiales fueron obtenidos a partir de una calibración realizada por Escobar [15] y Vega [16], los cuales se resumen en las Tablas 2.5 y 2.6. Esta calibración se desarrolló a partir de un modelo no lineal en simple curvatura de varias columnas previamente ensayadas con falla por flexión, obtenidas desde la base de datos de *PEER Structural Performance Database* [54]. Este modelo fue sometido a una serie de desplazamientos idéntica a la experimental, mediante análisis no lineal estático. Con el *output* del modelo y la serie de datos de desplazamiento y fuerza experimental, se procede a realizar la calibración, donde se logra ajustar los valores de fuerza experimental y fuerza del modelo al variar los parámetros del acero y hormigón.

A estas secciones, también se les incorporaron efectos de deformación por corte y torsión, de acuerdo a las recomendaciones de Kaviani et al. [46]. Los cálculos de éstas se encuentran en la memoria de Escobar [15].

Tabla 2.5: Parámetros usados para modelar el hormigón

	Núcleo	Recubrimiento
fpc [kN/cm^2]	3.69	3.18
\$eps0	0.0027	0.0022
fpcU [kN/cm^2]	0.99	0
epsU	0.017	0.005
lambda	0.1	0.1
ft [kN/cm^2]	0.51	0.44
Ets [kN/cm^2]	2876	2876

- fpc es el esfuerzo a compresión del hormigón.
- eps0 es la deformación para lograr la máxima resistencia.
- fpcU es el esfuerzo de falla.

- ϵ_{sU} es la deformación para lograr la capacidad de falla.
- λ es la razón entre la rigidez de carga y descarga.
- f_t es el esfuerzo de tracción.
- E_s es el módulo elástico.

Tabla 2.6: Parámetros usados para modelar el acero

Fy [MPa]	474
E_0 [MPa]	200.000
b	0.03
R_0	18
cR_1	0.925
cR_2	0.15

Las vigas cabezales son modeladas mediante elementos *Elastic Beam Columns* con sus propiedades geométricas y propiedades estructurales del hormigón H30, debido a que no se espera que incurrieren en el rango no lineal, debido a lo observado en el terremoto de Maule 2010, y debido a las grandes dimensiones que estas poseen.

2.5.2. Fundaciones

Las fundaciones superficiales fueron modeladas siguiendo las recomendaciones del Departamento de Transportes de Oregon [55], utilizando elementos de largo cero o *Zero Length Elements* que representan resortes traslacionales y rotacionales en todas las direcciones. El comportamiento horizontal de estos apoyos se modela de manera elastoplástica perfecta mediante el material *Steel01 Material*, mientras que el comportamiento en las demás direcciones se modela elástico utilizando el material *Elastic Material*. Las ecuaciones 2.5.17 a la 2.5.23 representan las rigideces de estos resortes.

$$K_{horizontal} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{8 \cdot G \cdot R_t}{2 - \nu} \quad (2.5.17)$$

$$K_{vertical} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{4 \cdot G \cdot R_t}{1 - \nu} \quad (2.5.18)$$

$$K_{rot-z} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{16 \cdot G \cdot R_{rz}^3}{3} \quad (2.5.19)$$

$$K_{rot-x-y} = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{8 \cdot G \cdot R_{rxy}^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \quad (2.5.20)$$

En donde, R_t , R_{rz} y R_{rxy} se determinan según:

$$R_t = \sqrt{\frac{4 \cdot B \cdot L}{\pi}} \quad (2.5.21)$$

$$R_{rz} = \left[\frac{4 \cdot B \cdot L \cdot (4 \cdot B^2 + 4 \cdot L^2)}{6 \cdot \pi} \right]^{1/4} \quad (2.5.22)$$

$$R_{rxy} = \left[\frac{2 \cdot B \cdot (2 \cdot L)^3}{3 \cdot \pi} \right]^{1/4} \quad (2.5.23)$$

Además:

- α : Factor de corrección por forma, según Figura 2.19.
- β : Factor de profundidad, según Figura 2.20.
- G: Módulo de corte.
- ν : Módulo de Poisson, determinado según Tabla 2.7 para distintos tipos de suelo.
- R_t : Radio equivalente horizontal.
- R_{rz} : Radio equivalente asociado al giro en torno al eje Z.
- R_{rxy} : Radio equivalente asociado al giro en torno a los ejes X e Y.
- B : Mitad del ancho de la zapata.
- L : Mitad del largo de la zapata.
- H : Altura de la zapata.

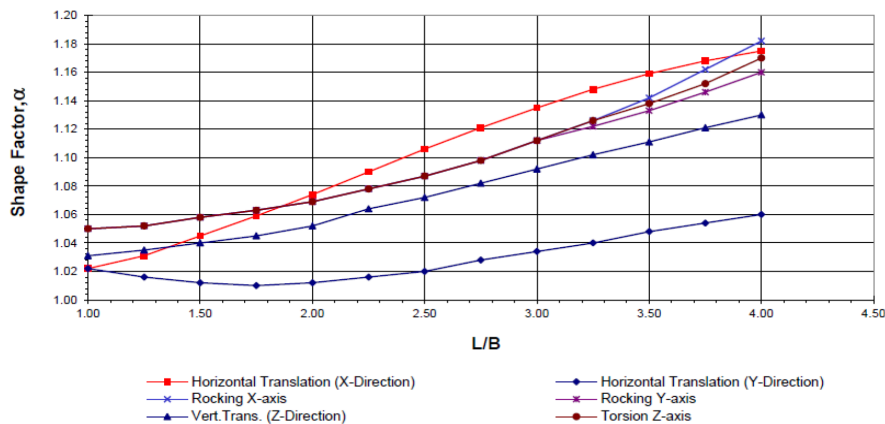


Figura 2.19: Factor de corrección para zapatas [55]

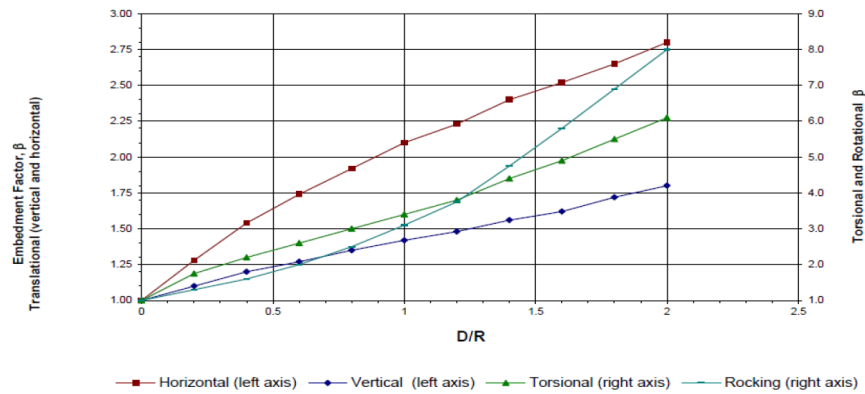


Figura 2.20: Factor de incrustación para zapatas [55]

Tabla 2.7: Valores nominales del suelo según SPT [55]

	SPT "Nc"	E (ksf)	Poisson's Ratio (ν)	G (ksf)
Granular				
V. Loose	4	300	.35	110
Loose	10	1000	.35	370
Medium	30	2000	.35	750
Dense	50	3000	.35	1100
Cohesive				
Soft	4	400	.50	150
Stiff	8	1000	.50	350
Very Stiff	16	1500	.50	500
Hard	32	2000	.50	650

Los pilotes (2.21a) también fueron modelados utilizando resortes que representaran el coeficiente de balasto del suelo (2.21b), de acuerdo al Manual de Carreteras [4]. Éstos fueron modelados utilizando un elemento elástico que simulara las dimensiones del pilote (*Elastic Beam Column*), con resortes bilineales, modelados mediante materiales *ElasticPP*, distribuidos a lo largo de su altura. La rigidez de estos resortes correspondería al módulo de balasto del suelo en cada dirección, mientras que el valor máximo de fuerza que podrían tomar sería igual al empuje pasivo del suelo.

2.6. Subestructura: estribos

Para representar la estructura que conforma el muro del estribo (2.22), se utilizan elementos verticales elásticos con propiedades que representan la sección transversal del estribo. Por otro lado, la resistencia pasiva del suelo tras el muro del estribo y el impacto estribo-superestructura se modelan mediante materiales no lineales.

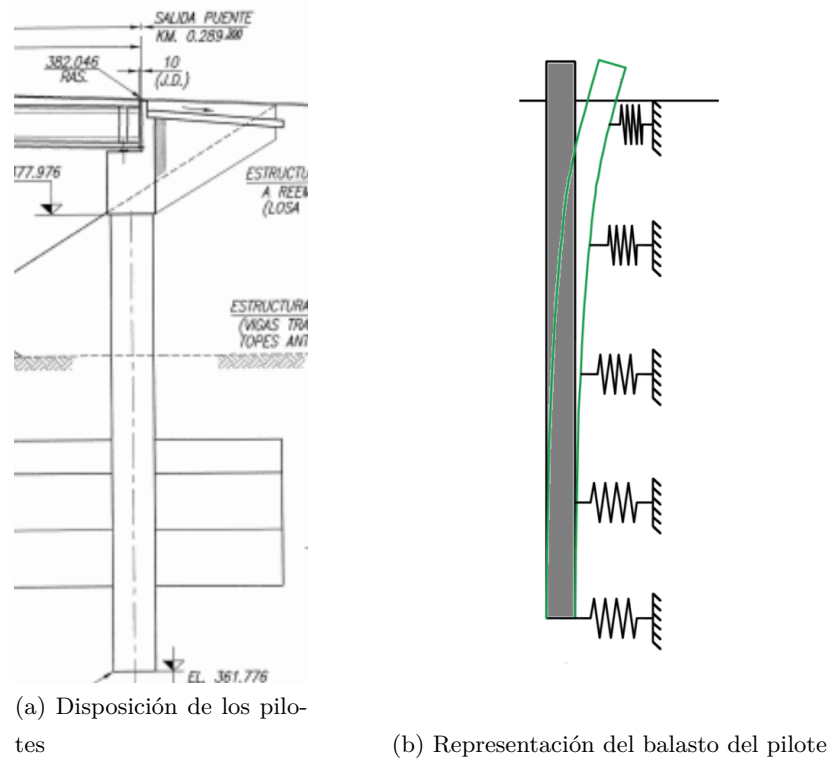


Figura 2.21: Representación de los pilotes

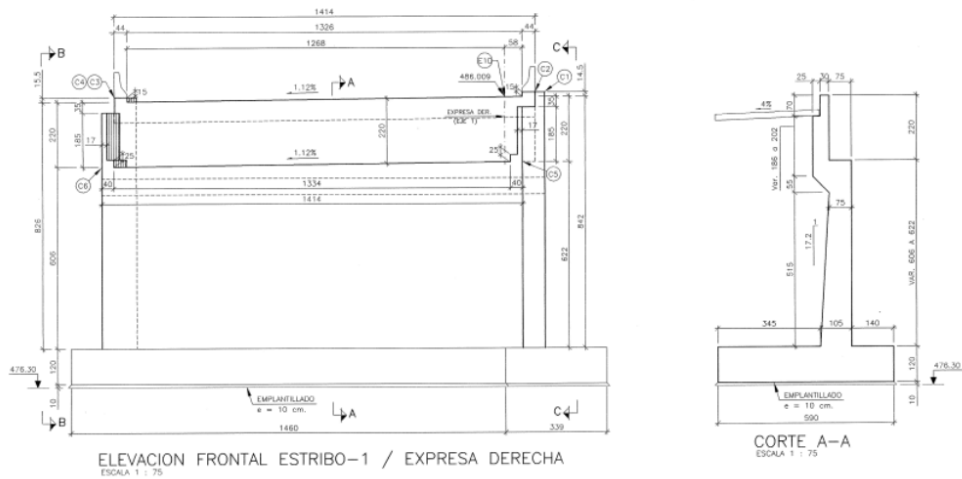


Figura 2.22: Disposición de los estribos

2.6.1. Resistencia pasiva del suelo

La resistencia pasiva del suelo es modelada mediante elementos de largo cero (*Zero Length Elements*) junto con un material hiperbólico (*HyperbolicGap Material* de la librería de OpenSees), siguiendo las recomendaciones de Shamsabadi [56] y Caltrans [57] para estribos independientes autoestables,

según las expresiones siguientes. Estos elementos se disponen en dirección perpendicular al largo del estribo.

$$K_{abut} = \begin{matrix} K_i \cdot w \cdot \left(\frac{h}{5.5ft}\right) & \text{Unidades } U.S. \\ K_i \cdot w \cdot \left(\frac{h}{1.7m}\right) & \text{Unidades } S.I. \end{matrix} \quad (2.6.24)$$

$$P_{bw} = \begin{matrix} A_e \cdot 5.0ksf \cdot \left(\frac{h_{bw}}{5.5}\right) & (ft, kip) \\ A_e \cdot 239kPa \cdot \left(\frac{h_{bw}}{1.7}\right) & (m, kN). \end{matrix} \quad (2.6.25)$$

Donde:

- K_{abut} : rigidez del suelo.
- K_i : rigidez inicial (25 [kip/in/ft]).
- P_{bw} : capacidad última de fuerza pasiva.
- w : ancho del muro espaldar.
- h : altura del muro espaldar.
- A_e : área efectiva del muro espaldar.
- h_{bw} : altura efectiva del muro espaldar.

2.6.2. Impacto con la pared del estribo

El impacto entre el estribo y el tablero se produce cuando se cierra la junta de dilatación entre ambos elementos. Este impacto es modelado mediante elementos de largo cero, con un material de impacto (*Impact Material*), utilizando un modelo de Hertz modificado por Muthukumar [58], en una dirección perpendicular al largo del estribo. La curva de comportamiento de este material se muestra en la Figura 2.23, donde K_1 es la rigidez inicial, K_2 es la rigidez secundaria, δ_y es el desplazamiento de fluencia y el gap es el espacio libre entre los nodos que representan los bordes de la superestructura y estribos. Los parámetros que definen dicho material se resumen en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8: Parámetros Impact Material

K_1 [kN/m]	8479113
K_2 [kN/m]	2919013
δ_y [cm]	0.16
gap [cm]	gap

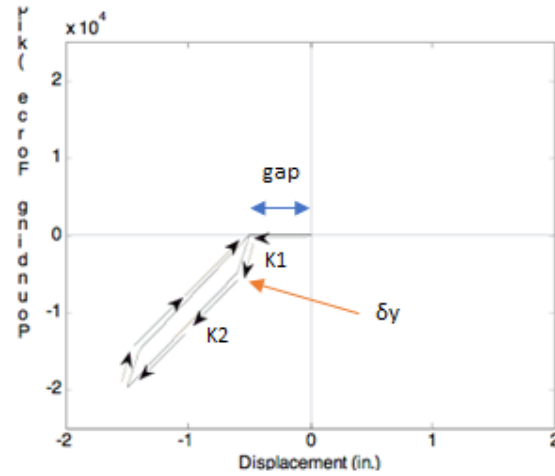
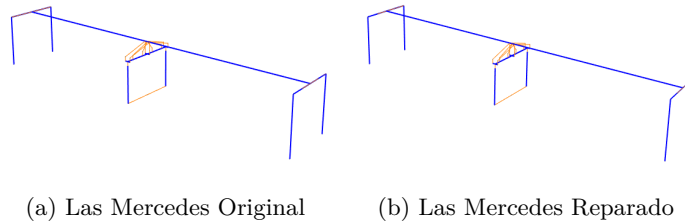


Figura 2.23: Relación fuerza-desplazamiento de juntas de dilatación

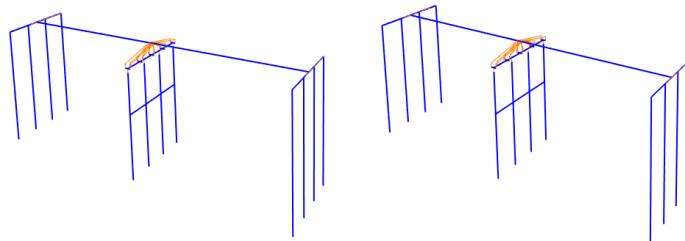
2.7. Representación de los casos de estudio

Finalmente, las Figuras 2.24 a 2.27 muestran una representación de los modelos de los casos de estudio, obtenida mediante el software OSLite [59].



(a) Las Mercedes Original (b) Las Mercedes Reparado

Figura 2.24: Las Mercedes



(a) Los Pinos Original (b) Los Pinos Reparado

Figura 2.25: Los Pinos

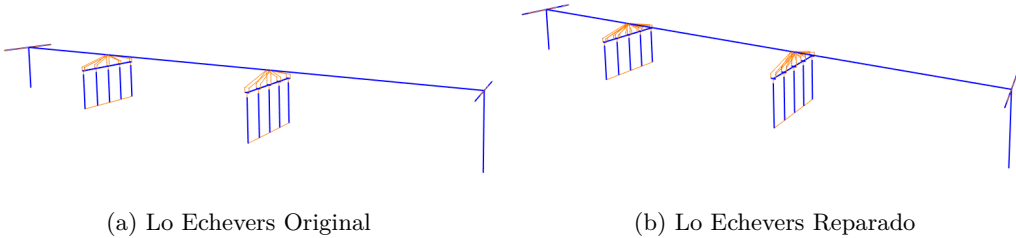


Figura 2.26: Lo Echevers

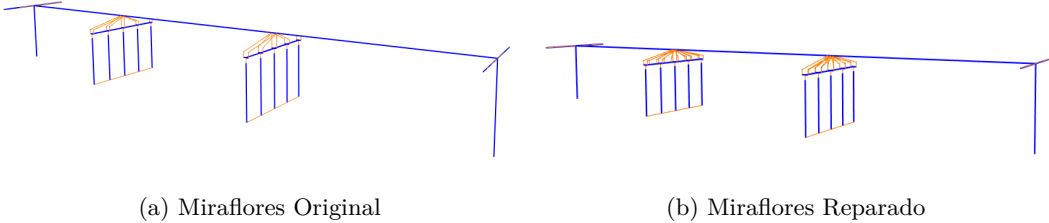


Figura 2.27: Miraflores

ANÁLISIS Y RESULTADOS DE PUENTES ESVIADOS

3.1. Aspectos Generales

En esta sección se encuentra el desarrollo, resultados y discusión de la primera parte de la tesis, correspondiente al estudio del desempeño sísmico de puentes esviados chilenos. En primer lugar, se realiza un análisis modal a los casos de estudio con el fin de encontrar los principales periodos y modos de vibrar. En segundo lugar, se realiza un análisis estático no lineal de los casos de estudio con el fin de caracterizar la curva de capacidad de estos puentes. En tercer lugar, se definen los registros sísmicos considerados para el análisis. En cuarto lugar, corresponde definir los estados límite de daño para los distintos componentes de los puentes que se considerarán. En quinto lugar, se procede a realizar distintos análisis en el tiempo: un análisis tiempo historia con el fin de identificar el fenómeno del levantamiento del tablero, un análisis con respecto al diseño propuesto por el Manual de Carreteras [4] y análisis dinámico incrementales [60]. Luego, se obtienen curvas de fragilidad para finalmente realizar un estudio con respecto al efecto de la variación del ángulo de esviaje en el desempeño sísmico de un puente en particular: Las Mercedes, y con respecto al efecto de los apoyos elastoméricos y las barras sísmicas, y su modelación, en el modelo del puente Lo Echevers en su estado reparado.

3.2. Análisis Modal

En primer lugar se procede a realizar un análisis modal a los casos de estudio, con el fin de identificar los periodos y modos de vibrar principales de éstos, los que se encuentran resumidos en la

Tabla 3.1. En general, los tres primeros modos para los puentes en estudio, en ambos estados: original y reforzado, corresponden a rotacional, transversal o longitudinal, como se puede observar para el puente Las Mercedes original y reparado en la Figuras 3.1 y 3.2, respectivamente.

Tabla 3.1: Periodos principales de los casos de estudio

Condición	Original			Reparado		
	1° [s]	2° [s]	3° [s]	1° [s]	2° [s]	3° [s]
Las Mercedes	0.73	0.72	0.72	0.70	0.69	0.68
Los Pinos	0.68	0.65	0.63	0.67	0.64	0.63
Lo Echevers	0.84	0.81	0.80	0.81	0.73	0.69
Miraflores	0.72	0.68	0.68	0.64	0.63	0.49
Promedio	0.74	0.72	0.71	0.71	0.67	0.62

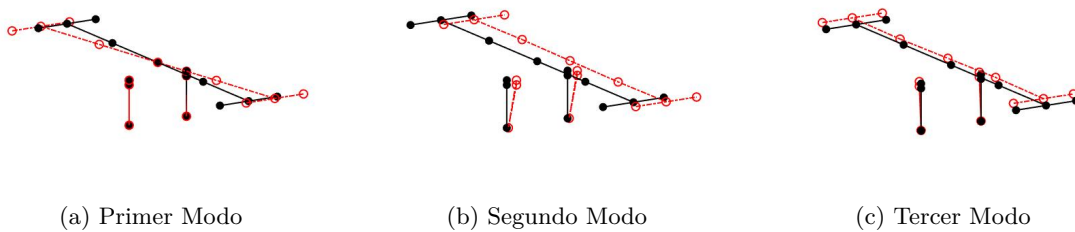


Figura 3.1: Modos de vibrar de Las Mercedes Original

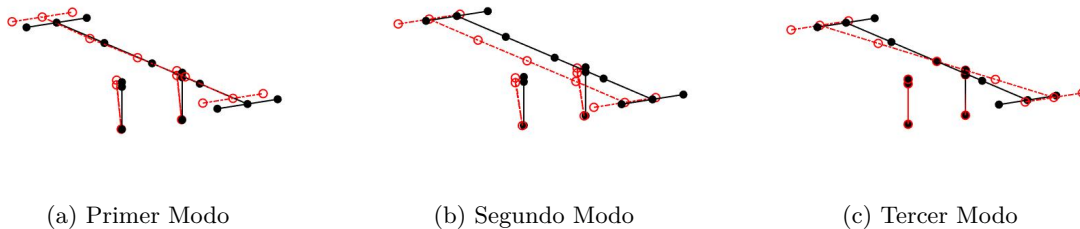


Figura 3.2: Modos de vibrar de Las Mercedes Reparado

Modos superiores, en general poseen un periodo mucho menor, del orden de 0.2 [s] o menores, y corresponden principalmente a desplazamientos locales producidos en el tablero, en general en dirección vertical. Por lo anterior, se sugiere prestar importancia al comportamiento vertical del puente, junto con la respectiva modelación de los elementos verticales.

3.3. Análisis No Lineal Estático

Con el fin de caracterizar el comportamiento no lineal de los puentes se realizaron diversos análisis no lineales estáticos o análisis *pushover* a cada uno de los casos en estudio. En general, el compor-

tamiento de Los Pinos original y reparado es similar al de Las Mercedes original y reparado respectivamente, algo similar ocurre para Miraflores y Lo Echevers. Por lo que, en las Figuras 3.3 y 3.5 se presentan las fuerzas transmitidas hacia la subestructura, dado un *pushover* realizado a un nodo de la superestructura, en dirección transversal (X-dir), sobre una cepa, para las condiciones originales y reforzadas de los puentes Las Mercedes y Lo Echevers.

Para Las Mercedes (ver Figuras 3.3 y 3.4), en ambas condiciones, en (1) las fuerzas transmitidas hacia la subestructura corresponden a las fuerzas producidas por los elastómeros en el rango elástico y a la contribución de las barras sísmicas. En (2) los elastómeros comienzan a deslizarse. En (3) las barras sísmicas fallan y puede ser visto que desde (3) hasta (4) la única fuerza transmitida hacia las cepas es aquella asociada al deslizamiento de los apoyos. En (4) el gap del tope sísmico externo se cierra a los 10 [cm] para ambas condiciones de Las Mercedes. Sin embargo, para el puente reparado, los gaps de los toques internos también se cierran a los 10 [cm]. Para la condición original del puente, (5) representa la falla del tope sísmico externo, entonces, de ahora en adelante, la única fuerza transmitida a la subestructura la controla el deslizamiento de los elastómeros. Para el puente reparado, después de (4), los toques sísmicos son capaces de transmitir sus fuerzas hacia la subestructura, pero estas fuerzas son controladas por la curva de capacidad de las columnas (5). Resultados comparables con estos pueden observarse en el estudio de Elnashai et. al. [8], quien también obtuvo curvas de capacidad para un modelo tridimensional de Las Mercedes, pero específicamente para estudiar el comportamiento de la superestructura y los toques sísmicos.

Para Lo Echevers (Ver Figuras 3.3 y 3.6), (1) representa la contribución de los elastómeros en el rango lineal, aparte de las barras sísmicas para la condición reforzada. Para la condición original, (2) representa el inicio del deslizamiento de los elastómeros, (3) el cierre del gap entre las vigas y los toques metálicos, (4) la fuerza máxima que soportan los toques de acero y (5) la falla de los toques, punto desde el cual la fuerza transmitida hacia la cepa corresponde solamente al deslizamiento de los apoyos. Para la condición reforzada, (2) representa la falla de las barras sísmicas y (3) el cierre del gap de los toques internos de hormigón, desde este punto, la curva debiese empezar a inclinar su pendiente siguiendo el comportamiento de los toques de hormigón para, por último, seguir la curva de capacidad de la columna hasta que los toques de hormigón fallen por completo, punto en el cual la fuerza transmitida vuelve a ser el deslizamiento de los apoyos. Estos últimos puntos no aparecen graficados, debido a errores de convergencia del *pushover*.

3.4. Registros Sísmicos Considerados

Para realizar los posteriores análisis tiempo historia y dinámico incrementales, de los Capítulos III y IV, se seleccionaron 33 registros sísmicos desde la base de datos de la red nacional de acelerógrafos de la Universidad de Chile [61] [62], provenientes de los terremotos de Maule 2010, Illapel 2015 y Valparaíso 2017, cuyas características principales se resumen en la Tabla 3.2, con el fin de capturar la variabilidad e incertidumbre en la amenaza sísmica chilena. Las principales propiedades de las

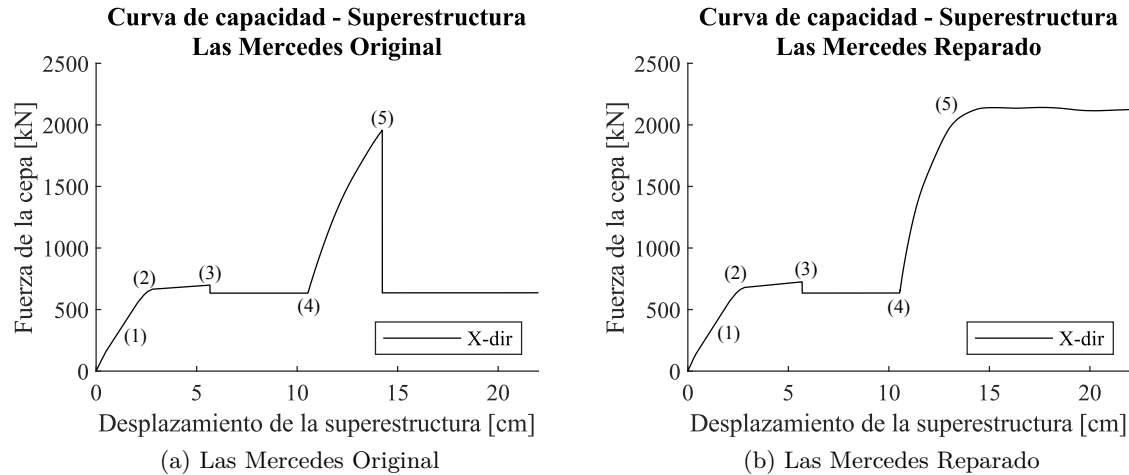


Figura 3.3: Curvas de Capacidad para Las Mercedes en dirección transversal

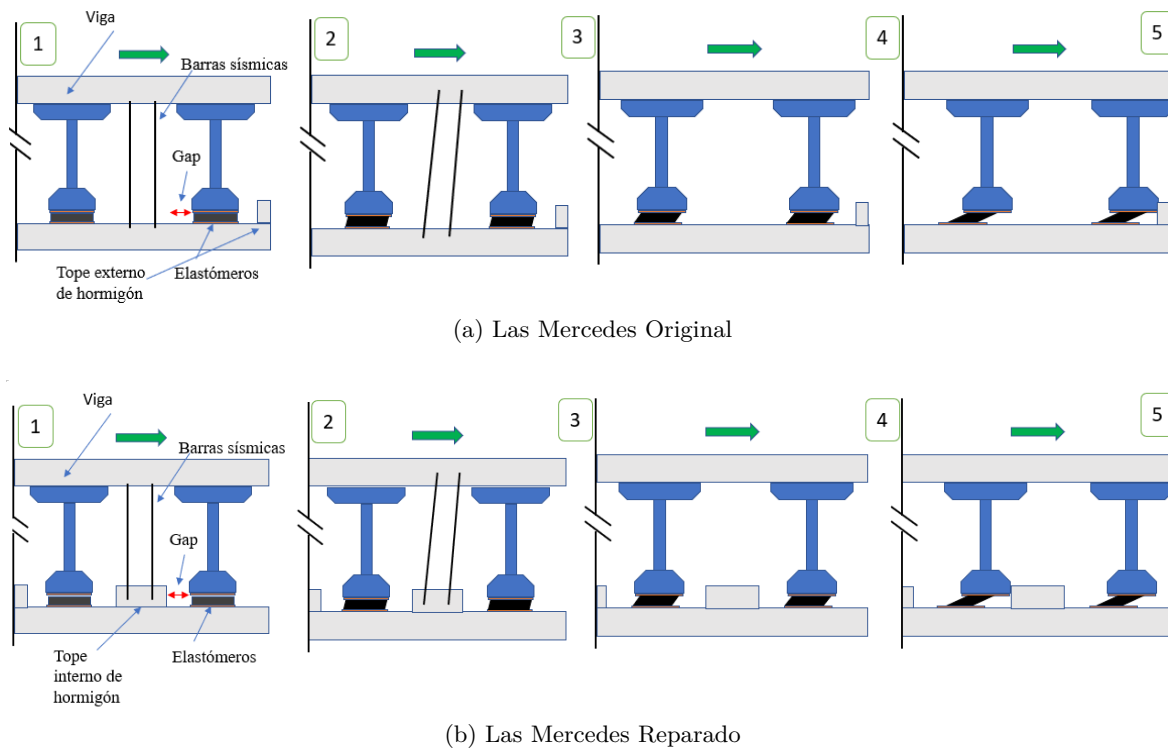


Figura 3.4: Esquema de las Curvas de Capacidad para Las Mercedes

estaciones desde las cuales se obtuvieron estos registros se resumen en la Tabla 3.3 para los sismos de Illapel y Valparaíso y en la Tabla 3.4 para el sismo de Maule. Las propiedades principales de los registros, como el PGA, PGV, entre otros, pueden encontrarse en el Anexo A.

La selección de los registros se realizó considerando todos los registros disponibles de Maule 2010, terremoto más reciente de mayor magnitud, con el fin de capturar la incertidumbre en la demanda sísmica al considerar distintas estaciones. Mientras que para los registros de Illapel 2015 y Valparaíso

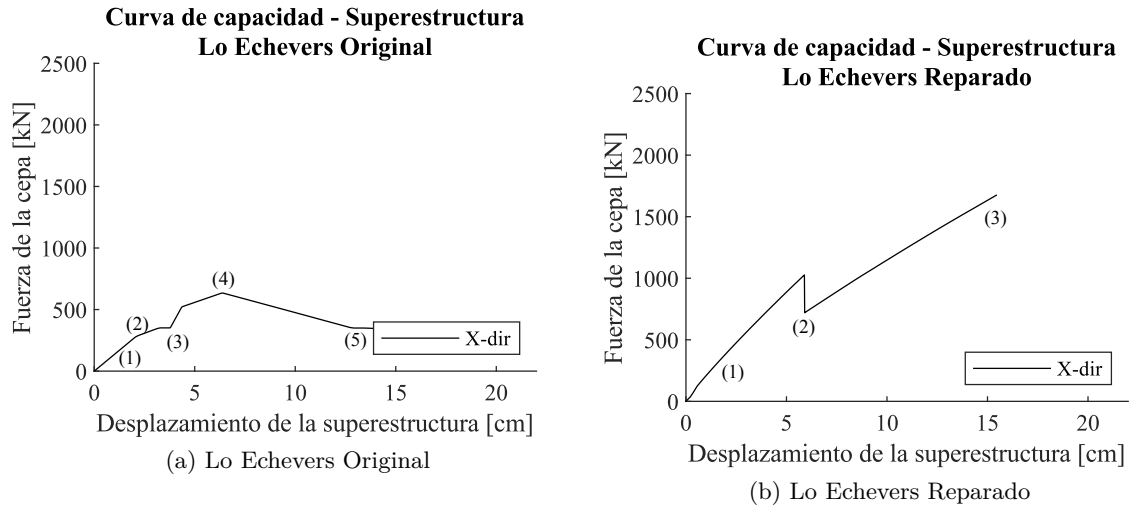


Figura 3.5: Curvas de Capacidad para Lo Echevers en dirección transversal

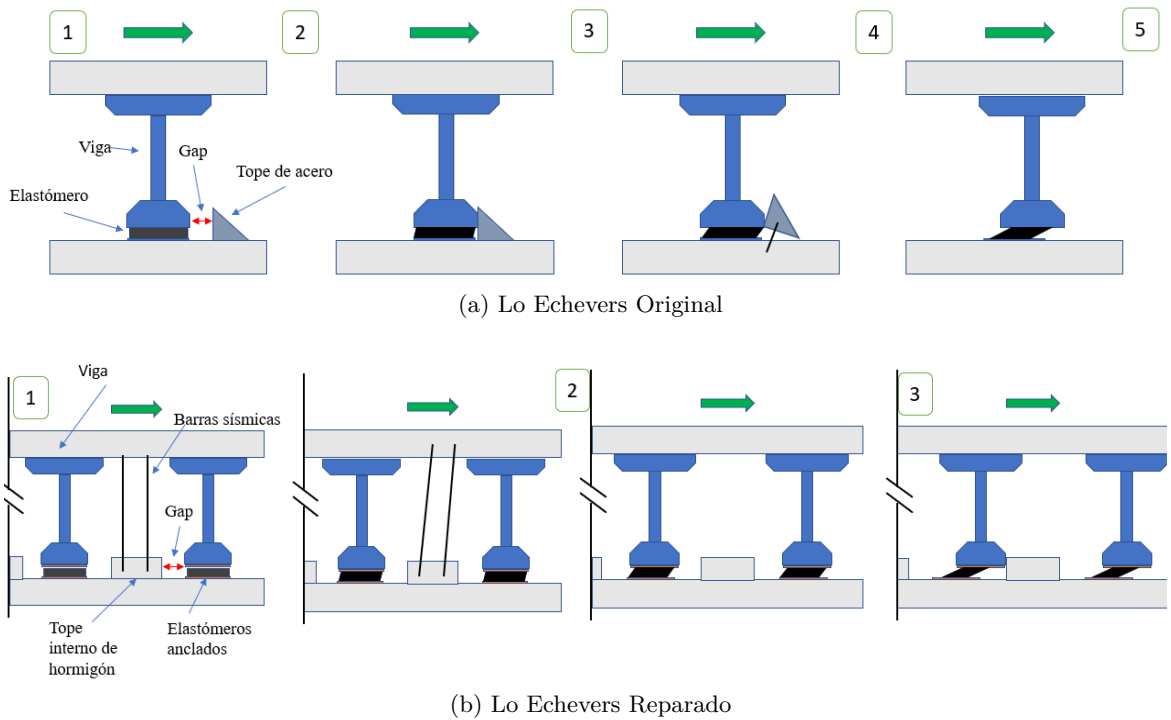


Figura 3.6: Esquema de las Curvas de Capacidad para Lo Echevers

2017, por ser terremotos de menor envergadura, se seleccionaron solamente aquellos registros provenientes de estaciones ubicadas en la zona sísmica 2, sobre un suelo tipo II y III, con el fin de concordar con la ubicación y tipo de suelo de los casos de estudio.

Tabla 3.2: Eventos considerados. *Datos obtenidos desde CSN [62]

Evento	Magnitud [Mw]*	Latitud epicentral [°]*	Longitud epicentral [°]*	Profundidad [km]*	Fecha
Maule 2010	8.8	-36.29	-73.24	30	27-02-2010
Illapel 2015	8.4	-31.55	-71.86	11.1	16-09-2015
Valparaíso 2017	6.9	-33.09	-72.09	24	24-04-2017

Tabla 3.3: Estaciones consideradas para los sismos de Illapel 2015 y de Valparaíso 2017. *Datos obtenidos desde CSN [62], el tipo de suelo fue estimado mediante la velocidad de onda de corte y otros parámetros

Estación		Latitud [°]*	Longitud [°]*	v [m/s]*	Tipo de suelo
R02M	Club Militar de Suboficiales del Ejército	-33.5	-70.7	724	II
R05M	Academia de Guerra	-33.4	-70.5	635	II
R12M	Ciudad Empresarial Huechuraba	-33.4	-70.6	267	III
R18M	Estadio Bueras - Municipal Maipú	-33.5	-70.7	370	III
R20M	Gobernación Talagante	-33.7	-70.9	577	II
R21M	Grupo 10 FACH SAF	-33.4	-70.8	347	III

Tabla 3.4: Estaciones consideradas para el sismo de Maule 2010. *Datos obtenidos desde [61] y [17]

Estación	Lat. [°]*	Long. [°]*	Tipo Suelo*	Estación	Lat. [°]*	Long. [°]*	Tipo Suelo*
Angol	-37.79	-72.71	III	Santiago Maipú	-33.51	-70.77	II
Concepción	-36.83	-73.05	II	Santiago Peñalolén	-33.50	-70.58	III
Constitución	-35.34	-72.40	III	Santiago Puente Alto	-33.58	-70.58	-
Copiapó	-27.37	-70.32	III	Talca	-35.43	-71.63	II
Curicó	-34.99	-71.24	II	Valdivia	-39.83	-73.24	II
Hualañé	-34.98	-71.81	II	Vallenar	-28.58	-70.76	II
Llolleo	-33.62	-71.62	III	Valparaíso El Almendral	-33.03	-71.62	II
Matanzas	-33.96	-71.88	III	Valparaíso UTFSM	-33.03	-71.62	I
Papudo	-32.52	-71.45	I	Viña del Mar Centro	-33.03	-71.55	III
Santiago Centro	-33.47	-70.65	-	Viña del Mar El Salto	-33.05	-71.51	III
Santiago La Florida	-33.51	-70.61	II				

La medida de intensidad sísmica considerada para el futuro análisis dinámico incremental y curvas de fragilidad es el valor del pseudo espectro de aceleración al periodo fundamental de cada puente, considerando incrementos cada 0.1 [g], en un rango que va desde 0.1 a 2.0 [g]. Por lo tanto, para el posterior análisis dinámico incremental, para cada uno de los puentes estudiados, se escalarán todos los registros mediante escalado de amplitud o *amplitude scaling*, desde su valor de pseudo espectro de aceleración al periodo fundamental $Psa(T_1)$ (media geométrica de ambas componentes horizontales y de la componente vertical) hasta el valor objetivo para los IDAs.

Por otro lado, para el posterior análisis del Manual de Carreteras [4], para cada uno de los puentes en estudio, se escalarán los registros sísmicos, pertenecientes a la zona 2 y a los tipos de suelo II y III (esto debido a que los casos de estudio se encuentran sobre esta zona y tipos de suelo). El escalado se realizará mediante escalado de amplitud o *amplitude scaling*, desde el valor del pseudo espectro de aceleración del registro correspondiente, al periodo fundamental $Psa(T_1)$ de cada puente (media geométrica de ambas componentes horizontales y de la componente vertical), hasta el valor objetivo, el cual corresponde al valor del espectro de diseño del Manual de Carreteras [4] para la zona sísmica y tipo de suelo de cada puente, al periodo fundamental de cada puente. La Figura 3.7 muestra los registros sísmicos escalados al Manual de Carreteras para la zona sísmica 2 y tipo de suelo II.

En la Figura 3.8, se pueden observar los espectros (media geométrica de los espectros en sus dos direcciones horizontales) de todos los registros sísmicos considerados, comparados con los espectros de diseño del Manual de Carreteras [4] para la zona sísmica 2, para los tipos de suelo II y III. El promedio de los espectros de los registros escogidos, representado mediante una línea continua negra, se encuentra entre ambos espectros de diseño, representados por líneas segmentadas, para el rango de periodos en el que se encuentran los casos de estudio. Sin embargo, muchos registros desde Maule 2010 poseen, en general, mayores intensidades que los espectros de diseño. Mientras que los registros desde Illapel 2015 y Valparaíso 2017 presentan intensidades más bajas que Maule.

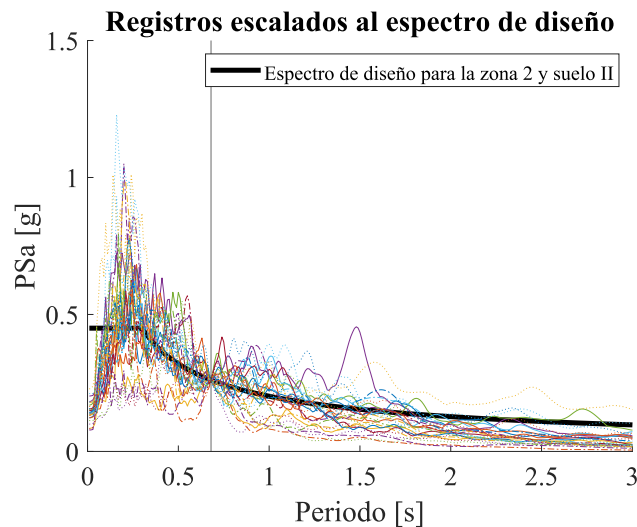
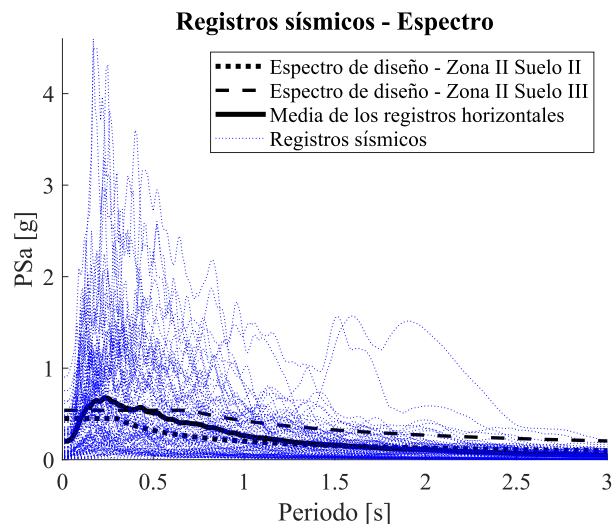


Figura 3.7: Registros sísmicos escalados al espectro de diseño del Manual de Carreteras para la zona sísmica 2 y suelo II

3.5. Estados límite

Con el fin de cuantificar el daño sufrido por cada uno de los puentes, se procede a identificar los parámetros de demanda ingenieril o EDPs que definirán ese daño, es decir, identificar los componentes de los puentes a los cuales se les cuantificará el daño. En este contexto se eligen tres EDPs para dos componentes. El primer componente seleccionado corresponde a los apoyos elastoméricos debido a



su gran importancia en el comportamiento sísmico de este tipo de puentes. Para estos componentes, se selecciona el desplazamiento relativo máximo y residual como EDPs. El segundo componente seleccionado corresponde a las columnas de las cepas debido a que es común en el diseño de puentes concentrar la no-linealidad y daño en estos componentes a través de la formación de rótulas plásticas. El EDP seleccionado para estos componentes es la ductilidad de desplazamiento alcanzada. Para cada EDP se definen estados límite de daño, los que se especifican en la Tabla 3.5. Los estados límite para el desplazamiento máximo del elastómero se obtienen desde Ramanathan [51], mientras que para la ductilidad de desplazamiento de las columnas desde Billah [63]. Por otro lado, se utilizó un desplazamiento residual de 5 [cm] para definir el estado límite correspondiente al desplazamiento residual de los elastómeros, debido a que este valor se adoptó como criterio de reparación por la Dirección de Vialidad para los puentes dañados durante el terremoto del Maule 2010 [11]. El estado límite de caída de los vanos será diferente para cada puente según su longitud de apoyo de la superestructura en ambas direcciones, longitudes que se resumen en la Tabla 3.6. El estado límite de colapso se diferencia del estado límite de caída de vanos, para el EDP del máximo desplazamiento relativo del elastómero, en que el primero se relaciona con la caída de las vigas longitudinales desde los elastómeros hacia la viga cabezal o los estribos [51], mientras que el segundo corresponde al instante en que la superestructura cae desde la mesa de apoyo de la viga cabezal o los estribos.

Cabe destacar que no se consideró la incertidumbre en la capacidad (EDPs) a la hora de definir los estados de daño y determinar las curvas de fragilidad, en cambio se utilizaron valores discretos o determinísticos para considerar los estados de daño. Esto se realizó debido a la falta de ensayos a escala real y representativos de los componentes de puentes chilenos, además de no poseer distribuciones para contabilizar por la caída de los vanos y el desplazamiento residual de los elastómeros.

Tabla 3.5: Estados límite considerados

Parámetro de demanda / Estado Límite	Leve	Moderado	Severo	Colapso	Caida Vanos
Desplazamiento relativo máximo del elastómero [cm]	2.9	10.4	13.6	18.7	*
Desplazamiento relativo residual del elastómero [cm]	n/a	5	n/a	n/a	n/a
Ductilidad de desplazamiento de las columnas [μ]	1	1.2	1.8	4.8	n/a

Tabla 3.6: Longitud de mesa de apoyo para los casos de estudio considerados

Dirección	Original		Reparado	
	Transversal [cm]	Longitudinal [cm]	Transversal [cm]	Longitudinal [cm]
Las Mercedes	70	34.3	70	68.7
Los Pinos	90	39.7	90	39.7
Lo Echevers	65	28.4	65	36.5
Miraflores	65	27.9	65	27.9

3.6. Análisis Tiempo Historia

Un fenómeno a evidenciar en la mayoría de los puentes estudiados es el levantamiento del tablero debido a la componente vertical de los registros sísmicos, el cual, en ausencia de anclajes en los apoyos elastoméricos o una baja efectividad de las barras sísmicas, puede causar que la superestructura pierda apoyo desde los elastómeros, lo que tiene como consecuencia que aumenten las rotaciones y desplazamientos horizontales. Con el fin de ilustrar lo anterior, un análisis tiempo historia fue llevado a cabo para el Paso Superior Lo Echevers en su estado original y reparado, utilizando el registro original de Concepción del terremoto de Maule 2010 (Figura 3.9). Fueron recopilados los desplazamientos relativos verticales, fuerzas verticales y desplazamientos relativos horizontales en el tiempo para un elastómero sobre una cepa.

La Figura 3.10a muestra estos resultados para Lo Echevers original. En esta figura un desplazamiento vertical positivo significa un levantamiento de la superestructura. Cabe destacar que Lo Echevers original poseía elastómeros sin anclaje cuyo comportamiento está dominado por la fricción. Es por lo anterior que este tipo de elastómeros no son capaces de soportar tensiones (fuerzas verticales negativas en la figura 3.10a), entonces, ante un levantamiento del tablero, la fuerza sobre ellos se va volviendo nula, perdiendo soporte e incrementando los desplazamientos horizontales debido a la pérdida de fricción entre los elastómeros y las vigas (ver Figura 3.11).

Esto puede ocurrir, pero en una escala bastante menor, cuando se cuenta con elastómeros anclados, debido a que el levantamiento es restringido por el anclaje de los elastómeros, los que pueden soportar fuerzas de tensión. La Figura 3.10b muestra lo mismo que la Figura 3.10a, pero para Lo Echevers repa-

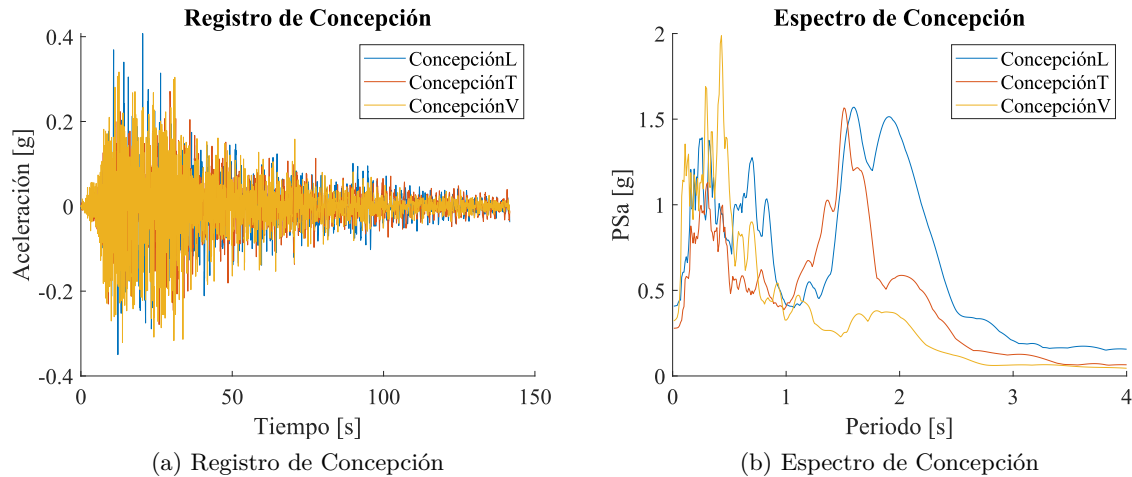


Figura 3.9: Registro de Concepción, Terremoto de Maule 2010

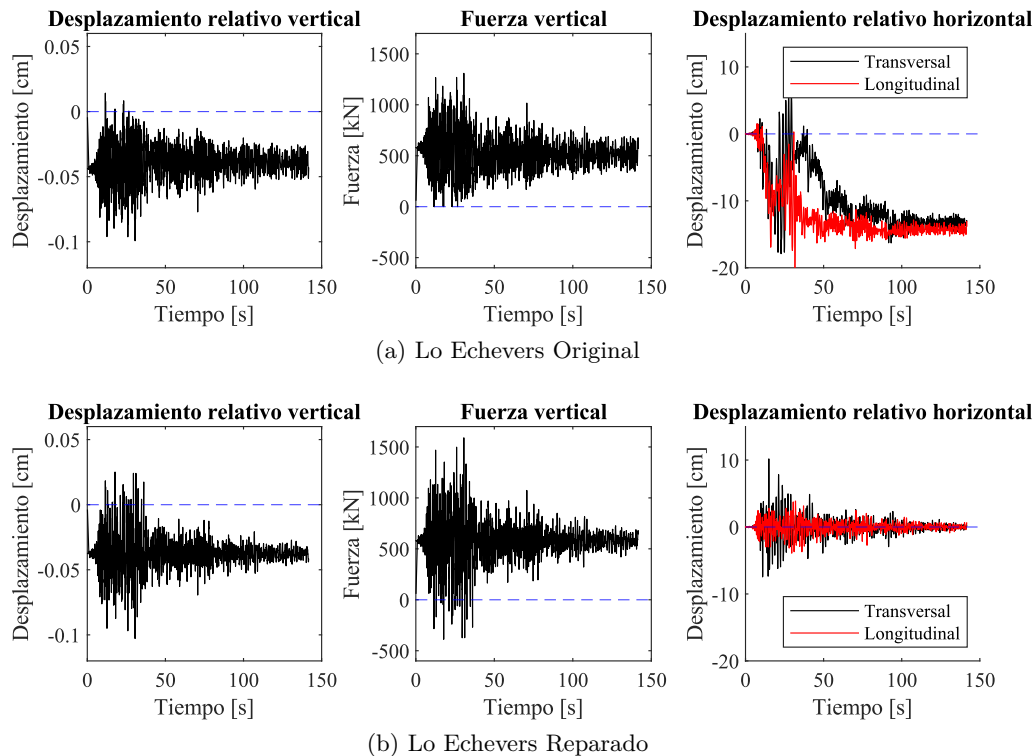


Figura 3.10: Relación entre los desplazamientos verticales, fuerza vertical y desplazamientos horizontales de los elastómeros - Fenómeno de Levantamiento del Tablero

rado, el que contiene apoyos anclados mediante placa diamantada. En este caso el elastómero es capaz de soportar fuerzas de tensión (mostradas como negativas en la Figura 3.10b), así el levantamiento es controlado y los desplazamientos horizontales no aumentan tan abruptamente. Los elastómeros anclados también tienen la habilidad de re-centreo, lo que ayuda a reducir los desplazamientos residuales. Esto se estudiará en detalle en la sección de “Influencia de los Elastómeros y de las Barras Sísmicas”.

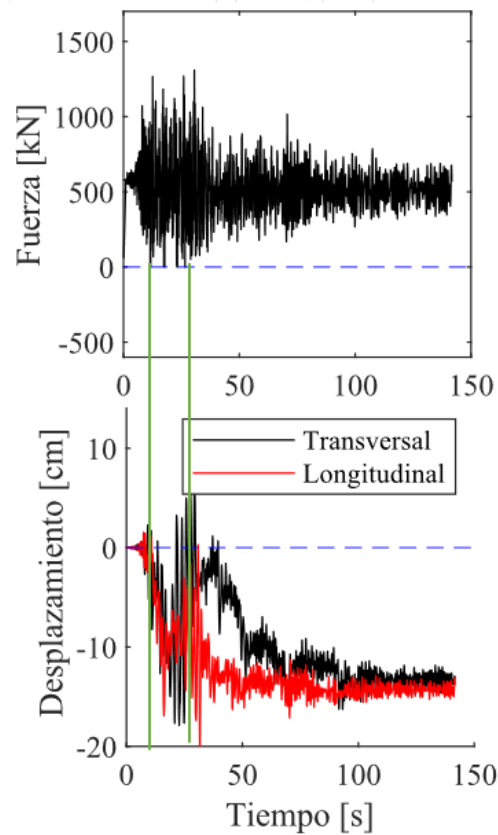


Figura 3.11: Instante en que ocurre levantamiento del tablero en el puente original

3.7. Análisis utilizando el espectro de diseño del Manual de Carreteras

En esta sección se realizaron análisis tiempo historia de los puentes en sus estados original y reforzado, para registros sísmicos escalados al espectro de diseño en el periodo fundamental para cada puente, mediante escalado de amplitud. Para cada puente, registros de su misma zona sísmica y tipo de suelo fueron considerados. Lo anterior se realiza con el fin de identificar los estados de daño a los que llegarían los puentes estudiados, si se consideran sismos de acuerdo al espectro de diseño del Manual de Carreteras [4], correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

Se obtienen los resultados para el desplazamiento relativo máximo del elastómero, para el desplazamiento residual del elastómero y para la ductilidad de desplazamiento de las columnas, como se puede ver en las Figuras 3.12a, 3.12b y 3.13, respectivamente.

De estas figuras se obtiene que, para la mayor cantidad de casos, el daño en los apoyos elastoméricos varía de leve a moderado. En general, los puentes originales alcanzan, de manera leve, mayores niveles de daño que los reparados para este parámetro, lo que se explica debido a las medidas de reforzamiento

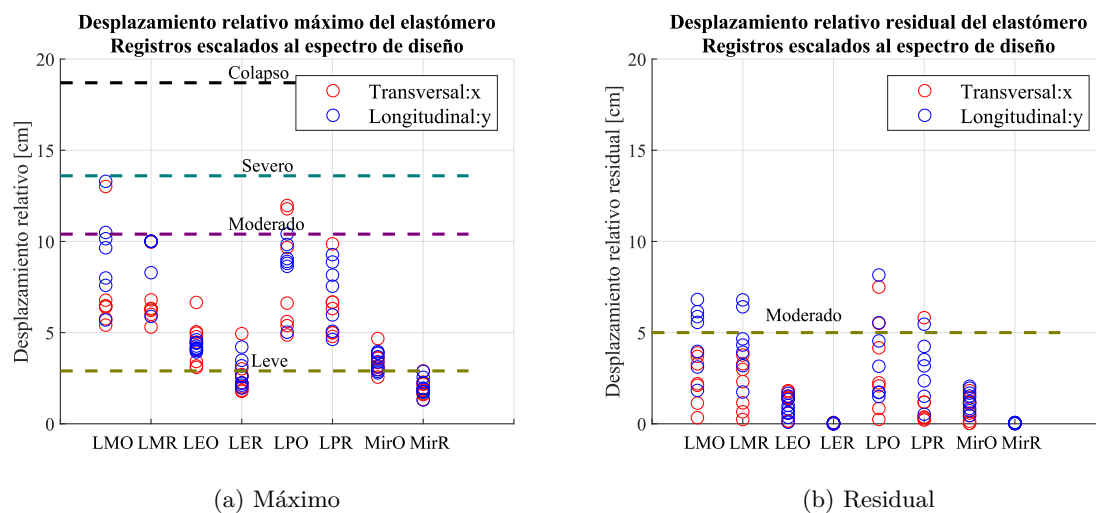


Figura 3.12: Desplazamiento relativo del elastómero

implementadas en los puentes reparados.

Para la ductilidad de las columnas, por otro lado, casi todos los puentes no sufren daños (ductilidad alcanzada menor a 1), con excepción de Las Mercedes (LM), en el cual, para un registro, se alcanza el estado de daño leve, lo que puede ser consecuencia de la baja área de sección transversal total de las columnas, ya que este puente cuenta con solamente dos columnas en su cepa en comparación con los otros casos de estudio que cuentan con cuatro o cinco columnas por cepa.

Para el desplazamiento residual de los elastómeros, Los Pinos y Las Mercedes (tanto en sus estados originales como reparados) alcanzan niveles que significarían una reparación del puente debido a que el desplazamiento residual en varios casos resulta mayor de 50 [mm], lo que se explica debido a que no existe un mecanismo que ayude al recentreo del puente luego de incurrir en desplazamientos. Lo anterior no ocurre para Lo Echevers y Miraflores, los que es su estado reparado son capaces de disminuir de mayor manera el desplazamiento residual por el recentreo que produce el anclaje de sus elastómeros.

Se concluye de esta parte que, en general, para el nivel de demanda señalada en el Manual de Carreteras, en algunos casos, no se evidencia una mejora significativa en la respuesta al considerar las medidas de reparación y reforzamiento implementadas. Una mayor mejora en la respuesta al considerar las medidas de reforzamiento podrían verse evidenciadas ante mayores niveles de demanda sísmica, lo cual se verificará más adelante en el análisis dinámico incremental.

3.8. Análisis Dinámico Incremental y Curvas de fragilidad

Un análisis dinámico incremental [60] fue llevado a cabo para todos los casos de estudio en ambas condiciones, con el fin de comparar el desempeño sísmico de la condición original con la reforzada. La

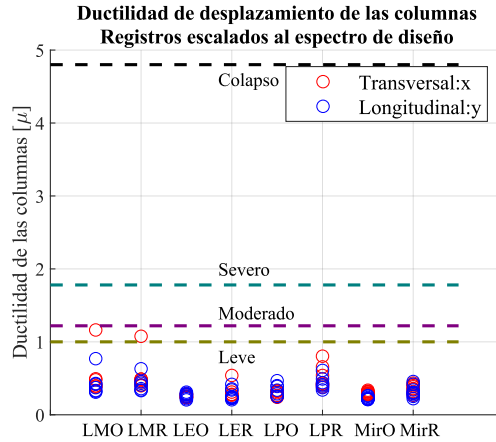


Figura 3.13: Ductilidad de desplazamiento de las columnas μ

medida de intensidad sísmica utilizada fue el pseudoespectro de aceleración al periodo fundamental para todos los puentes. Los estados límite de daño son aquellos mencionados previamente. Cada parámetro de demanda es combinado en sentido transversal “x” y longitudinal “y” de acuerdo a: 3.8.1 para el desplazamiento máximo de los elastómeros y a 3.8.2 para el desplazamiento residual de los apoyos, según lo recomendado por Dezfuli [64] ; y de acuerdo a 3.8.3, para la ductilidad de desplazamiento de las columnas, donde se considera una modificación a lo que se recomienda en [64].

$$\Delta_{max} = \max(\Delta_{xmax}, \Delta_{ymax}) \tag{3.8.1}$$

$$\Delta_{res} = \max(\Delta_{xres}, \Delta_{yres}) \tag{3.8.2}$$

$$\mu = \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2} = \sqrt{\frac{d_x^2}{d_{x*}^2} + \frac{d_y^2}{d_{y*}^2}} \tag{3.8.3}$$

Para lo anterior,

- Δ_{max} : desplazamiento máximo absoluto de los elastómeros
- Δ_{xmax} : desplazamiento máximo transversal de los elastómeros
- Δ_{ymax} : desplazamiento máximo longitudinal de los elastómeros
- Δ_{res} : desplazamiento residual absoluto de los elastómeros
- Δ_{xres} : desplazamiento residual transversal de los elastómeros
- Δ_{yres} : desplazamiento residual longitudinal de los elastómeros
- μ : ductilidad de desplazamiento absoluta de las columnas
- μ_x : ductilidad de desplazamiento en sentido transversal de las columnas
- μ_y : ductilidad de desplazamiento en sentido longitudinal de las columnas

- d_x : desplazamiento en sentido transversal de las columnas
- d_y : desplazamiento en sentido longitudinal de las columnas
- d_{x*} : desplazamiento de fluencia en sentido transversal de las columnas
- d_{y*} : desplazamiento de fluencia en sentido longitudinal de las columnas

Posteriormente, se obtienen las curvas de fragilidad desde el IDA respectivo. En primer lugar se estima la probabilidad discreta de exceder alguno de los estados límite (LS) a una intensidad específica, como lo determina la ecuación 3.8.4 (estimación de máxima verosimilitud), donde n_i corresponde al número de simulaciones a una intensidad particular que excede el estado límite y N al número total de simulaciones a esa intensidad. Luego, para representar la curva de fragilidad, los puntos de intensidad v/s probabilidad de excedencia obtenidos anteriormente de acuerdo a 3.8.4 se ajustan utilizando mínimos cuadrados, mediante la ecuación 3.8.5, a una distribución lognormal de parámetros λ_{IM} y ξ_{IM} que corresponden a la media y desviación estándar que definen tal distribución (ver Figura 3.14).

$$P[LS | IM] = n_i/N \quad (3.8.4)$$

$$P[LS | IM] = \int_{-\infty}^{IM} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi_{IM}} \exp\left(-\frac{(\ln(im) - \lambda_{IM})^2}{2\xi_{IM}^2}\right) d(im) \quad (3.8.5)$$

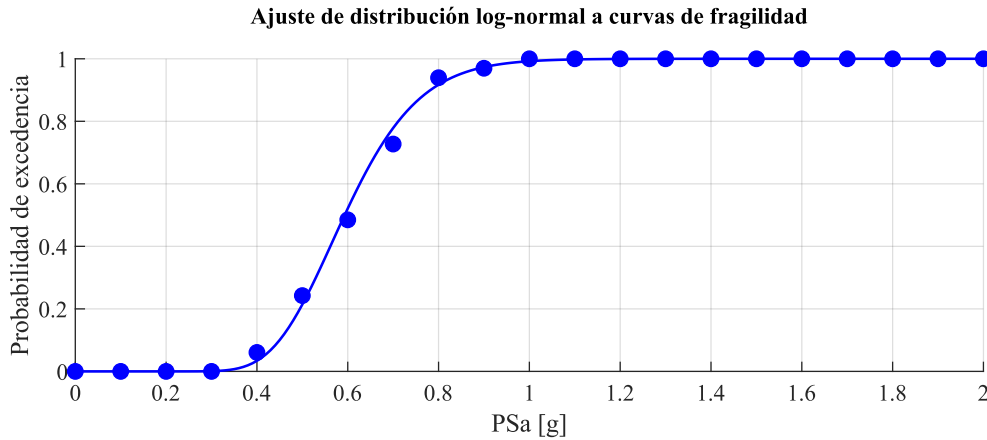


Figura 3.14: Ajuste de distribución lognormal a curvas de fragilidad

3.8.1. Curvas de Fragilidad

En la presente subsección se muestran las curvas de fragilidad para todos los puentes, en primer lugar, para todos los parámetros de demanda utilizados y, finalmente, para el puente como sistema completo utilizando la probabilidad conjunta (Ecuación 3.8.6).

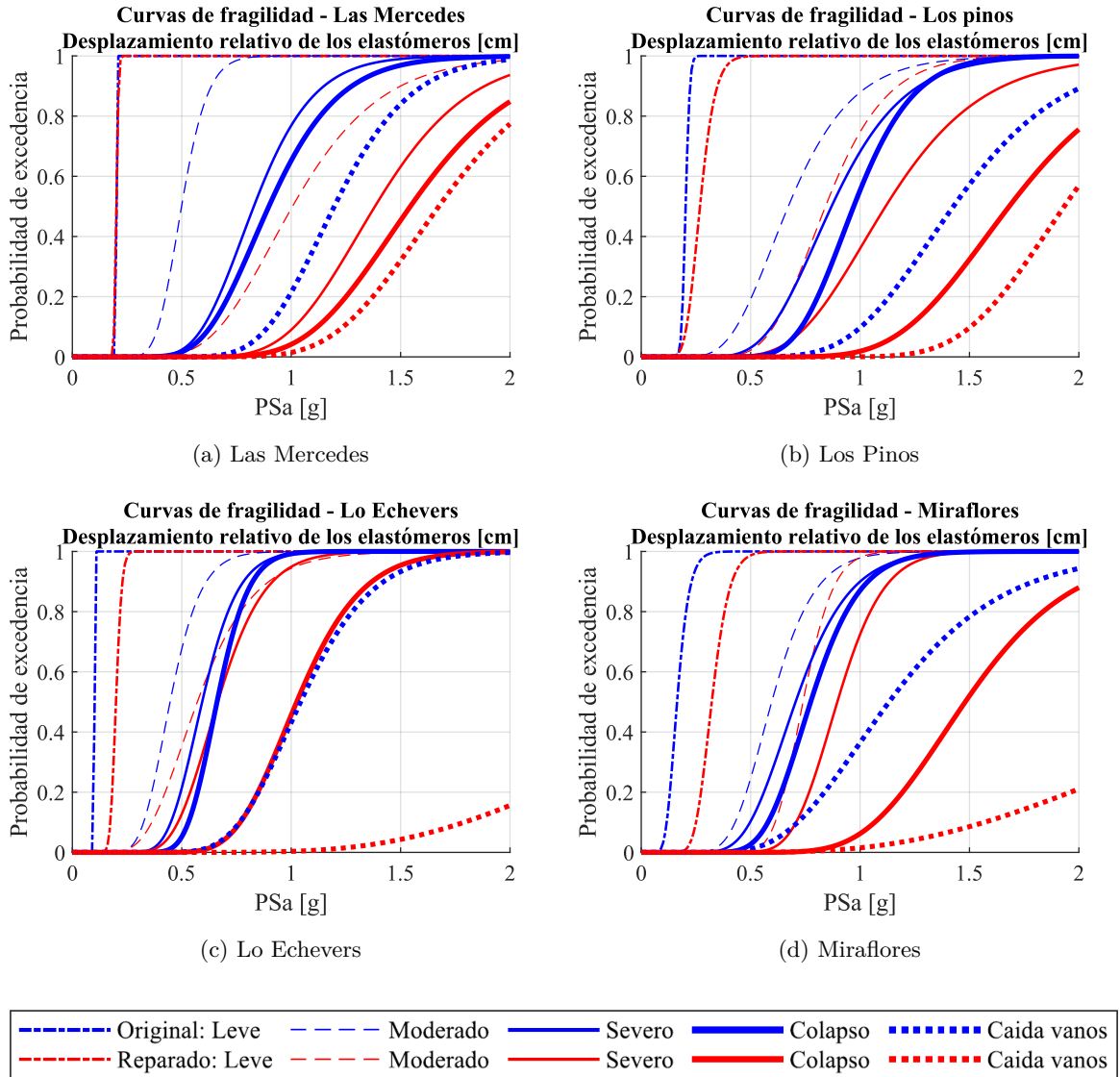


Figura 3.15: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo del elastómero

La Figura 3.15 muestra las curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo del elastómero para todos los puentes en sus dos condiciones y todos los estados de daño. Se observa que la probabilidad de alcanzar cualquier estado límite es mayor para los puentes originales. Para el estado límite de caída de los vanos, el descenso en la probabilidad de falla para los puentes reforzados se debe en primer lugar al aumento en la longitud de apoyo de algunos puentes como Las Mercedes y Lo Echevers, y en segundo lugar, a la presencia de topes internos de hormigón, los cuales logran restringir adecuadamente los desplazamientos transversales.

Al considerar las medidas de reparación, Las Mercedes y Los Pinos experimentan un menor descenso en la probabilidad de caída de vanos que Lo Echevers y Miraflores. En específico a 1.5 [g] de intensidad, existe un 50% menos de probabilidad de caída de vanos para Las Mercedes al conside-

rar las medidas de reparación, un 50 % menos para Los Pinos al considerar estas medidas, un 85 % menos para Lo Echevers y un 70 % menos de probabilidad de falla para Miraflores al considerar las medidas de reparación y reforzamiento. Lo anterior puede deberse a que Lo Echevers y Miraflores poseen anclaje de elastómeros en su estado reforzado, lo que limita aún más los desplazamientos de la superestructura.

Para el estado límite de colapso, alcanzado a aproximadamente 18 [cm] de desplazamiento, y que corresponde a aproximadamente un 200 a 250 % de deformación por corte del elastómero, el efecto de los topes se puede ver claramente, los cuales son los principales responsables del descenso en la probabilidad de falla a este estado límite, debido a que restringen efectivamente los desplazamientos excesivos que podrían ocurrir si no estuvieran. En particular, a 1 [g] de intensidad, la probabilidad de colapso para los puentes reparados es reducida en un 60 % para Las Mercedes, Los Pinos y lo Echevers, y en un 85 % para Miraflores, respecto a la condición original.

Para el estado límite severo, las diferencias entre las curvas de fragilidad entre la condición original y reparada es mayor para Las Mercedes y los Pinos que para Lo Echevers y Miraflores. Lo anterior se explica debido a que el gap entre los topes internos y la superestructura para estos Las Mercedes y Los Pinos, en su estado reparado, ya se encuentra cerrado a los 13.7 [cm] que definen este estado límite. Específicamente, a 1 [g], la probabilidad de alcanzar este estado límite se reduce en un 70 % para Las Mercedes, en un 35 % para Los Pinos y en un 10 % aproximadamente para Lo Echevers y Miraflores.

Algo similar a lo anterior ocurre para el estado límite moderado (10.4 [cm]), donde para el caso del puente Las Mercedes reparado, se logra reducir la probabilidad de alcanzar este estado límite en mayor medida que los demás puentes. En particular, se logra reducir esta probabilidad en un 50 % para una intensidad de 1 [g].

Para las curvas de fragilidad del estado límite leve (2.9 [cm]) no se notan diferencias considerables entre las curvas de los puentes originales y reparados, lo que significa que las medidas de reparación no influyen en mayor medida para este estado, salvo quizás, la incorporación de barras sísmicas con diafragma. Sin embargo, se debe notar que este estado límite ya es alcanzado, con un 100 % de probabilidad de excedencia, para ambas condiciones de todos los puentes, a 0.5 [g] de intensidad, lo que corresponde a un sismo recurrente. Lo anterior podría implicar que el diseño para bajas demandas sísmicas no necesariamente significa una continuidad operacional, ya que a este estado límite los elastómeros sin anclaje de Los Pinos y Las Mercedes ya estarían deslizando.

Las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas se muestran en la Figura 3.16. Con excepción de Los Pinos, para todos los puentes en todos sus estados límite, los puentes reforzados tienen mayor probabilidad de exceder cualquier estado límite que los puentes en estado original. Lo anterior se debe a las medidas de reparación adoptadas, principalmente mediante la incorporación de topes internos de concreto, que son capaces de transmitir una apreciable cantidad de demanda a la subestructura. Aparte de los topes, el anclaje de los elastómeros y las barras sísmicas pueden aportar en transmitir fuerzas a la subestructura. En específico, la probabilidad de colapso

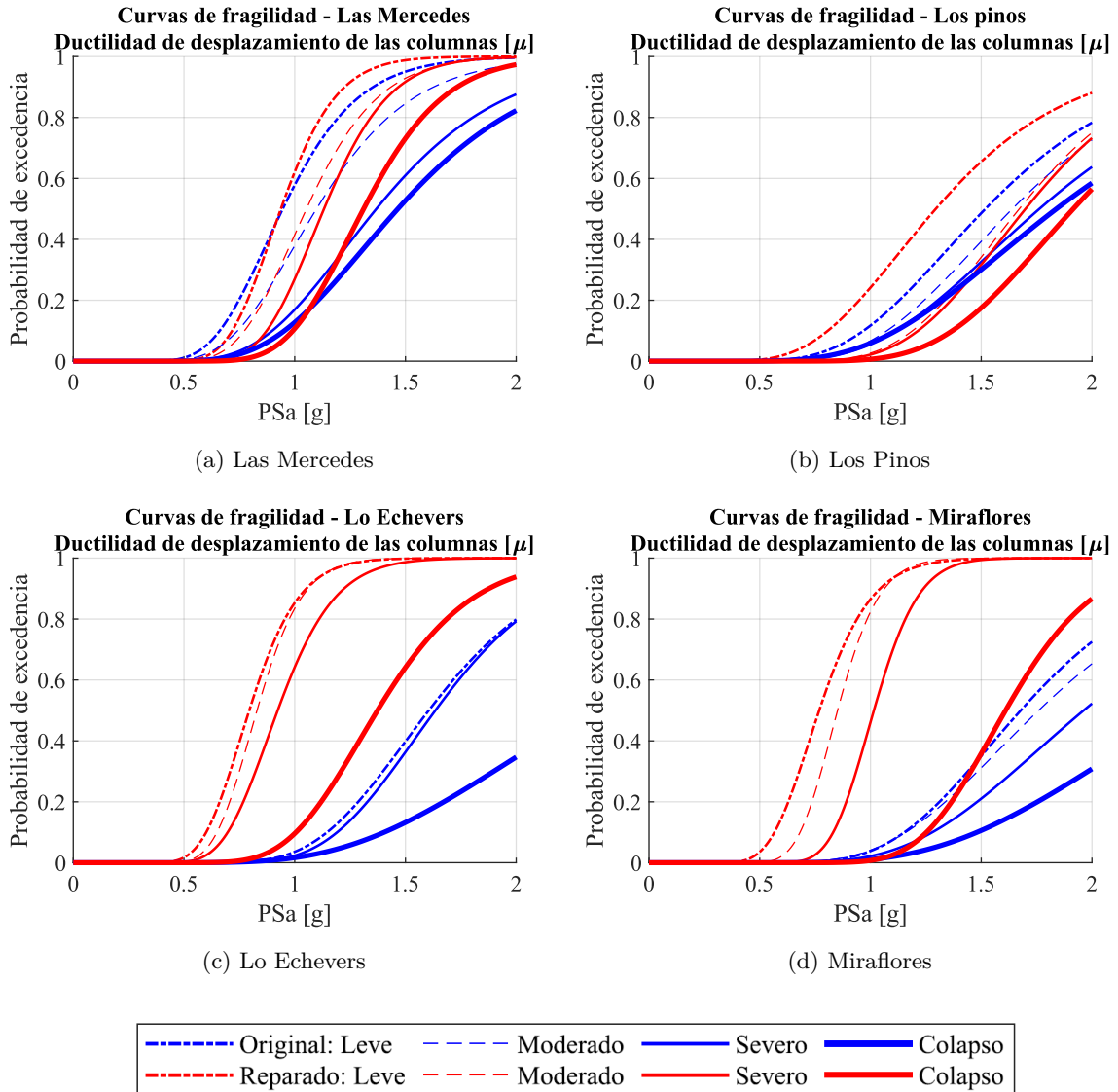


Figura 3.16: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

a 2[g] aumenta en un 20% para Las Mercedes y en un 55% aproximadamente para Lo Echevers y Miraflores, cuando se consideran los puentes en estado reparado. La incorporación del anclaje de los elastómeros para estos dos últimos puentes puede explicar la mayor diferencia con respecto a Las Mercedes, además de que Las Mercedes en su condición original ya contaba con topes externos. Por otro lado, Los Pinos muestra un comportamiento opuesto a los demás puentes, lo que se puede deber al hecho de que este puente en su estado original ya contaba con topes de hormigón externos y barras sísmicas, transmitiendo ya considerables fuerzas a la subestructura. De todas maneras, las fundaciones con pilotes en Los Pinos igualmente podrían influir este resultado.

Para las curvas de fragilidad del desplazamiento residual de los elastómeros, mostradas en la Figura 3.17, se ve que para Las Mercedes y Los Pinos no existen diferencias apreciables entre las curvas cuando

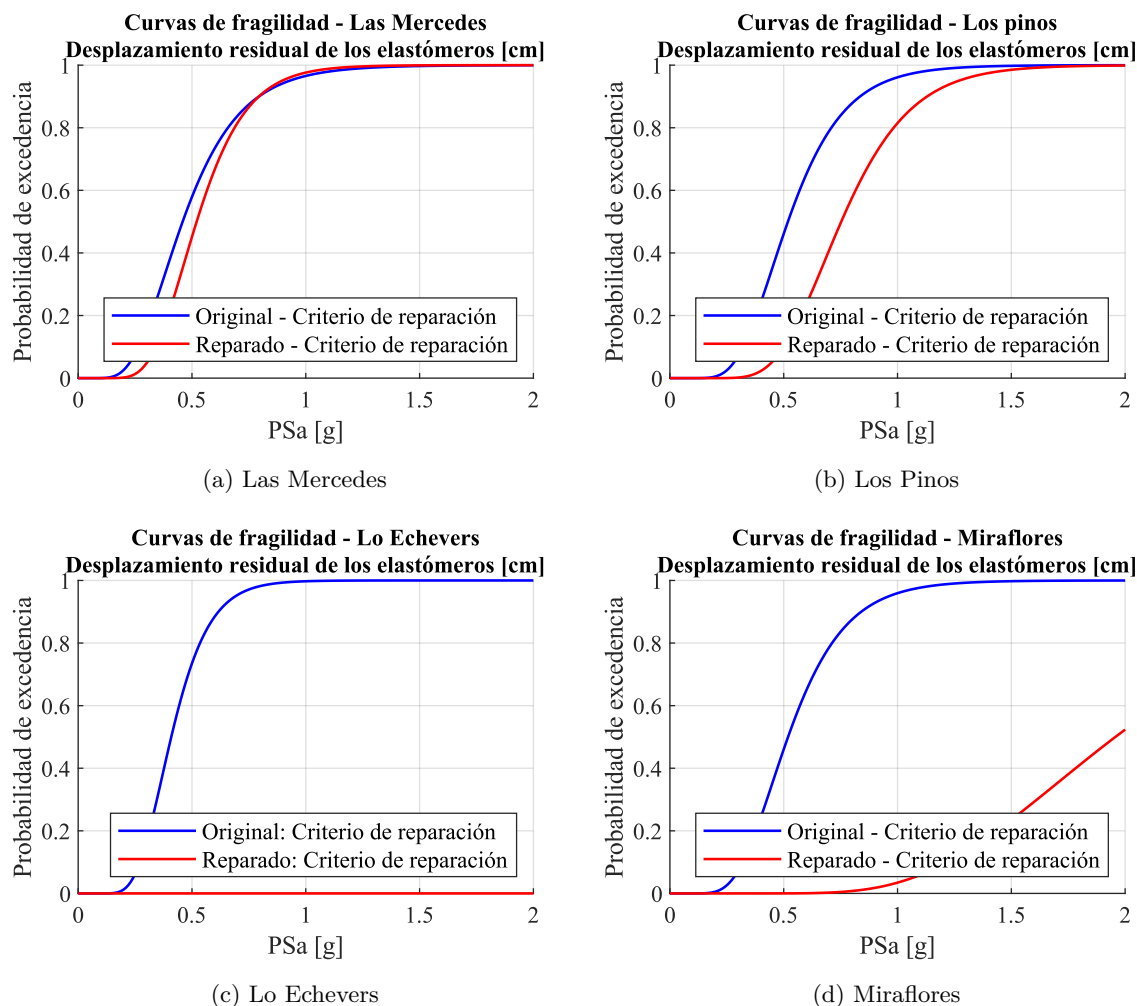


Figura 3.17: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual del elastómero

se consideran ambas condiciones de los puentes, lo que se debe a que los apoyos elastoméricos no son capaces de re-centrarse una vez que incurren en grandes desplazamientos, incluso cuando se proveen las medidas de reparación, como la inclusión de topes internos y barras sísmicas con diafragma. Por otro lado, Lo Echevers y Miraflores si logran este re-centreo, el que se debe principalmente al anclaje de los elastómeros. En específico, para estos dos últimos puentes, la probabilidad de alcanzar un desplazamiento residual de 50 [mm] decrece desde un 100 % para las condiciones originales a menos de un 5 % para las condiciones reparadas, a 1 [g] de intensidad.

3.8.1.1. Curvas de Fragilidad del Sistema

La probabilidad del sistema de alcanzar cualquier estado límite es estimada por el método de confiabilidad de primer orden [64], expuesto en la ecuación 3.8.6. En ésta, un límite inferior no conservativo para la probabilidad del sistema corresponde a la máxima probabilidad de alcanzar el estado límite determinado entre los EDP, como se puede ver en la parte izquierda de la ecuación. Un límite superior

y conservativo para la probabilidad del sistema se obtiene mediante la expresión al lado derecho de la ecuación 3.8.6. Las curvas de fragilidad de cada puente como sistema, para ambas condiciones: original y reforzada, se muestran en la Figura 3.18. Las medianas y desviaciones estándar de las distribuciones lognormales que definen las curvas de fragilidad del sistema se muestran en la Tabla 3.7 para todos los puentes considerados.

$$P_{Sistema} [LS_j | IM] = \max(\max(P_{EDP_i} [LS_j | IM]), 1 - \prod_{EDP_i} (1 - P_{EDP_i} [LS_j | IM])) \quad (3.8.6)$$

Se puede observar, desde la figura 3.18, que las curvas de fragilidad del sistema están altamente influenciadas por el desplazamiento relativo máximo del elastómero, ya que, a simple vista, las curvas de fragilidad de este parámetro de demanda con las del sistema son bastante similares entre sí. Por otro lado, las curvas del sistema estarían pobremente influenciadas por los parámetros de la ductilidad de desplazamiento de las columnas y el desplazamiento relativo residual de los elastómeros; sin embargo, para el estado moderado, el desplazamiento relativo residual influye fuertemente, debido a que este sería el único estado límite que posee este parámetro de demanda. Siguiendo con esto, los puentes reparados tienen mucha menor probabilidad de alcanzar los estados límite severo, de colapso y de caída de los vanos que los puentes originales, debido a la incorporación de topes internos de hormigón y al incremento en la longitud de la mesa de apoyo.

En particular, la probabilidad de alcanzar el estado límite de caída de vanos a 2 [g] de intensidad decrece desde un 100 a un 80 % para Las Mercedes, desde un 90 a un 60 % para Los Pinos, desde un 100 a un 20 % para Lo Echevers y desde un 95 a un 20 % para Miraflores al considerar las medidas de reparación. Por otro lado, la probabilidad de colapso a 1[g] desciende aproximadamente de un 80 a un 30 % para Las Mercedes, de un 60 a un 5 % para Los Pinos, de un 100 a un 50 % para Lo Echevers y desde un 90 a un 10 % para Miraflores. Para el estado límite leve y moderado las diferencias son mucho más estrechas para Las Mercedes y Los Pinos que para Lo Echevers y Miraflores. Esto ocurre debido a que el estado límite que define el criterio de reparación de los puentes de un desplazamiento residual, a 50 [mm], está definido como un estado límite moderado, y los puentes como Lo Echevers y Miraflores, que poseen elastómeros anclados tienden a re-centrarse luego de incurrir en grandes desplazamientos, a diferencia de los puentes que no poseen este anclaje. Otra causa puede deberse a que Las Mercedes y Los Pinos en su estado original ya poseían barras sísmicas, a diferencia de los otros puentes que no contaban con estos elementos. Específicamente, la probabilidad de alcanzar el estado límite moderado a 0.5 [g] desciende desde un 80 a un 45 % para Las Mercedes, de un 60 a un 10 % para Los Pinos, de un 90 a un 35 % para Lo Echevers y desde un 60 a un 0 % para Miraflores.

3.8.1.2. Comparación de los resultados con los espectros de Maule 2010

En la presente subsección se procede a analizar las curvas de fragilidad del sistema para los distintos casos de estudio, con el valor de pseudoespectro de aceleración alcanzado en el terremoto de Maule

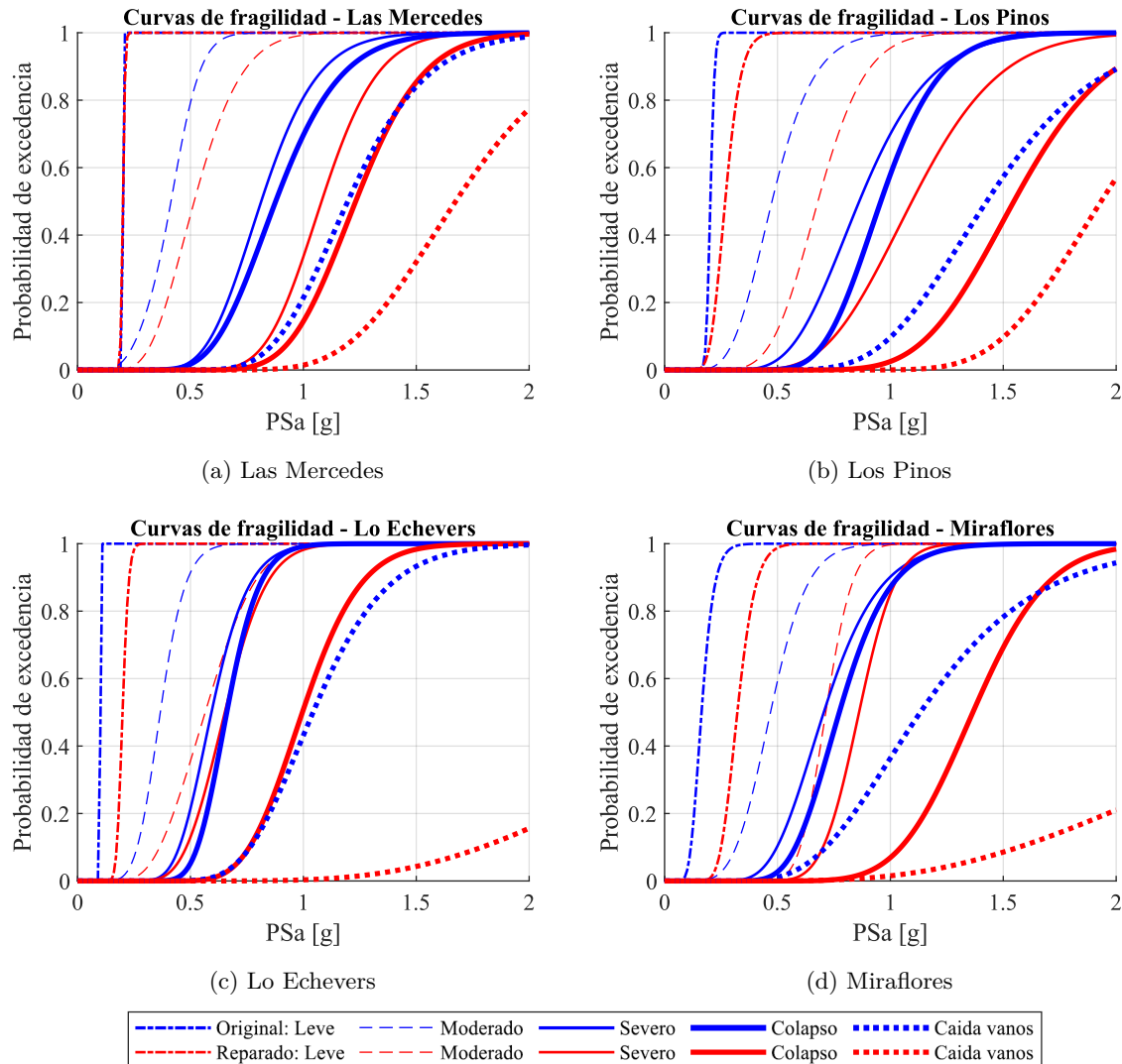


Figura 3.18: Curvas de fragilidad del sistema

2010 en dos estaciones cercanas a los puentes estudiados, Puente Alto, que es más cercana a Las Mercedes y Los Pinos, y Maipú, que es la más cercana a Lo Echevers y Miraflores. Una vista general de los casos de estudio y las estaciones anteriores puede apreciarse en la Figura 3.19.

Se debe mencionar, a priori, que este análisis, considerando la cercanía de los puentes a las estaciones, podría llegar a arrojar resultados poco esperables debido a que a través de nuestros modelos no representamos fenómenos más complejos que puedan suscitarse en el suelo, además de no considerar el efecto de sitio que pudiese generarse.

Con el fin de encontrar el valor del Psa de estas estaciones, se procede a calcular el periodo promedio de todos los casos de estudio en sus condiciones originales y reparadas, el cual corresponde a 0.725 [s]. Con este valor, se busca el valor de la media geométrica de los espectros, de los registros horizontales, en las estaciones consideradas. Para la estación de Puente Alto, el valor del Psa corresponde a 0.40

Tabla 3.7: Mediana y desviación estándar de las curvas de fragilidad del sistema para los casos de estudio considerados

	Las Mercedes Original		Las Mercedes Reparado		Los Pinos Original		Los Pinos Reparado	
LS	Me	σ	Me	σ	Me	σ	Me	σ
1	0.21	0.203	0.21	0.120	0.21	0.118	0.28	0.229
2	0.37	0.290	0.37	0.375	0.36	0.427	0.38	0.498
3	0.82	0.222	1.09	0.215	0.87	0.292	1.11	0.288
4	0.89	0.281	1.24	0.306	0.97	0.268	1.56	0.279
5	1.21	0.229	1.69	0.184	1.44	0.320	1.94	0.217
	Lo Echevers Original		Lo Echevers Reparado		Miraflones Original		Miraflones Reparado	
LS	Me	σ	Me	σ	Me	σ	Me	σ
1	0.11	0.075	0.21	0.314	0.17	0.274	0.33	0.006
2	0.32	0.353	0.51	0.214	0.35	0.361	0.7	0.198
3	0.60	0.268	0.66	0.237	0.72	0.266	0.87	0.235
4	0.67	0.202	1.01	0.235	0.78	0.228	1.38	0.258
5	1.05	0.214	*	0.438	1.14	0.324	*	0.639

[g] (Figura 3.20a) y para la estación de Maipú, el valor del Psa corresponde a 0.96 [g] (Figura 3.20b). Luego, estos valores de Psa se grafican sobre las curvas de fragilidad del sistema para los casos de estudio (el Psa de Maipú sobre Lo Echevers y Miraflones, y el Psa de Puente Alto sobre Las Mercedes y Los Pinos).

A partir de las Figuras 3.21a y 3.21b se obtiene que para el nivel de intensidad medido en la estación de Puente Alto durante el sismo de Maule 2010, Las Mercedes y Los Pinos no debiesen haber tenido daños considerables, con un 100 % de probabilidad de haber tenido daños leves en ambos puentes en su condición original y entre un 30 % y 40 % de haber tenido daños moderados, con probabilidad nula de alcanzar el estado límite severo. Esto se contrasta con la realidad, donde ambos puentes colapsaron debido al terremoto del 2010. Razones de esta diferencia puede ser que el suelo en el cual están emplazados estos puentes no sea de la misma calidad que aquel sobre el cual se encuentra la estación de Puente Alto, y/o por el efecto de sitio que pudiese ocurrir en los suelos de los puentes, que podría causar una mayor amplificación sísmica e incluso licuefacción.

Por otro lado, de las Figuras 3.21c y 3.21d, se obtiene que para el nivel de intensidad medido en la estación de Maipú durante el sismo de Maule 2010, Lo Echevers y Miraflones en su estado original debiesen haber tenido desde un 80 % a un 100 % de probabilidad de colapso, y desde un 30 % a un 40 % de probabilidad de caída de vanos. Situación mucho más parecida a lo que ocurrió en la realidad, donde ambos puentes colapsaron por caída de vanos.

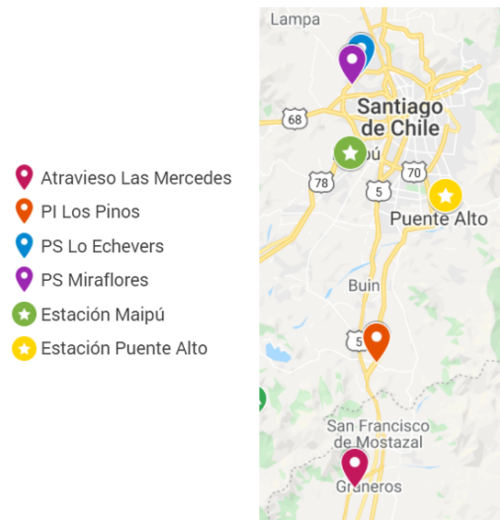


Figura 3.19: Mapa de los casos de estudio y de las estaciones de Puente Alto y Maipú

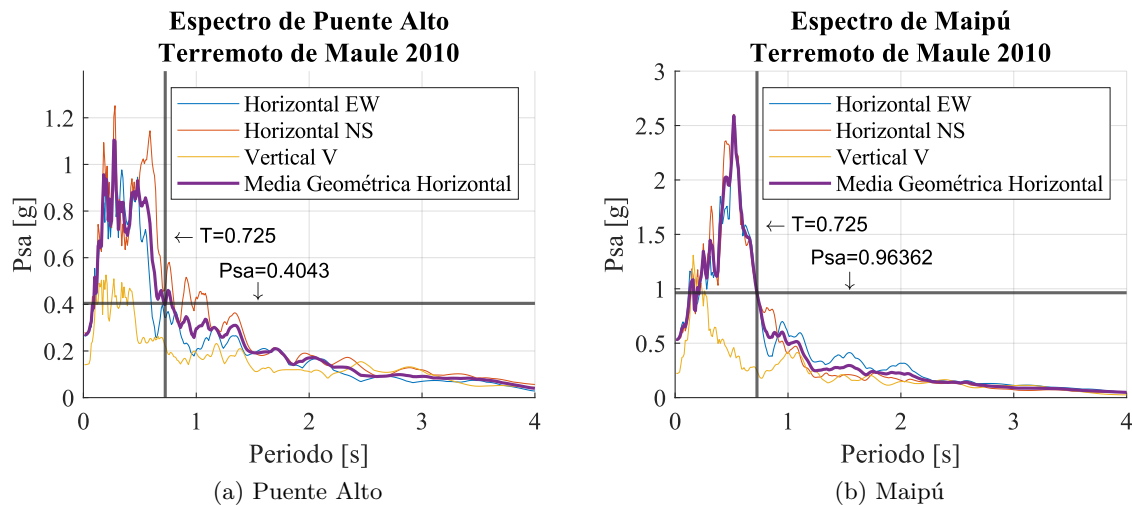


Figura 3.20: Espectros de Puente Alto y Maipú para el terremoto de Maule 2010

3.9. Influencia del Esviaje

Con el fin de tomar en cuenta la influencia del esviaje en el comportamiento sísmico de los puentes chilenos, se realizó un análisis variando el ángulo de esviaje del paso inferior Las Mercedes en su estado original y reparado de 0° a 45° . Se tendrá como punto de partida la hipótesis de que los puentes esviados tienden a rotar y tener mayores desplazamientos de la superestructura que los rectos, debido al mecanismo de rotación explicado por Wu [25]. Se obtienen entonces, curvas de fragilidad para los tres EDPs considerados, utilizando la misma metodología usada anteriormente, las que se aprecian en las Figuras 3.22, 3.23, 3.24, 3.25 y 3.26.

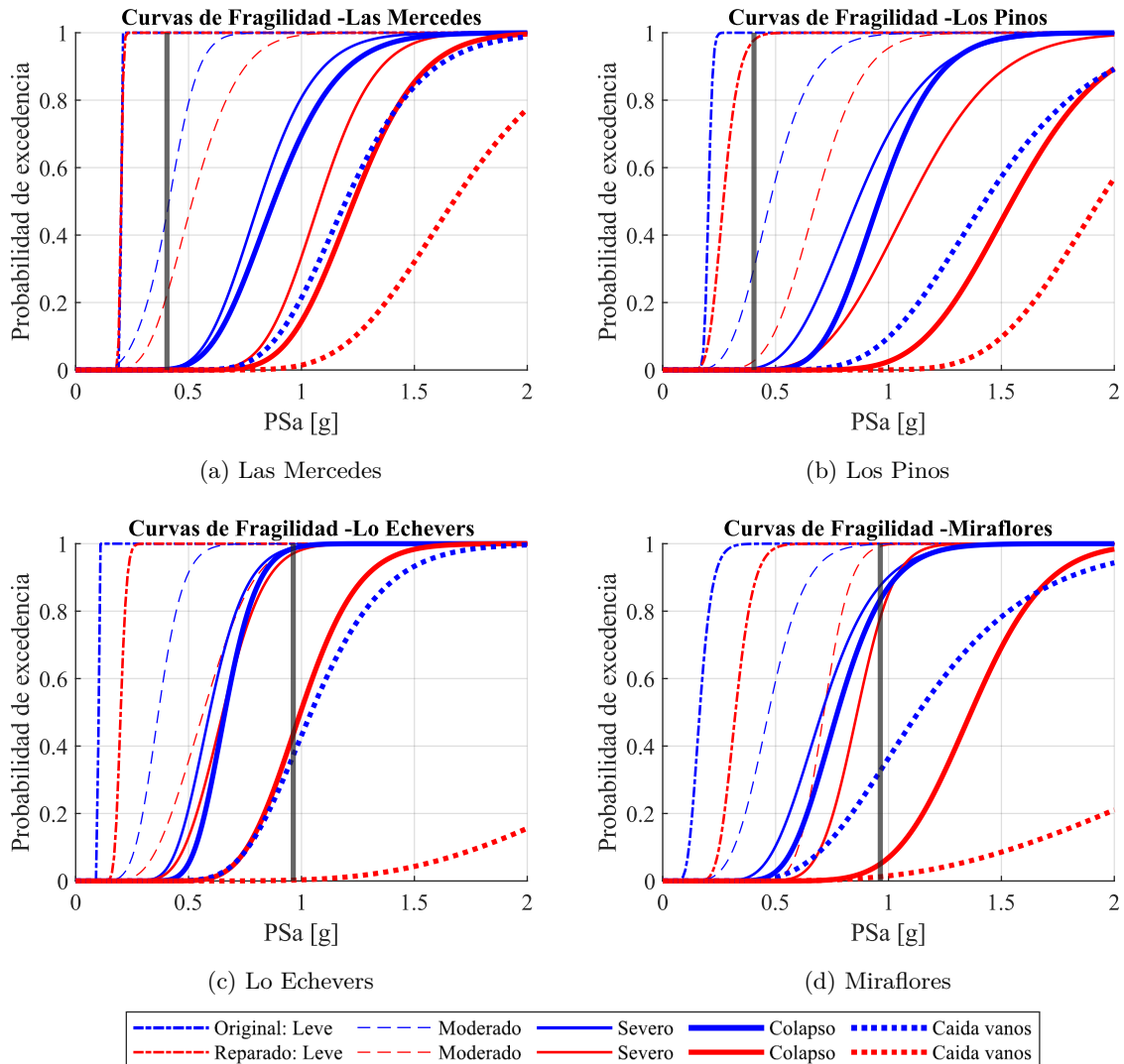


Figura 3.21: Curvas de fragilidad del sistema - Comparación con el Psa de los espectros de Puente Alto y Maipú

Considerando el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros (Figuras 3.22 y 3.23), para el estado límite leve no existe diferencia con respecto al esviaje, para ambas condiciones del puente, ya que la junta entre la superestructura y la pared del estribo no se ha cerrado todavía, lo que significa que aún no se generan fuerzas de impacto con el estribo, que según la hipótesis, son las que ocasionan la rotación en puentes esviados. A este estado tampoco se ha cerrado el gap entre la superestructura y los topes, por lo que el efecto de este impacto tampoco podría ser contabilizado.

Para el estado límite moderado, el gap se comienza a cerrar a los 10 [cm], por lo que se comienza a apreciar diferencias entre las curvas. Se puede observar de las curvas, que los puentes de 30° y 45° son más vulnerables que aquellos de 15° y 0° para ambas condiciones de Las Mercedes y para todos los estados límite; con excepción del estado límite de caída de los vanos para el puente en su estado original, donde el puente de 15° de esviaje presenta una mayor probabilidad de caída de vanos que

los otros esviajes, para la mayor parte del rango de intensidades. Lo anterior se debe a que el puente original con esviaje de 15° es aquel que presenta las mayores rotaciones de la superestructura, como se verá más adelante.

Para el puente original y para todos los estados límite, el puente recto es el menos vulnerable, mientras que para el puente reparado, los puentes recto y de 15° de esviaje son los menos vulnerables, para todos los estados de daño.

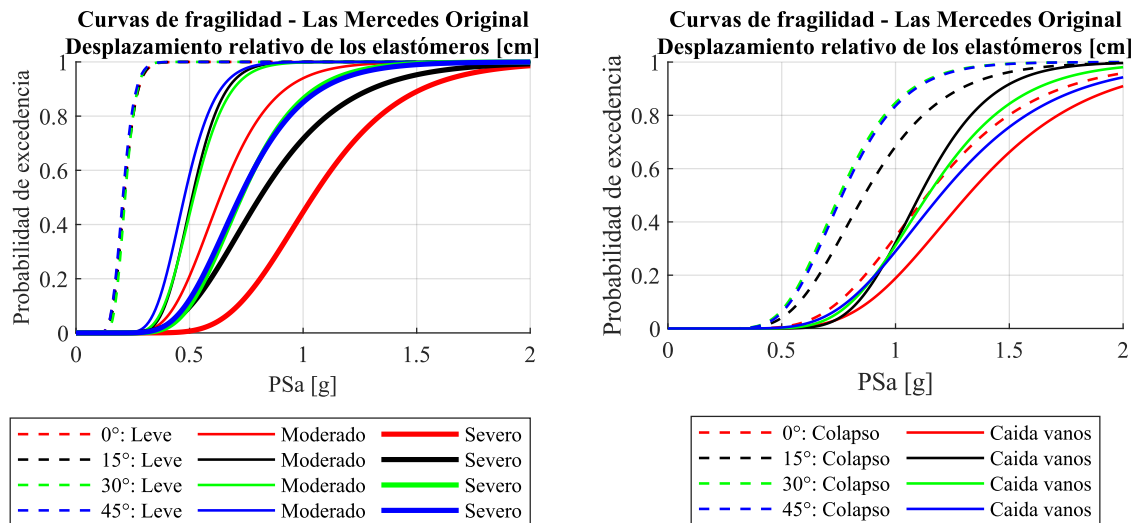


Figura 3.22: Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Las Mercedes Original

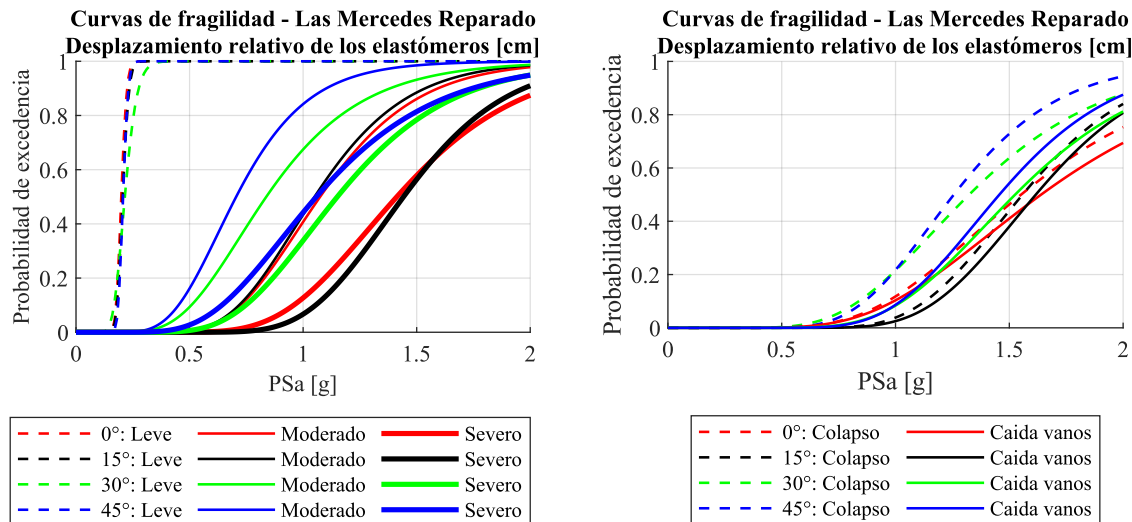


Figura 3.23: Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Las Mercedes Reparado

A partir de las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas (Figuras 3.24 y 3.25) no se aprecia una tendencia significativa con respecto al ángulo de esviaje, ni con respecto

a la condición del puente.

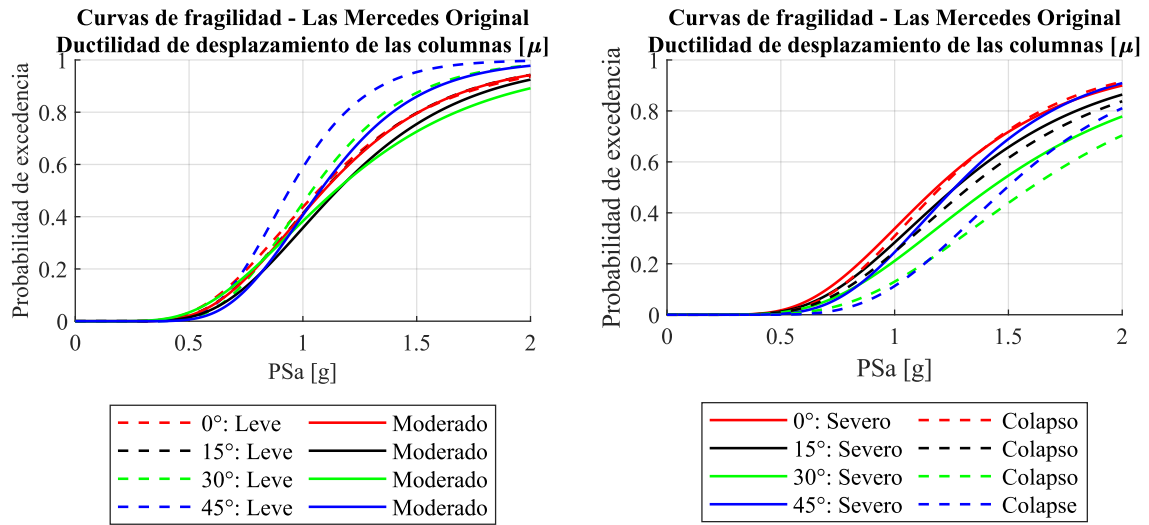


Figura 3.24: Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Las Mercedes Original

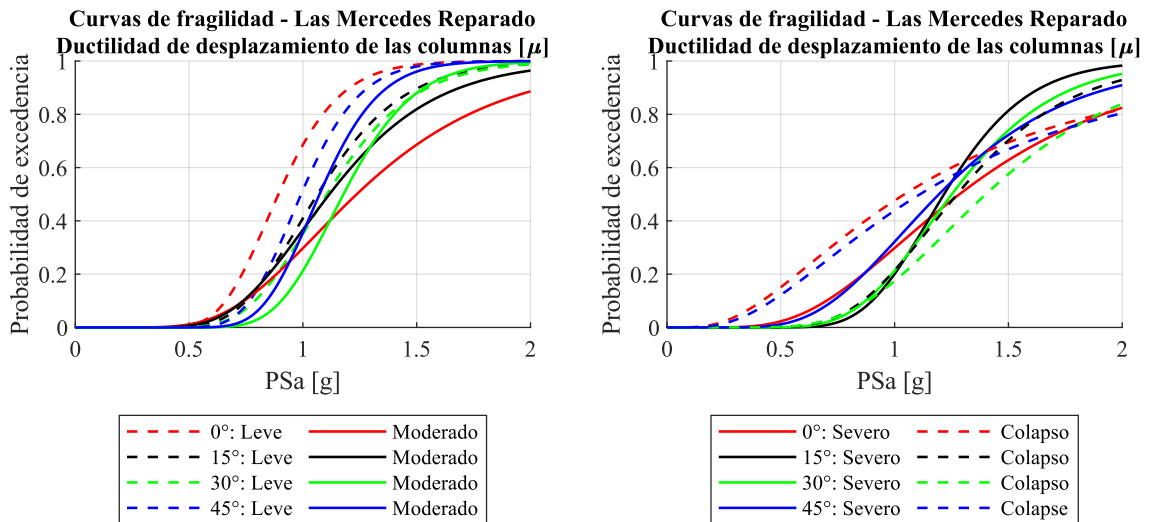


Figura 3.25: Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Las Mercedes Reparado

Considerando el desplazamiento residual de los elastómeros (Figura 3.26), no existe diferencia apreciable entre esviajes y condiciones del puente. Lo que es explicado debido a que Las Mercedes en ambas condiciones posee elastómeros no anclados, los que no tienen la capacidad de re-centrarse después de sufrir desplazamientos significativos.

Curvas de análisis dinámico incremental o curvas IDA fueron obtenidas para la rotación de la superestructura (Figura 3.27), donde se observa que para todos los ángulos de esviaje, las rotaciones promedio para los puentes reparados son menores que para los puentes originales en un 50% aproxi-

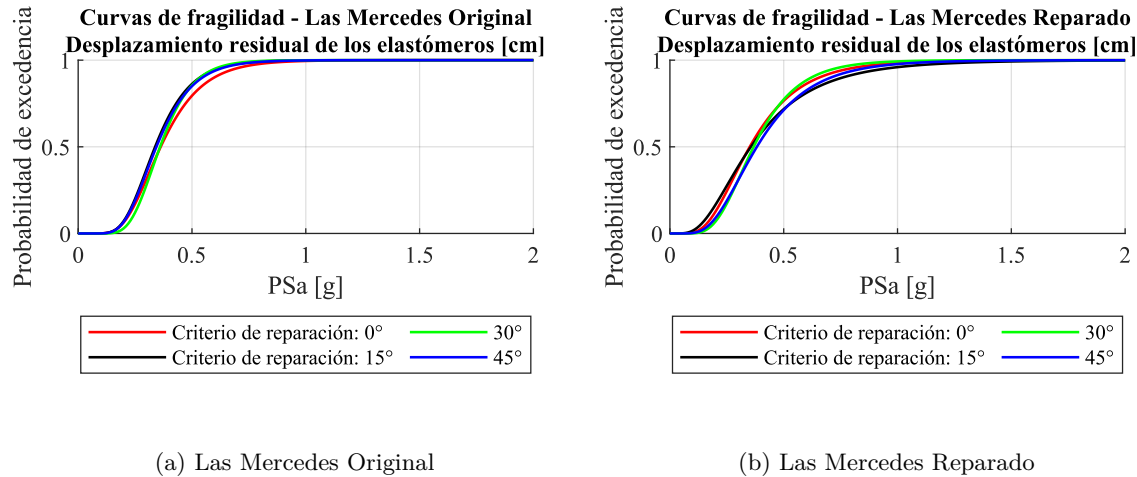


Figura 3.26: Curvas de fragilidad de desplazamientos residuales

madamente. De la misma forma, las diferencias entre los ángulos de esviaje son mayores en los puentes originales. Para ambas condiciones del puente, el esviaje de 15° sufre la mayor demanda de rotación, seguido por el de 30° y el de 45°. El puente recto sufre rotaciones despreciables.

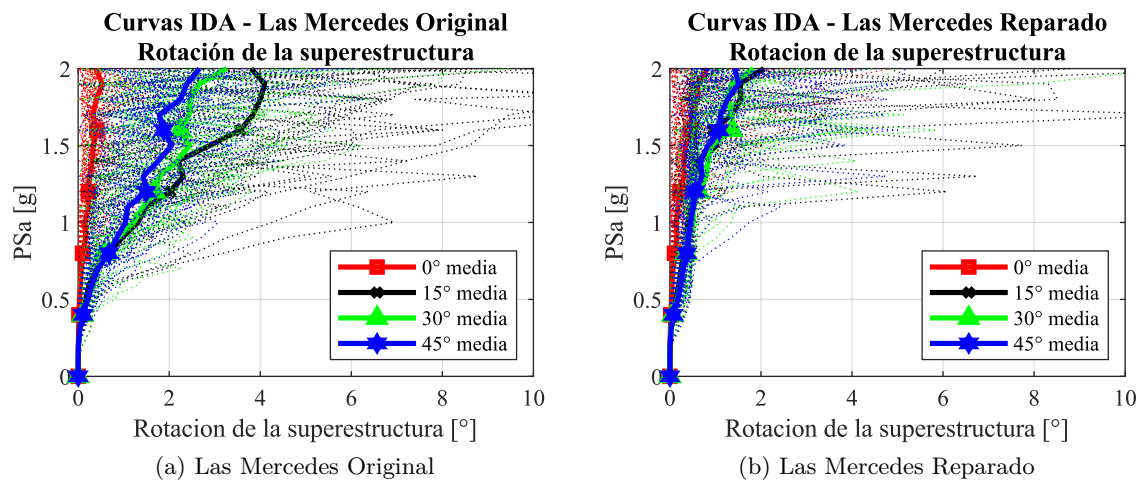


Figura 3.27: IDA giro del tablero

Para cada intensidad, se obtuvo el número promedio de impactos entre la superestructura y la pared del estribo con el fin de cuantificar su influencia en el comportamiento sísmico de los puentes, acotando las fuerzas a un rango entre 200 y 800 [kN], como se muestra en la Figura 3.28. Para ambas magnitudes del impacto, el puente recto, bajo condición original y reparada, sufre el mayor número de impactos, seguido por el puente reparado de 15°, 30° y 45° y seguidos por el puente original de 15°, 30° y 45°. Para cada intensidad, también se obtuvo el número promedio de impactos al tope externo de los estribos (Figura 3.29), donde se aprecia que los puentes reparados sufren mayor cantidad de impactos a los topes que los originales. Sin embargo, cuando el número de impactos se limita inferiormente con una magnitud de 50 [kN], los puentes originales presentan un mayor número de impacto que los reparados. Esto quiere decir que los puentes originales sufren mayores impactos fuertes con sus topes

externos que los reparados, lo que puede deberse a que no cuentan con topes internos que limiten los desplazamientos producidos (en los puentes reparados se generaría un mayor golpeteo con los topes tanto internos como externos pero menos fuerte).

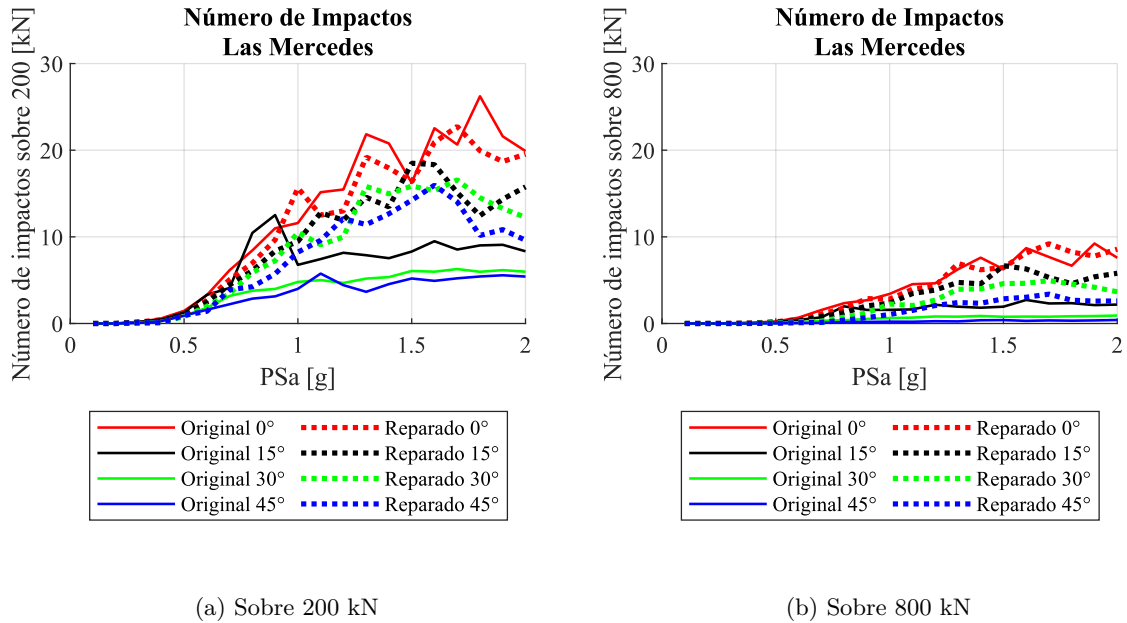


Figura 3.28: Número de impactos contra el estribo

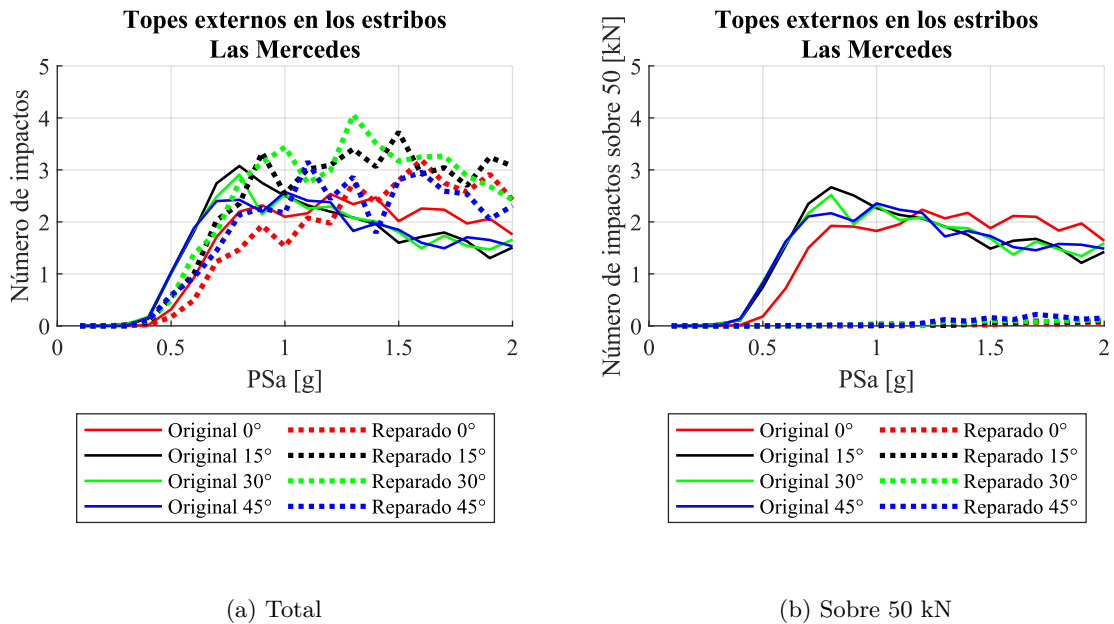


Figura 3.29: Número de impactos a los topes externos en los estribos

El puente original de 15° de esviaje es aquel que presenta el mayor número de impactos con los estribos entre los puentes esviados originales y también es aquel que sufre la mayor cantidad de impactos al tope externo sobre 50 [kN], razón por las cuales este es el puente que presenta mayor

rotación promedio y mayor probabilidad de caída de vanos. El puente reparado de 15° también presenta el mayor número de impactos a los estribos y topes entre los puentes esviados reparados, lo que puede explicar la mayor rotación promedio entre puentes reparados. Sin embargo, este puente presenta una menor probabilidad de alcanzar cualquier estado límite, evidenciando que en él se produce un movimiento dominado solamente por lo rotacional. Por otro lado, el puente recto original, a pesar de presentar un gran número de impactos contra los estribos y los topes, no presenta mayores rotaciones, lo que puede ser explicado por un movimiento dominado por lo traslacional.

En general, el número y magnitud de los impactos por si solos no proveen información suficiente que pueda predecir la rotación esperada para los puentes considerados, pero esta información aporta en entender el comportamiento que presentan las curvas de fragilidad anteriores y las curvas IDA.

3.10. Influencia de los Elastómeros y de las Barras Sísmicas

La presente sección tiene el propósito de evaluar y comparar el desempeño sísmico de puentes esviados con y sin la incorporación de anclaje en los apoyos elastómericos y barras sísmicas. Junto con esto, se estudiarán dos distintos métodos para modelar elastómeros no anclados: con y sin considerar el cambio en la rigidez del apoyo debido al cambio en la carga axial sobre el elastómero, utilizando elementos *Flat Slider Bearing* o un modelo de material bilineal (*Steel01* de OpenSees), respectivamente. Para esta sección el caso de estudio será Lo Echevers en su estado reparado, ya que no se desea que las propiedades geométricas ni los topes sísmicos influyeran en los resultados del análisis.

3.10.1. Influencia del anclaje de los elastómeros y de la presencia de barras sísmicas

Para estudiar la influencia del anclaje de los elastómeros y las barras sísmicas, Lo Echevers es modelado en distintas condiciones, las que se denotan a continuación:

- LER con barras: Lo Echevers en su condición reparada
- LER sin barras: Lo Echevers en su condición reparada sin barras sísmicas
- FSB con barras: Lo Echevers en su condición reparada sin anclaje de sus apoyos
- FSB sin barras: Lo Echevers en su condición reparada sin barras sísmicas sin anclaje de sus apoyos

Para éstos, se obtienen curvas de fragilidad utilizando la metodología descrita anteriormente.

Para el desplazamiento relativo máximo del elastómero (Figura 3.30), los puentes sin anclaje tienen una probabilidad mayor de alcanzar cualquier estado límite, con excepción del estado límite de colapso,

que los puentes con anclaje de los apoyos. De todas maneras, existen leves diferencias para los estados de daño leve, moderado y severo, sin embargo, para el estado límite de caída de los vanos esta diferencia es mucho mayor. En particular, a 2 [g] de intensidad, los puentes con anclaje tienen aproximadamente un 20 % de probabilidad de caída de vanos, mientras que los puentes sin anclaje tienen una probabilidad de 50 % de caída de vanos. Por otro lado, las barras sísmicas tienen un leve efecto en reducir las demandas, pero es muchísimo menor que la incorporación de anclaje en los apoyos elastoméricos. Para el estado límite de colapso (desplazamiento máximo del elastómero de 18.6 [cm]), se observa un resultado inesperado, debido a que los puentes con anclaje de apoyos poseen una mayor probabilidad de colapso que los puentes sin anclaje de sus apoyos. Lo anterior puede ocurrir debido a la influencia que producen los topes sísmicos de hormigón, los que, para estos niveles de desplazamiento ya debiesen estar actuando (el gap de los topes de 15 [cm] ya debiese estar cerrado).

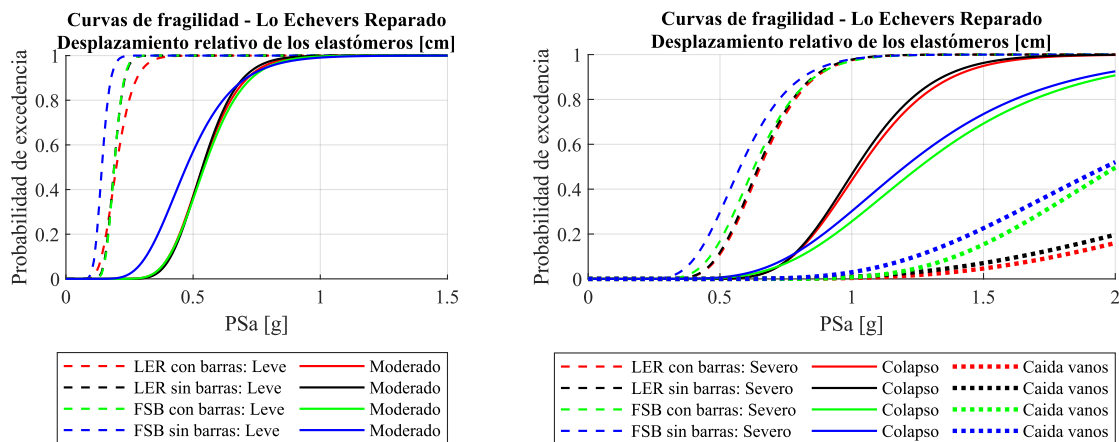


Figura 3.30: Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Lo Echevers Reparado

Para la ductilidad de desplazamiento de las columnas (Figura 3.31), los puentes con anclaje de apoyos son más susceptibles a alcanzar cualquier estado límite de daño que los puentes sin anclaje para todo el rango de intensidades, independiente de la incorporación de barras sísmicas. Esto ocurre debido a que el anclaje de los elastómeros es capaz de transmitir mayores fuerzas a la subestructura que las barras sísmicas. Para los casos anclados, la inclusión de barras sísmicas es casi insignificante, pero para los casos no anclados, para los estados límite severo y de colapso, la inclusión de barras se vuelve más relevante.

Como se muestra en la Figura 3.32, los puentes con anclaje tienen menor probabilidad de alcanzar desplazamientos residuales que requieran medidas de reparación (50 [mm] de desplazamiento residual) que aquellos sin anclaje. En particular, a 1 [g] de intensidad, los puentes sin anclaje tienen un 100 % de exceder este estado límite, mientras que los puentes con anclaje de apoyos tienen menos de un 1 % de probabilidad aproximadamente de excederlo. Esto ocurre debido a que los anclajes proveen una mayor capacidad de re-centreo luego de sufrir desplazamientos importantes.

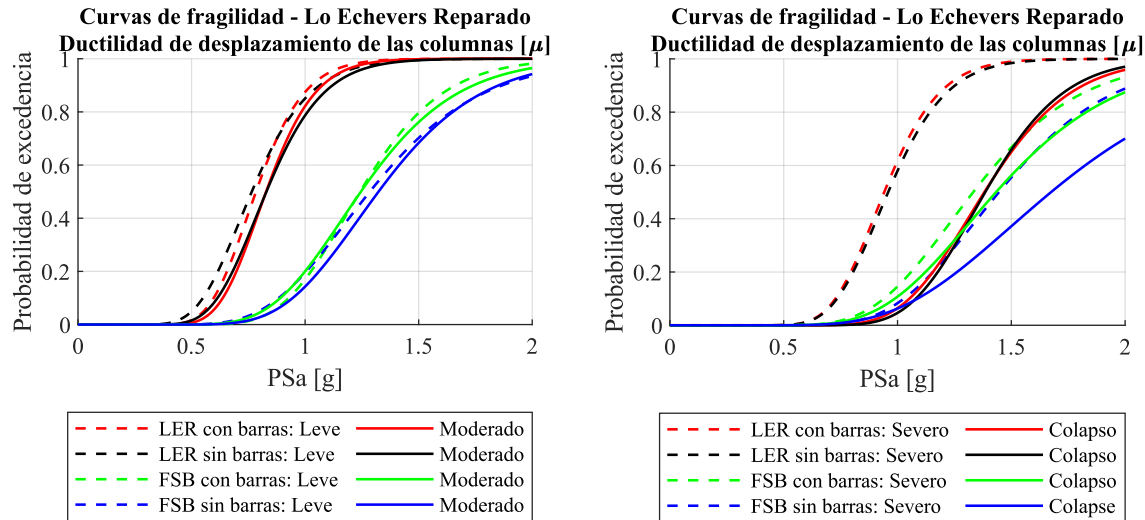


Figura 3.31: Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Lo Echevers Reparado

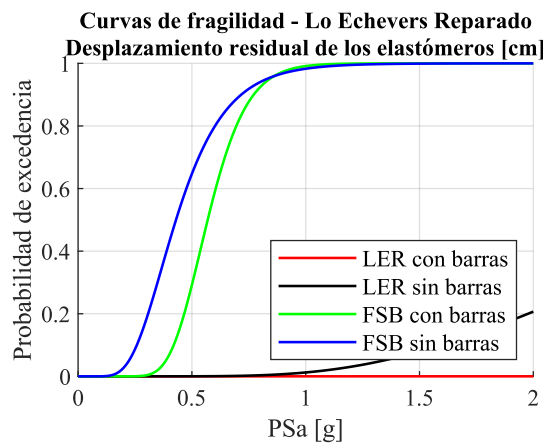


Figura 3.32: Curvas de fragilidad de desplazamientos residuales - Lo Echevers Reparado

3.10.2. Influencia de la modelación de los elastómeros no anclados

Los elastómeros no anclados son frecuentemente modelados en OpenSees utilizando elementos de largo zero *ZeroLength* elementos con un material bilinear, elástico perfectamente plástico *ElasticPP* o mediante un material *Steel01*, los cuales, como se mencionó anteriormente, no consideran el efecto del cambio de la carga axial sobre el elastómero. Debido a que este estudio considera la componente vertical de los registros sísmicos, una modelación utilizando elementos *Flat Slider Bearing* es recomendada. Con el fin de evaluar las diferencias entre ambas estrategias de modelación, se realizaron análisis tiempo historia y análisis IDA, de los cuáles se obtuvieron curvas de fragilidad.

Se llevó a cabo un análisis tiempo historia para Lo Echevers reparado con y sin anclaje de los elastómeros, modelando los apoyos no anclados mediante elementos *Flat Slider Bearing* y mediante elementos *ZeroLength* con un material *Steel01* de la librería de OpenSees. Para esto se consideró el

registro original de Concepción, de Maule 2010.

En la Figura 3.33, se muestran las curvas fuerza-deformación para la componente transversal, longitudinal y vertical de un elastómero de una cepa. Se observa, desde la Figura 3.33b, que el elemento *Flat Slider Bearing* muestra múltiples cambios en su resistencia al corte, producto de cambios en la fuerza axial sobre él. De manera contraria, el material *Steel01* siempre presenta la misma resistencia al corte (Figura 3.33c).

Por otro lado, *Flat Slider Bearing* posee un comportamiento vertical elástico, modelado mediante un material *Elastic No Tension*, el que solo permite fuerzas de compresión (positivas en la Figura 3.33b) del elastómero debido a la condición de no anclaje en este caso. Por el contrario, los elastómeros anclados, modelados con elementos *Elastomeric Bouc Wen*, modelando el comportamiento vertical mediante el material *Elastic*, si permiten que se desarrollen fuerzas verticales en tensión debido al anclaje (negativas en la Figura 3.33a).

La Figura 3.34 muestra los resultados tiempo historia del desplazamiento relativo vertical, fuerza vertical y desplazamientos relativos horizontales en el tiempo, para los mismos elastómeros que las curvas fuerza deformación anteriores, modelando los apoyos mediante *Flat Slider Bearing* y *Steel01*. Como el material *Steel01* no permite registrar el cambio en la fuerza axial sobre el elastómero, los nodos que crean este elemento tienen una restricción de igual desplazamiento vertical, razón por la que los gráficos en el tiempo de desplazamiento y fuerzas verticales son constantes (Figura 3.34b).

Por otro lado, para el elemento *Flat Slider Bearing* (Figura 3.34a), hay momentos en las que el desplazamiento vertical relativo entre los dos nodos de elastómero es positivo, lo que significa que se está produciendo un levantamiento del tablero, en este momento, la fuerza vertical del apoyo elastomérico se vuelve cero, ya que, debido a la falta de anclaje, el apoyo solo puede permitir fuerzas de compresión. Cuando esto sucede, la rigidez a cortante del elastómero también se transforma en 0, lo que permite desplazamientos y rotaciones libres de la superestructura. Esto último es la razón por la que se enfatiza estudiar la estrategia de modelación de los elastómeros, pues el no considerar este efecto podría llevar a subestimar los desplazamientos de la superestructura.

Las curvas de fragilidad para el desplazamiento máximo del apoyo elastomérico y para la ductilidad del desplazamiento de la columna se muestran en las Figuras 3.35 y 3.36. Tanto para ambos EDP como para todos los estados límite, el puente con apoyos elastoméricos modelado con elementos *Flat Slider Bearing* es más vulnerable que aquel modelado con *Steel01*. En particular, para el máximo desplazamiento del apoyo elastomérico, las curvas de fragilidad leve y de colapso no muestran diferencias para ambos métodos de modelación. Esto se explica debido a que, para el estado límite leve, se espera que las demandas verticales no sean suficientes para cambiar la fuerza axial sobre el apoyo y, en consecuencia, la rigidez a cortante del elastómero modelado con FSB. Mientras que para el estado límite de colapso, con un desplazamiento máximo del apoyo de 18.6 [cm], los topes sísmicos debiesen estar actuando, ya que el espacio entre las vigas y los topes para el puente Lo Echevers Reparado es de 15 [cm], entonces, el apoyo elastomérico se mueve junto con los topes, por lo que las diferencias en la modelación no son relevantes. Por otro lado, para el estado límite de caída de vanos, se espera

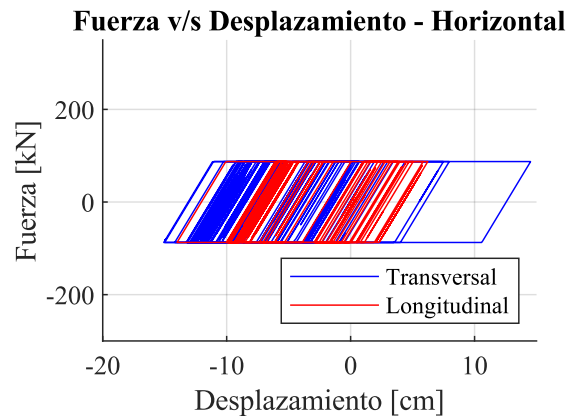
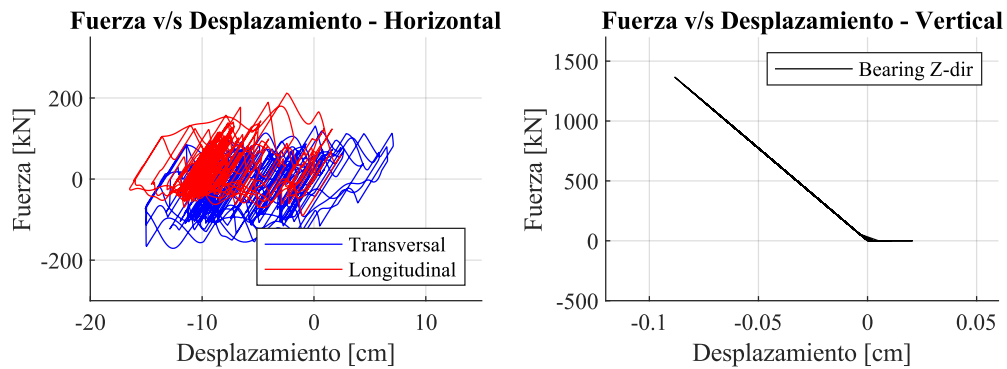
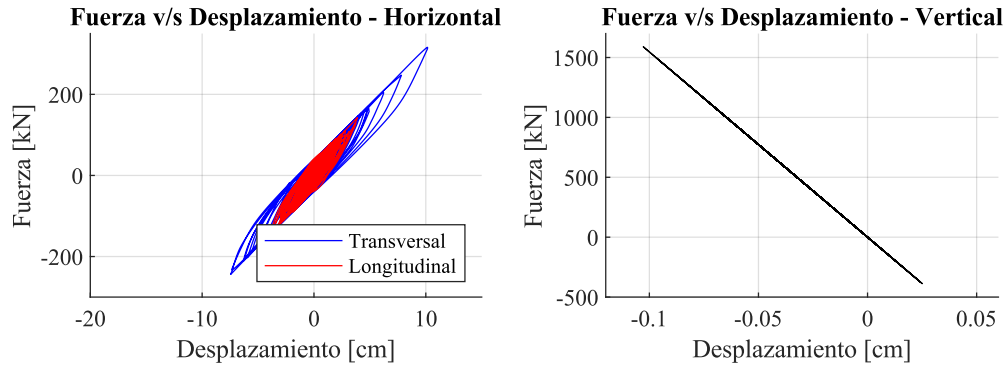
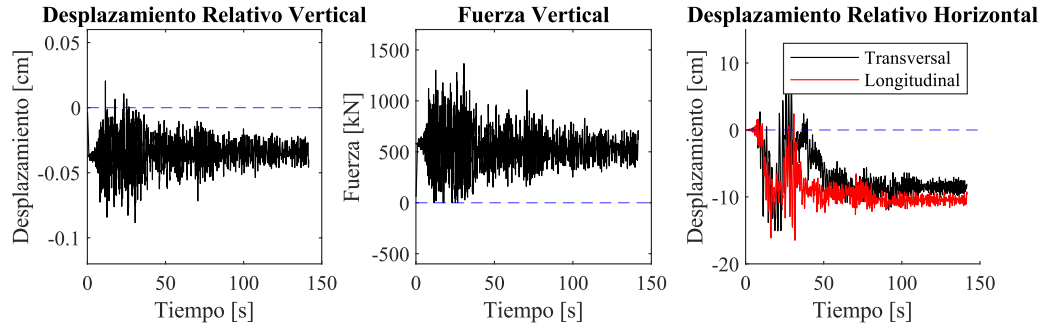


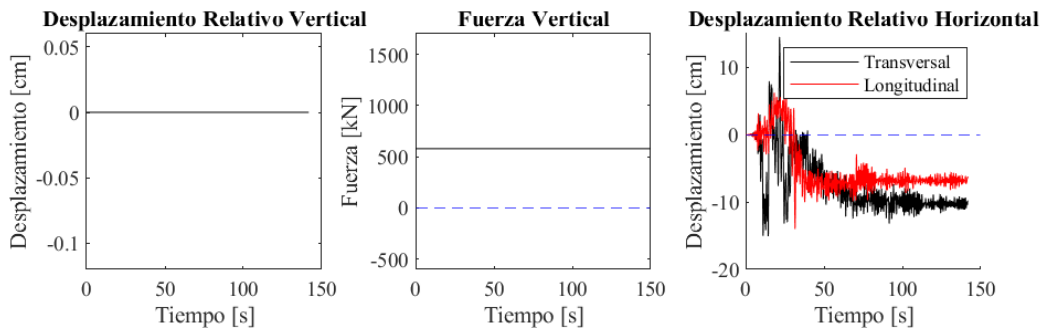
Figura 3.33: Curvas fuerza vs deformación de los elastómeros

que los toques de hormigón se destruyan, por lo que se comienzan a observar diferencias entre los dos métodos de modelado, nuevamente.

Para las curvas de fragilidad del desplazamiento residual de los apoyos elastoméricos, mostradas en la Figura 3.37, el puente modelado con elementos *Flat Slider bearing* es levemente más vulnerable al presentar desplazamientos residuales mayores que el modelado con *Steel01*. Esto ocurre debido a que el elemento *Flat Slider bearing* posee una menor capacidad de re-centrarse luego de incurrir en



(a) Sin elastómeros anclados - Flat Slider Bearing



(b) Sin elastómeros anclados - Steel01

Figura 3.34: Curvas tiempo historia

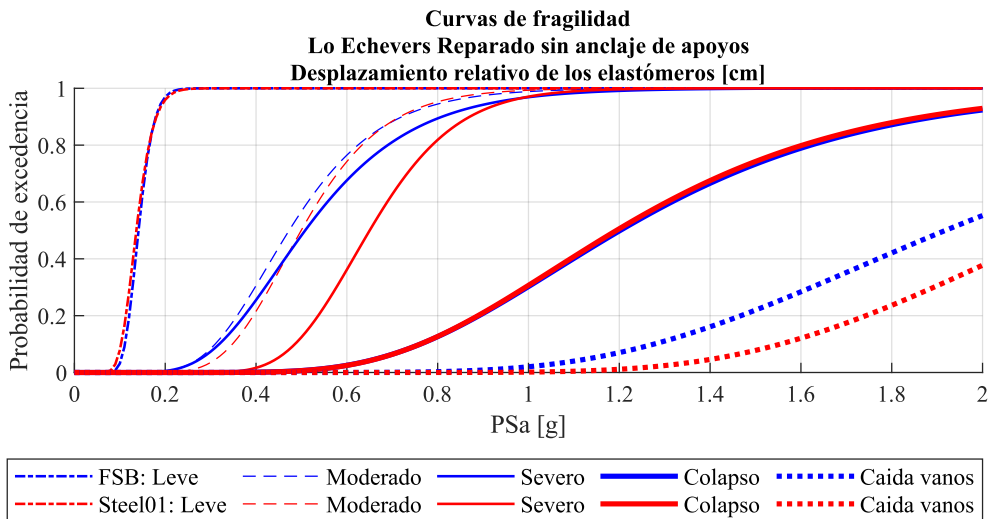


Figura 3.35: Curvas de fragilidad de desplazamientos máximos - Lo Echevers Reparado sin anclaje de apoyos

grandes deformaciones y habitualmente tiende a vibrar alrededor de estas posiciones deformadas. Esto último puede ser explicado, en parte, por el cambio en la rigidez al corte de este elemento, debido al

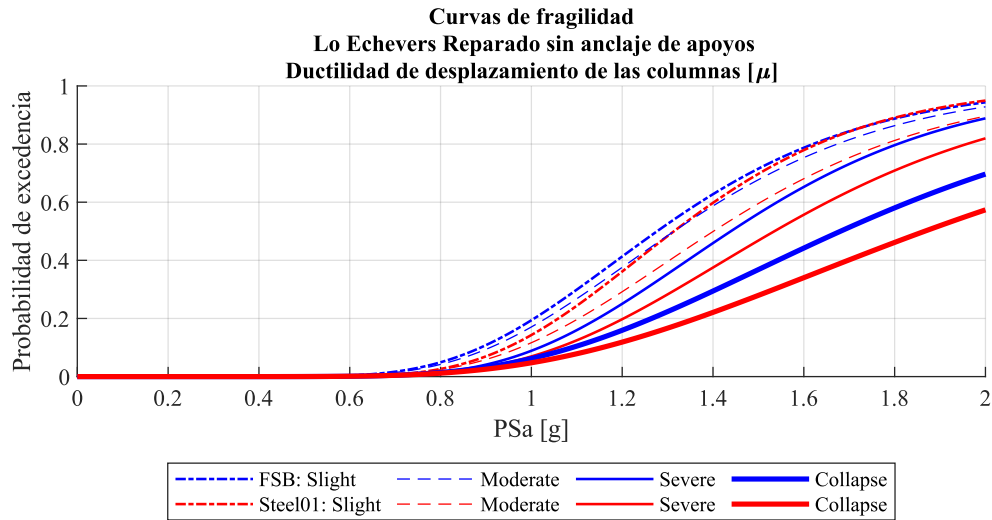


Figura 3.36: Curvas de fragilidad de ductilidad de las columnas - Lo Echevers Reparado sin anclaje de apoyos

cambio en la carga axial o vertical sobre el apoyo. Debido a que ambas estrategias de modelación no consideran anclaje de los apoyos, la probabilidad de alcanzar este estado límite a 1 [g] es del 100 %.

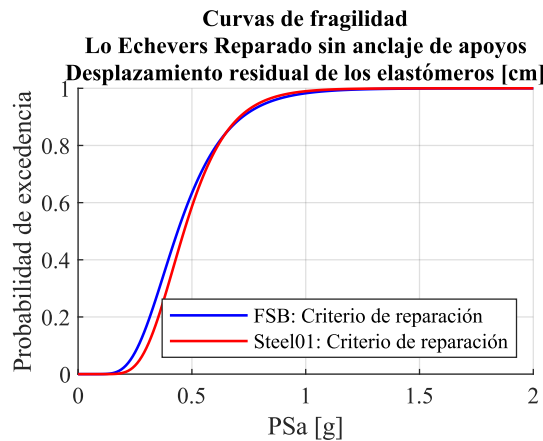


Figura 3.37: Curvas de fragilidad de desplazamientos residuales - Lo Echevers Reparado sin anclaje de apoyos

En conclusión, la modelación con *Steel01* tiende a subestimar los desplazamientos relativos máximos horizontales y verticales, los desplazamientos residuales y las demandas transmitidas hacia las columnas, debido a que no considera apropiadamente las demandas verticales.

3.11. Discusión

En síntesis, de los análisis no lineales realizados a las condiciones originales y reparadas de los puentes Las Mercedes, Los Pinos, Lo Echevers y Miraflores se obtiene que:

En primer lugar, se observa, desde las curvas de fragilidad del sistema, que los puentes originales son más vulnerables que los reparados, siendo estas curvas gobernadas por el parámetro de demanda del desplazamiento máximo de los apoyos elastoméricos. Este último resultado es esperable, debido a que la falla más común en los puentes chilenos dado el terremoto de Maule 2010 fue debido al desarrollo de desplazamientos transversales excesivos, que ante una ausencia de elementos que los restringieran, algunos puentes presentaron la caída de sus vanos desde la viga cabezal. Por lo tanto, la principal razón de por qué los puentes reparados son menos vulnerables, es debido a la incorporación de topes internos de hormigón y por el aumento de la longitud de la mesa de apoyo. Adicionalmente, la incorporación en los casos de Lo Echevers y Miraflores de anclaje en los elastómeros ayuda a evitar que se desarrollen desplazamientos residuales, debido a la capacidad de recentreo que poseen estos apoyos. A pesar de que disminuye la vulnerabilidad de presentar estados límite graves, los estados de daño leves y moderados no logran ser debidamente tratados, debido a que, a bajas intensidades (sismos recurrentes) estos estados límite tienen una alta probabilidad de excedencia. Por lo anterior es que se propone la incorporación de disipadores de energía, los que se estudiarán posteriormente, con el fin de garantizar la continuidad operacional de estas estructuras.

A partir las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas, se evidencia una cuasi aislación de la subestructura. En especial esto ocurre cuando no existen elementos que efectivamente transmitan las demandas sísmicas hacia la subestructura. Esta cuasi aislación se ve disminuida cuando se consideran elementos como topes sísmicos de hormigón y anclaje de los elastómeros, que si logran transmitir demandas importantes hacia las cepas. Este mecanismo de cuasi aislación es comparable al presentado por Luo et al. [65] para puentes cuasi aislados de Illinois.

Por otro lado, se demuestra que los modelos tridimensionales pueden capturar algo que los bidimensionales no, que corresponde a las rotaciones de la superestructura influenciadas por los impactos entre los distintos componentes del puente, y los topes sísmicos; y al efecto de estos impactos en la rotación según el ángulo de esviaje, la relación de aspecto de la superestructura y las medidas de reparación adoptadas.

Además, se concluye que las barras sísmicas tienen un bajo efecto en restringir los levantamientos del tablero, especialmente si el puente ya cuenta con elastómeros anclados. De esta forma, el anclaje de los apoyos restringe de una manera más efectiva los desplazamientos verticales y sus efectos.

Finalmente, si la componente vertical de los registros sísmicos es considerada, se debe realizar una adecuada modelación de los elementos del puente que se ven afectados por ella, con el fin de capturar el fenómeno de levantamiento del tablero, que produce que los puentes esviados tiendan a rotar excesivamente, induciendo grandes desplazamientos horizontales. A pesar de que la literatura propone el uso del material *Steel01*, este material no logra capturar este último fenómeno, por lo que

este estudio propone la utilización del elemento *Flat Slider Bearing* para lograrlo, con el fin de no subestimar las demandas sísmicas.

ANÁLISIS Y RESULTADOS DE PUENTES ESVIADOS CON SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

4.1. Filosofía de diseño por desempeño

El diseño por desempeño, a diferencia del diseño convencional que pretende prevenir principalmente el colapso de una estructura, tiene por objetivo lograr que la estructura diseñada se comporte de una manera esperada ante distintos niveles de demanda sísmica. Lo anterior es a lo que debiese de apuntar el futuro diseño de estructuras, en específico, de puentes chilenos. Siguiendo con lo anterior, las medidas de reparación adoptadas en los puentes del capítulo previo, que reflejan la evolución en la metodología de diseño del Manual de Carreteras [4], en efecto logran disminuir considerablemente la probabilidad de que se desarrollen los estados límite más graves en los puentes, es decir, el colapso por caída de la superestructura desde los elastómeros y desde la viga cabezal (que corresponden a las principales causas de colapso observadas debido al terremoto de Maule 2010). Sin embargo, estas medidas de reparación no logran controlar efectivamente las demandas a niveles menores de intensidad sísmica, la que se alcanza para sismos recurrentes, pudiendo ver perjudicada la adecuada continuidad operacional de estas estructuras y más importante, de la red vial. Por lo anterior, se propone la incorporación de sistemas de disipación de energía en puentes chilenos.

En esta investigación se propone incorporar dos tipos de disipadores en un puente representativo. Para tales efectos, se selecciona el Paso Superior Lo Echevers en su estado reparado, con el fin de

evaluar el desempeño sísmico de puentes esviados chilenos con dispositivos de disipación de energía, mediante este caso de estudio. Dichos disipadores se diseñarán para lograr un adecuado desempeño sísmico para los niveles de amenaza sísmica considerados. Para llevar a cabo lo anterior, se considerará el puente, con apoyos elastoméricos anclados, y también suponiendo apoyos no anclados, con el fin de poseer un análisis completo que represente el efecto de la incorporación de disipadores en los puentes típicos chilenos, ya sea en puentes construidos mediante las nuevas bases de diseño [4], y en puentes construidos según la versión antigua del código de diseño [3], los que no necesariamente tienen anclaje en sus apoyos.

Siguiendo con lo anterior, basándose en AASHTO [66] como referencia, se seleccionaron tres niveles de desempeño denominados de serviceabilidad, de seguridad de vidas y de prevención del colapso.

Como las fallas más comunes en los puentes carreteros chilenos se originaron por desplazamientos relativos excesivos de la superestructura con respecto a la subestructura (dado el terremoto de Maule 2010), se seleccionaron los EDP del desplazamiento máximo de los elastómeros y del desplazamiento residual de los elastómeros para cuantificar la respuesta o daño esperado del puente ante determinada amenaza sísmica.

Por otro lado, los niveles de amenaza sísmica considerados corresponden a tres: sismo con un periodo de retorno de 475 años, sismo con un periodo de retorno de 1000 años y sismo con un periodo de retorno de 2500 años. Como el caso de estudio será el Paso Superior Lo Echevers, ubicado en Santiago de Chile en un suelo tipo II, los sismos considerados para representar la amenaza corresponden respectivamente al: espectro de diseño del Manual de Carreteras [4] para un suelo tipo II en la zona sísmica II, espectro de amenaza sísmica uniforme del BID [67] para la ciudad de Santiago con un periodo de retorno de 1000 años y espectro de amenaza uniforme del BID [67] para la ciudad de Santiago con un periodo de retorno de 2500 años. Debido a que los espectros de amenaza del BID [67] son espectros en roca, se procedió a propagar mediante el software DeepSoil [68] distintos registros sísmicos en roca, escalados mediante spectral matching a los espectros del BID [67], a través de un suelo característico del puente en estudio. Detalles de este procedimiento se encuentran en el Anexo C. Esto se realiza con el fin de obtener los espectros de amenaza en el suelo representativo del puente, para los niveles de amenaza de 1000 y 2500 años de periodo de retorno.

A partir de todo lo anterior, se genera la matriz de diseño sísmico por desempeño, la que se puede apreciar en la Tabla 4.1. En esta, se expone la aceptabilidad de alcanzar cierto estado de daño según el nivel de amenaza considerado. Específicamente, para el sismo de diseño del Manual de Carreteras [4], los puentes deben quedar operacionales, en especial para el paso de vehículos de emergencia. Por otro lado, para sismos de 1000 años de periodo de retorno, los puentes deben tener la capacidad de asegurar la vida de sus ocupantes. Finalmente, para sismos de 2500 años de periodo de retorno, los puentes deben ser capaces de evitar el colapso total de la superestructura. Cabe considerar que esta matriz de desempeño se propone para puentes críticos o esenciales, cuya falla produce una importante pérdida de conectividad entre las localidades aledañas.

Por otro lado, los criterios de diseño por desempeño, expuestos en la Tabla 4.2, relacionan los

Tabla 4.1: Matriz de desempeño

Amenaza Sísmica		Nivel de desempeño		
Amenaza Considerada	Recurrencia	Serviceabilidad	Seguridad de vidas	Prevención del colapso
Espectro de diseño del Manual de carreteras	10% en 50 años	Aceptable	Inaceptable	Inaceptable
Espectro de amenaza desde BID de 1000 años	5% en 50 años	Aceptable	Aceptable	Inaceptable
Espectro de amenaza desde BID de 2500 años	2% en 50 años	Aceptable	Aceptable	Aceptable

máximos valores de los parámetros de daño considerados con cada nivel de desempeño, para cada valor de amenaza sísmica considerada. Es decir, en esta tabla se cuantifica el nivel de daño a considerar. En específico, para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros, se considera que un desplazamiento máximo de 18.7 [cm], asegura que las vigas longitudinales no caigan desde los elastómeros, y menos aún, desde la viga cabezal y los estribos, asegurando así las vidas de los ocupantes. Adicionalmente, un desplazamiento máximo de 46.5 [cm] es aquel asociado a la caída de los vanos desde su mesa de apoyo, por lo que se debiese evitar alcanzar este valor. Por otro lado, si se considera el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, un desplazamiento residual de 5 [cm] [11], el que fue usado como criterio para reparar o no los puentes luego del terremoto de Maule 2010, aseguraría el libre tránsito de vehículos de emergencia.

Estos criterios de desempeño se contrastan con aquellos utilizados en AASHTO [66], los cuales se detallan en la Tabla 4.3, y que están definidos para el desplazamiento relativo entre la superestructura y los estribos o *Superstructure-to-abutment horizontal offset*. En ésta, el nivel completamente operacional está definido por un desplazamiento de 1 pulgada o 2.5 cm; el nivel operacional, que se compararía con el nivel de serviceabilidad propuesto en esta tesis, se define con un desplazamiento máximo de 15 cm, a diferencia del desplazamiento residual de 5 cm propuesto; y el nivel de seguridad de vidas no tendría límite.

Tabla 4.2: Criterios de diseño por desempeño

Parámetros de daño	Niveles de desempeño		
	Serviceabilidad	Seguridad de vidas	Prevención del colapso
Desplazamiento relativo máximo del elastómero cm	-	Max 18.7 (Colapso)	Max 46.5 (Caída de vanos)
Desplazamiento residual máximo del elastómero cm	Max 5 (Criterio reparación)	-	-

Tabla 4.3: Criterios de diseño por desempeño de AASHTO [66] para el desplazamiento relativo entre la superestructura y los estribos

Parámetros de daño	Niveles de desempeño		
	Completamente operacional	Operacional	Seguridad de vidas
Desplazamiento relativo entre la superestructura y los estribos	Max 1 pulgada o 2.5 cm	Max 6 pulgadas o 15 cm	Sin límite

4.2. Disipador hysterético

4.2.1. Consideraciones preliminares

Se propone la incorporación de disipadores hysteréticos, en reemplazo de los topes sísmicos internos, para el puente Lo Echevers en su estado reparado, con y sin anclaje en sus apoyos elastoméricos, y con topes externos de hormigón en cepas y estribos. Ésto, con el fin de lograr un adecuado desempeño sísmico del puente y cumplir con lo señalado en la matriz de desempeño. Por lo tanto, los disipadores se deben diseñar para cumplir con el objetivo anterior.

En esta sección se especificará el procedimiento de diseño para los disipadores, junto con la verificación de éste y la modelación en OpenSees de los elementos. Luego, se realizarán análisis dinámico incrementales al puente, para posteriormente generar curvas de fragilidad. Finalmente, se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados ante variaciones en la presencia de topes externos de hormigón, en el ángulo de esviaje del puente, en el ángulo en el cual actuarán los disipadores, y en la rigidez y fuerza máxima del disipador.

4.2.2. Diseño del disipador - Disipador hysterético

Los disipadores hysteréticos se diseñan con el fin de que actúen como fusibles estructurales, siguiendo el procedimiento simplificado propuesto por Xiang et al. [69], teniendo así como objetivo el encontrar la rigidez inicial, junto con la fuerza de fluencia de este elemento, para cumplir con el desempeño esperado para el puente. En ese contexto, el disipador debe actuar antes que el elastómero deslice u otro componente principal del puente se dañe.

Para el diseño, por cada cepa, se considera que los elastómeros forman un sistema en paralelo con los disipadores, y éstos, un sistema en serie con la cepa, tal como se muestra en la Figura 4.1, obtenida desde Xiang [69]. A priori, para el diseño, se considera un comportamiento bilineal para los elastómeros y disipadores, y lineal para las cepas.

El procedimiento de diseño consiste en los siguientes pasos:

1. Calcular F_{yb} (Fuerza de fluencia del elastómero), K_b (Rigidez inicial del elastómero) y Δ_{yb} (Desplazamiento de fluencia del elastómero) basado en las propiedades de los elastómeros.
2. Elegir un desplazamiento de diseño d para el elastómero y luego calcular la ductilidad de diseño de los elastómero $\mu_{bdesign}$, para la amenaza sísmica considerada.
3. Estimar la rigidez de la subestructura K_p basándose en las propiedades de la sección agrietada.

4. Seleccionar una ductilidad de diseño para el disipador μ_{design} , para la amenaza sísmica considerada.

5. Calcular el periodo del puente sin disipadores y obtener el valor de la aceleración espectral del espectro de considerado S_a .

6. Asumir un valor de aceleración espectral S_i para el puente con disipadores, el cual debiese ser mayor que S_a .

7. Calcular α_i según ecuación .

$$\alpha_i = \frac{F_e}{F_{yb}} \quad (4.2.1)$$

Donde F_e es la fuerza calculada de inercia de la superestructura considerando una respuesta elástica. Se calcula como el producto de la masa de la superestructura por la aceleración espectral.

8. Determinar λ_i según Ecuación 4.2.2.

$$\lambda = \frac{\mu_d}{1 - \frac{\mu_b}{\alpha}} \quad (4.2.2)$$

9. Calcular la fuerza de fluencia F_{yd} y rigidez K_d requerida para el disipador según ecuaciones 4.2.3 y 4.2.4, respectivamente.

$$F_{yd} = \frac{F_e}{\lambda_i} \quad (4.2.3)$$

$$K_d = \left(\frac{\alpha}{\mu_b} - 1 \right) K_b \quad (4.2.4)$$

10. Calcular los valores actualizados de la rigidez total del puente K_{toti+1} , el periodo del puente T_{i+1} y la aceleración espectral S_{i+1} .

11. Iterar S_i hasta que sea igual a S_{i+1} .

12. Chequear si T_i es menor a T^* . Donde T^* corresponde al periodo característico de la demanda.

13. Si no se cumple 12. el factor de modificación R_d es igual a 1.

14. Si se cumple 12. corregir los valores de μ_b y μ_d utilizando R_d , calculado según ecuación 4.2.5.

$$r_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_d}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_d} \quad (4.2.5)$$

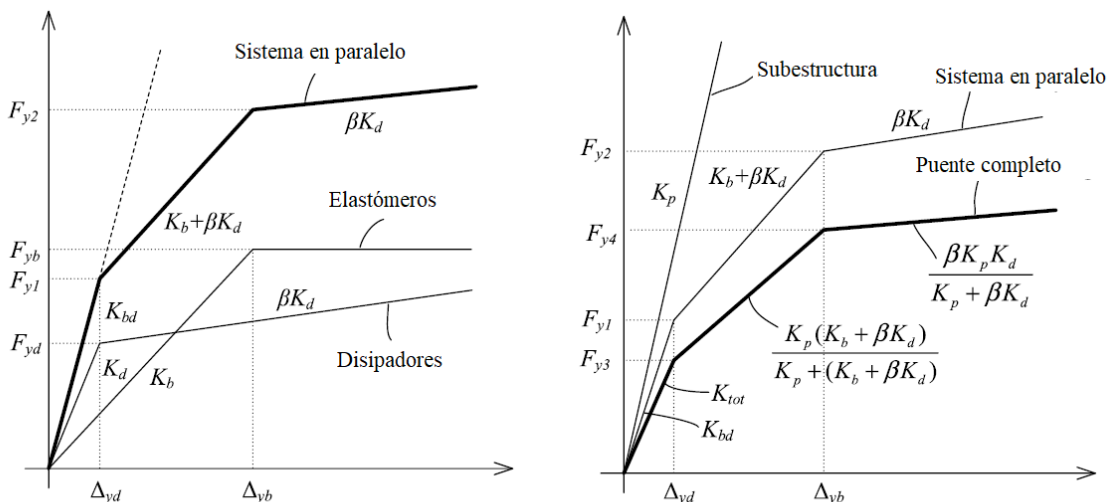


Figura 4.1: Sistema en paralelo de elastómeros y disipadores, en serie con cepa [69]

Si siguiendo con el procedimiento de diseño, para el nivel de amenaza del Manual de Carreteras [4], eligiendo una ductilidad de 1 tanto para el elastómero como para el disipador (con el fin de que los elastómeros se mantengan en el rango elástico), se determina el valor de rigidez inicial de los disipadores por cepa, que corresponde a 25853 [kN/m], y el valor de fuerza de fluencia de los disipadores por cepa, que presenta el valor de 445 [kN]. Estos valores se dividen posteriormente por el número de disipadores presentes en cada cepa.

4.2.3. Modelación en OpenSees del disipador - Disipador hysterético

Para este estudio los disipadores hysteréticos se modelaron utilizando elementos de largo cero o *Zero Length Elements*, dispuestos de la misma manera que los topes sísmicos internos. Por simplicidad, se utilizó el material *Steel02* de la librería de OpenSees, siguiendo las recomendaciones de Bazáez y Dusicka [70], con la rigidez y fuerza de fluencia desde el diseño propuesto anteriormente y con los parámetros que definen la transición al rango no lineal obtenidos desde la publicación de Bazáez y Dusicka [70] (4.4). Junto al material anterior se considera un material *MinMax*, que limita el máximo desplazamiento del disipador a 15 veces la deformación de fluencia, debido a que a estos valores de deformación se presenta el inicio de la falla del material [70]. La curva de comportamiento del disipador hysterético considerado para la modelación se muestra en la Figura 4.2.

Cabe destacar que el valor del periodo fundamental del puente, con anclaje de sus elastómeros y

Tabla 4.4: Parámetros utilizados para definir el material *Steel02*

Fy [kip]	E [kip/in]	b	R0	cR1	cR2	a1	a2	a3
12.5	18.5	0.03	20	0.925	0.15	0.05	0.9	1

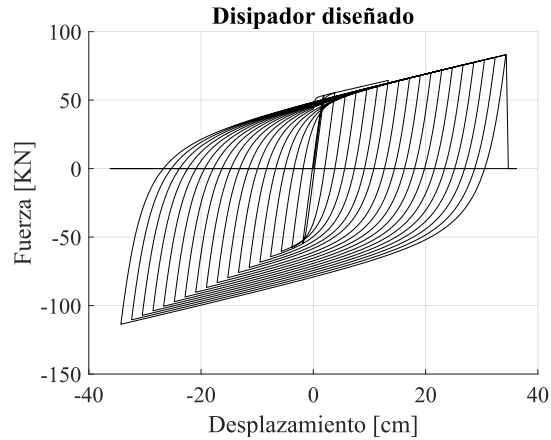


Figura 4.2: Curva de comportamiento del disipador histerético

con disipadores corresponde a 0.73 [s], mientras que para el puente, sin anclaje de sus elastómeros y con disipadores corresponde a 0.79 [s].

4.2.4. Disipador histerético - Verificación del diseño

Con el fin de verificar el diseño de los disipadores se realizaron análisis tiempo historia de 33 registros sísmicos (aquellos especificados en el capítulo anterior) escalados al espectro de diseño del Manual de Carreteras [4] para suelo tipo II en la zona sísmica 2, al espectro de amenaza del BID [67] para 1000 años de periodo de retorno, amplificado al suelo tipo del puente, y al espectro de amenaza del BID [67] para 2500 años de periodo de retorno, amplificado para un suelo tipo del puente.

Los valores de Psa de los espectros, para el periodo fundamental de los puentes considerados (Lo Echevers con y sin anclaje de sus elastómeros, con disipadores) corresponden a 0.2 [g] para el espectro de diseño del Manual de Carreteras [4] para suelo tipo II en la zona sísmica 2, a 0.7 [g] para el espectro de amenaza del BID [67] para 1000 años de periodo de retorno, amplificado al suelo tipo del puente, y a 0.9 [g] para el espectro de amenaza del BID [67] para 2500 años de periodo de retorno, amplificado para un suelo tipo del puente.

En las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5 se muestran las curvas fuerza-deformación de los disipadores para el registro de Concepción escalado a los tres niveles de amenaza respectivos.

La verificación se realizó siguiendo una analogía con el estudio de Pang [71], donde se definió una probabilidad de no excedencia de un determinado parámetro de daño, para todos los niveles de

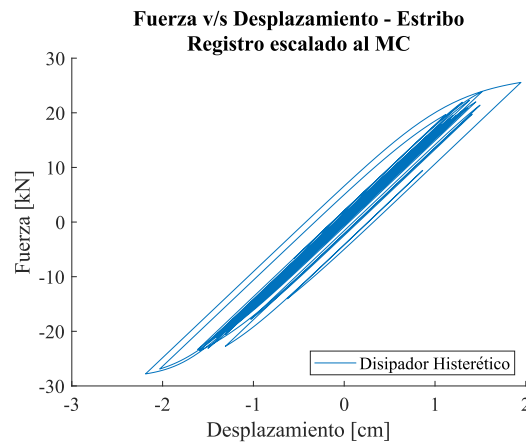


Figura 4.3: Curva de comportamiento de los disipadores hysteréticos para el registro de Concepción escalado al espectro de diseño del Manual de Carreteras

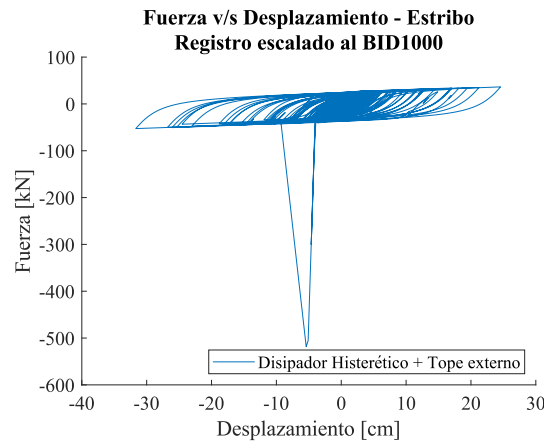


Figura 4.4: Curva de comportamiento de los disipadores hysteréticos para el registro de Concepción escalado al de amenaza de 1000 años del BID

desempeño considerados. En otras palabras, se cuantificó la cantidad de registros sísmicos, escalados a un determinado nivel de amenaza, que no excedían el parámetro de daño máximo admisible para cada nivel de desempeño. Siguiendo con esto, para la verificación del diseño, se considerará un mínimo de un 70% de probabilidad de no excedencia de todos los parámetros de daño, para cumplir con el diseño por desempeño.

Lo anterior se realiza para el puente con y sin anclaje de los elastómeros.

4.2.4.1. Caso con elastómeros anclados - Disipador hysterético

Como se puede ver en las Figuras 4.6 y 4.7, aparecen graficados los desplazamientos máximos y residuales alcanzados por los elastómeros ante los 33 registros sísmicos escalados a distintos niveles de

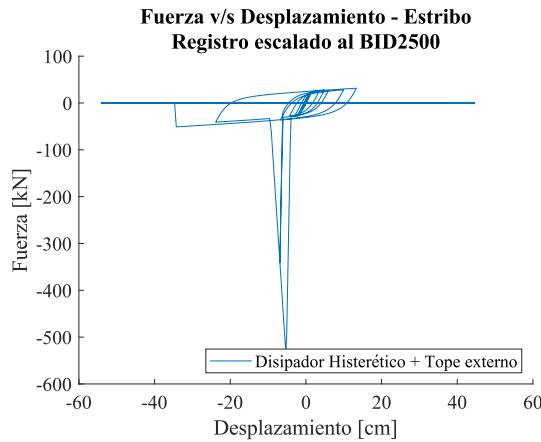


Figura 4.5: Curva de comportamiento de los disipadores hysteréticos para el registro de Concepción escalado al de amenaza de 2500 años del BID

amenaza, mediante gráficas tipo *boxplot*. También se graficó la ductilidad alcanzada por las columnas en la Figura 4.8, con el fin de verificar que no se generaran demandas importantes en éstas, que pudieran significar un cambio en los parámetros de daño considerados.

Desde las gráficas, se calculó la probabilidad de no excedencia de ambos parámetros de daño considerados para el diseño, para los tres niveles de amenaza.

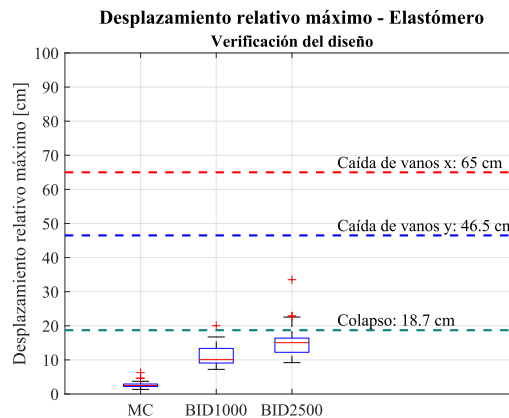


Figura 4.6: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador hysterético, caso anclado

Esto aparece resumido en la Tabla 4.5, en la cual se observa, para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, el cumplimiento con un 100% de probabilidad de no excedencia, para los niveles de amenaza del Manual de Carreteras. Mientras que para el desplazamiento máximo del elastómero, se observa el cumplimiento con un 97% y un 100% de probabilidad de no excedencia, para los niveles de amenaza de BID 1000 y BID 2500, respectivamente.

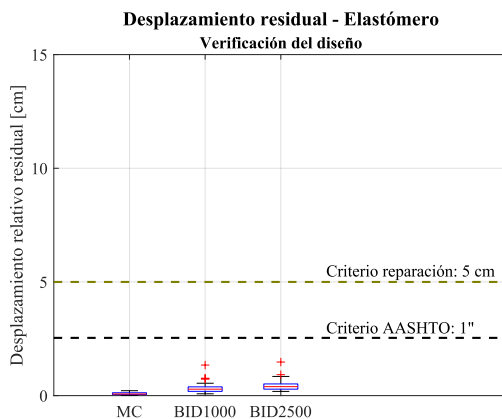


Figura 4.7: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador hysterético, caso anclado

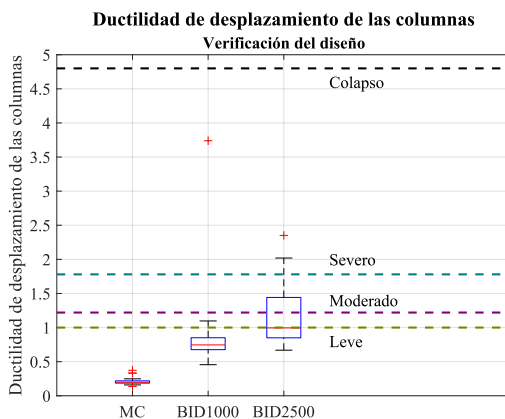


Figura 4.8: Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador hysterético, caso anclado

Considerando el parámetro de daño del desplazamiento máximo de los elastómeros, para el nivel de desempeño de serviceabilidad, los desplazamientos alcanzados son bastante bajos, por lo que los apoyos fácilmente pueden recentrarse pasado el sismo, dada la capacidad de recentreo de los elastómeros anclados, lo cual se refleja en el 100 % de la probabilidad de no excedencia del desplazamiento residual de los elastómeros para este nivel de desempeño. Por lo anterior, se considera el cumplimiento del nivel de serviceabilidad de desempeño para el puente considerado con los disipadores diseñados.

Al considerar los niveles de desempeño más críticos se debe considerar los desplazamientos máximos producidos, debido a que se debe tomar en cuenta otros efectos que no considera el modelo computacional, como la caída de las vigas desde los elastómeros, entre otros. Sin embargo, se logra un cumplimiento adecuado del desplazamiento máximo de los elastómeros, de un 97 % y de un 100 % para los niveles de desempeño de seguridad de vidas y de prevención del colapso, respectivamente.

Finalmente, se observa, desde el gráfico de las columnas (Figura 4.8), que no se producen demandas importantes en estos elementos, que signifiquen que las columnas pudiesen aportar un nuevo parámetro de daño.

En síntesis, se verifica el diseño de los disipadores histeréticos para el puente con anclaje en sus elastómeros, pues las probabilidades de no excedencia de todos los parámetros de daño superan el 70 %.

Tabla 4.5: Verificación del diseño por desempeño: disipador histerético, caso anclado

Cumplimiento de los criterios de desempeño para distintos parámetros de desempeño	Probabilidad de no excedencia		
	Serviceabilidad	Seguridad de vidas	Prevención del colapso
Desplazamiento relativo máximo del elastómero	-	97 %	100 %
Desplazamiento relativo residual del elastómero	100 %	-	-

Cabe destacar que los valores de probabilidad de no excedencia, del cumplimiento de los criterios de desempeño, obtenidos en la verificación del diseño de los disipadores concuerdan y son consistentes con las curvas de fragilidad obtenidas posteriormente mediante análisis dinámico incremental.

4.2.4.2. Caso sin elastómeros anclados - Disipador histerético

Para el caso del puente sin anclaje de sus apoyos y con disipadores histeréticos, los resultados de la verificación se ven resumidos en las Figuras 4.9, 4.10 y 4.11, y en la Tabla 4.6.

Para el desplazamiento relativo máximo del elastómero, se observa un cumplimiento de los criterios de desempeño con un 88 % de probabilidad de no excedencia para el nivel de desempeño de seguridad de vidas, y con un 94 % para el nivel de desempeño de prevención del colapso. Mientras que para el desplazamiento relativo residual del elastómero, se cumplen los criterios de desempeño con una probabilidad de no excedencia del 94 % para el nivel de desempeño de serviceabilidad. Al igual que en el caso con elastómeros anclados, no se observan mayores demandas en las columnas.

Por todo lo anterior, se verifica el diseño de los disipadores histeréticos en el Paso Superior Lo Echevers reparado sin anclaje de sus apoyos.

Tabla 4.6: Verificación del diseño por desempeño: disipador histerético, caso no anclado

Cumplimiento de los criterios de desempeño para distintos parámetros de desempeño	Probabilidad de no excedencia		
	Serviceabilidad	Seguridad de vidas	Prevención del colapso
Desplazamiento relativo máximo del elastómero	-	88 %	94 %
Desplazamiento relativo residual del elastómero	94 %	-	-

Cabe destacar que los valores de probabilidad de no excedencia, del cumplimiento de los criterios de desempeño, obtenidos en la verificación del diseño de los disipadores concuerdan y son consistentes con las curvas de fragilidad obtenidas posteriormente mediante análisis dinámico incremental.

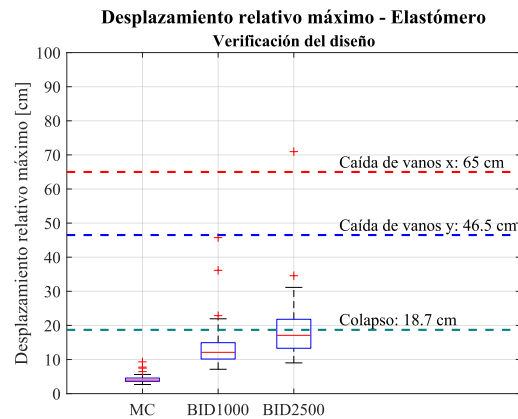


Figura 4.9: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador hysterético, caso no anclado

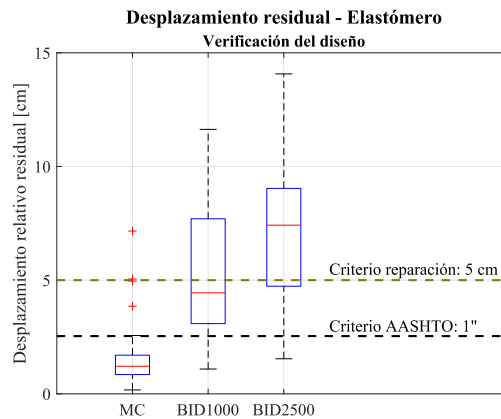


Figura 4.10: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador hysterético, caso no anclado

4.2.5. Análisis IDA y curvas de fragilidad - Disipador hysterético

Se llevo a cabo un análisis dinámico incremental para el modelo del puente Lo Echevers en su estado reparado, con disipadores hysteréticos de lugar de topes internos, y con topes externos en cepas y estribos. Para lo anterior se utilizaron los 33 registros sísmicos detallados en el capítulo anterior, escalados al pseudoespectro de aceleración al periodo fundamental del puente en un rango desde 0.1 a 2 [g] de intensidad, cada 0.1 [g].

A partir del análisis IDA, se generaron curvas de fragilidad, siguiendo los mismos procedimientos que en el capítulo anterior. Las curvas de fragilidad se presentan para el puente Lo Echevers reparado y para Lo Echevers reparado con disipadores en lugar de topes internos. Lo anterior, con el fin de evaluar si los disipadores mejorar el desempeño con respecto a los topes internos de hormigón.

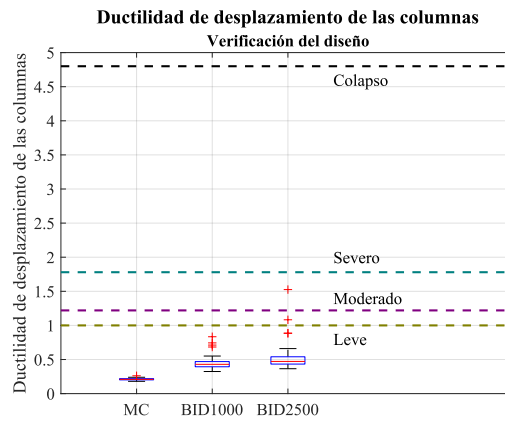


Figura 4.11: Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador histerético, caso no anclado

4.2.5.1. Caso con elastómeros anclados - Disipador histerético

En la Figura 4.12 se pueden apreciar las curvas de fragilidad para el desplazamiento máximo del elastómero, logrando observar que el puente con disipadores tiene una menor probabilidad de exceder cualquiera de los estados límite que el puente con topes internos de hormigón, siendo esta diferencia mayor para los estados límite leve, moderado y severo. Este resultado era esperable, ya que el incorporar disipadores de energía tiene como objetivo lograr reducir las demandas para todo el rango de intensidades sísmicas, a diferencia de los topes de hormigón, que logran reducir las demandas para niveles más altos de intensidad. Esto ocurre debido a que los disipadores empiezan a actuar incluso a bajas deformaciones, en cambio para los topes de hormigón se tiene que cerrar el gap inicial de 15 [cm] para que empiecen a actuar.

En específico, para el estado límite leve, se logra reducir la probabilidad de excedencia desde un 60 % a un 10 % a 0.2 [g] de intensidad. Mientras que para el estado moderado, se logra reducir desde un 70 % a un 20 % para 0.6 [g] de intensidad; y para el estado severo, desde un 80 % a un 40 % a 0.8 [g] de intensidad.

En particular para el estado límite de colapso, alcanzado a un desplazamiento relativo de los elastómeros de 18.7 [cm], la diferencia entre las curvas de fragilidad es bastante baja. Esto ocurre debido a que, para estos niveles de desplazamiento, los topes ya estarían actuando. Por otro lado, para el estado límite de caída de vanos, es esperable que tanto los topes como los disipadores ya se encuentren destruidos, por lo que las diferencias entre ambos sistemas de protección sísmica también son bastante bajas.

En la Figura 4.13 se presentan las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas, pudiendo apreciar que, para todos los estados límite, el puente con disipadores posee una menor probabilidad de excedencia que el puente con topes internos de hormigón. Esto refleja la

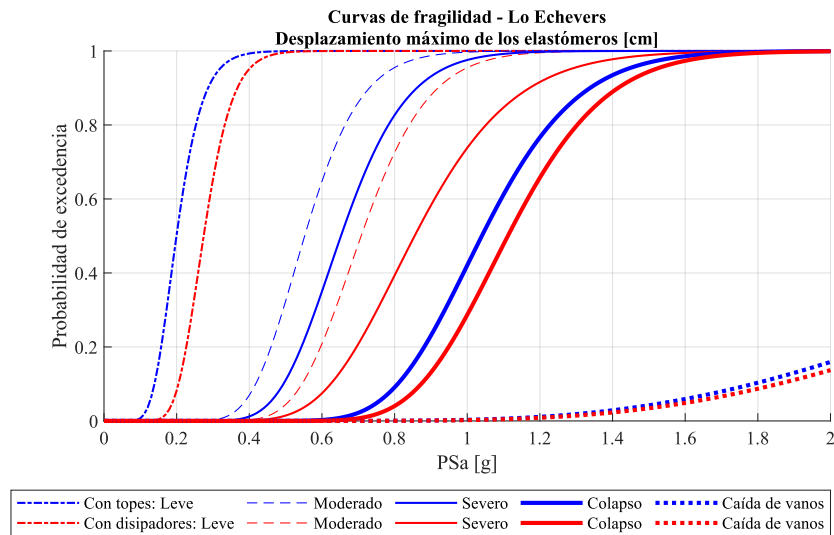


Figura 4.12: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador hysterético, caso anclado

capacidad de disipación de energía de los disipadores hysteréticos, los cuales son capaces de reducir las demandas de la superestructura sin la necesidad de aumentar las demandas traspasadas hacia la subestructura, lo cual corresponde al caso contrario de lo que ocurre con los topes de hormigón.

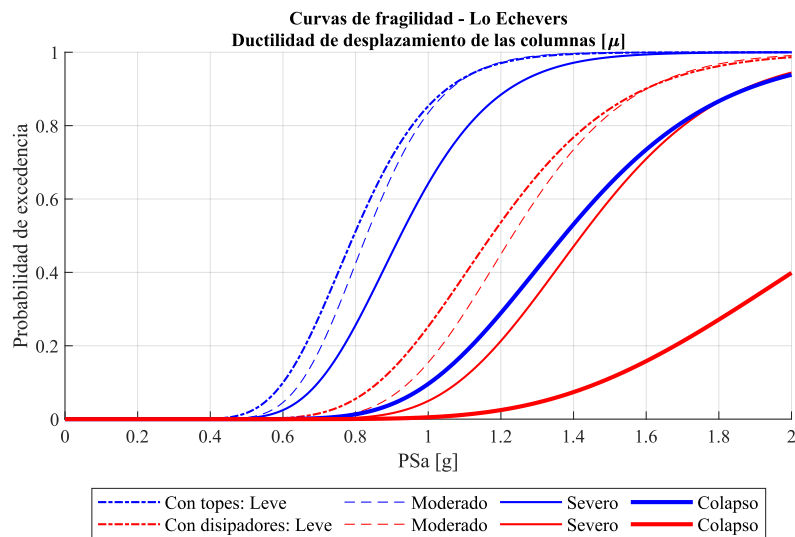


Figura 4.13: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador hysterético, caso anclado

En la Figura 4.14, se muestran las curvas de fragilidad para el desplazamiento residual de los

elastómeros. Debido a que los disipadores histeréticos no presentan recentreo, estos no logran reducir la probabilidad de que se desarrollen desplazamientos residuales en la superestructura. De hecho, como se puede apreciar en las curvas, el puente con disipadores posee una mayor probabilidad de desarrollar desplazamientos residuales mayores a 50 [mm] que el puente con topes internos de hormigón. Aún así, la diferencia entre las curvas para ambos sistemas de protección sísmica no presentan mayores diferencias.

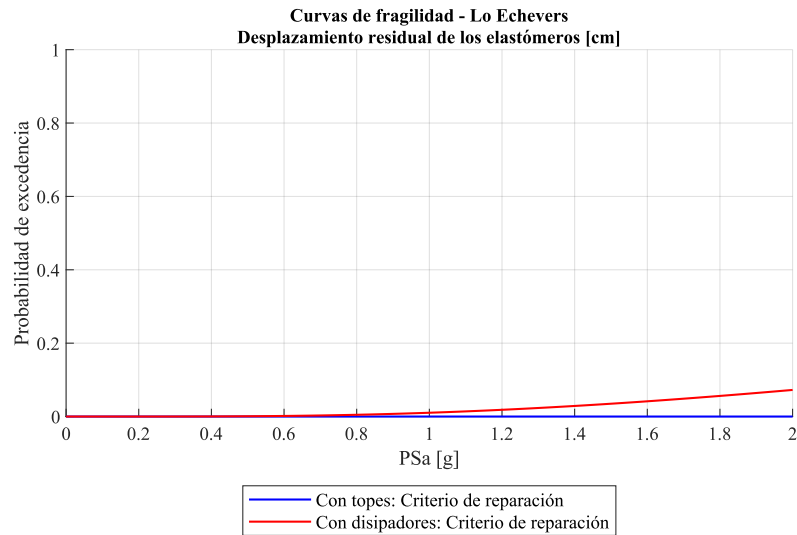


Figura 4.14: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador histerético, caso anclado

Finalmente, en la Figura 4.15, se presentan las curvas de fragilidad para el puente como un sistema. Evidenciando, al igual que en el capítulo anterior, que la fragilidad del sistema completo está mayormente influenciada por el EDP del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros.

4.2.5.2. Caso sin elastómeros anclados - Disipador histerético

Para el caso del puente sin elastómeros anclados, a primera vista, observando las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros en la Figura 4.16, no se cumpliría el objetivo de disminuir las demandas para todo el rango de intensidades sísmicas (con respecto al caso de topes internos de hormigón), debido a que para los estados límite leve y moderado, el puente con topes internos de hormigón posee levemente una menor probabilidad de excedencia de estos estados que el puente con disipadores histeréticos.

Lo mismo ocurre para el estado límite de colapso, debido a que para los desplazamientos asociados a este estado límite, los topes internos estarían actuando en su totalidad, por lo que la probabilidad de exceder este estado límite es menor para el puente con topes. Específicamente a 1 [g] de intensidad

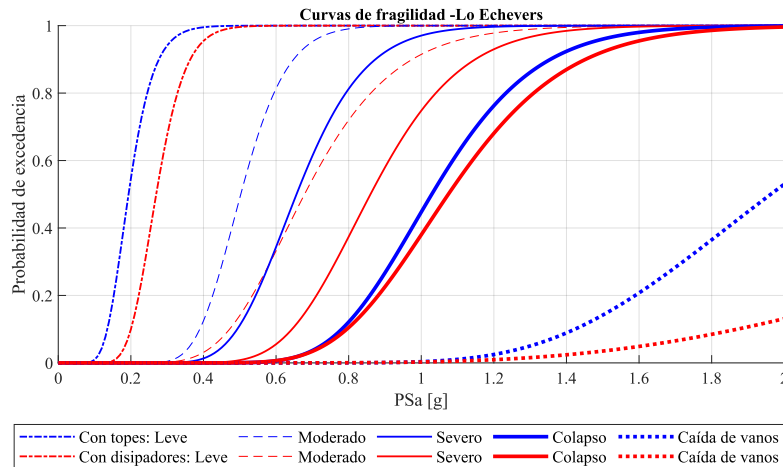


Figura 4.15: Curvas de fragilidad del sistema: disipador hysterético, caso anclado

la probabilidad de excedencia del puente con topes es de un 25 %, mientras que aquella del puente con disipadores es de un 60 %. Algo similar sucede para el estado límite de caída de vanos, donde, a 2 [g] de intensidad, la probabilidad de excedencia del puente con topes es de un 50 % contra un 90 % para el puente con disipadores.

Lo contrario ocurre para el estado límite severo, donde el puente con disipadores es menos susceptible a exceder este estado que el puente con topes. En particular, a 0.9 [g] de intensidad, la probabilidad de excedencia es de un 90 % para el puente con topes y de un 70 % para el puente con disipadores. Esto se explica debido a que, para los niveles de desplazamiento de este estado límite, el gap de 15 [cm] de los topes no estaría cerrado aún, por lo que los topes no actuarían todavía.

En general, no se ve una tendencia marcada para las diferencias entre el puente con disipadores y el puente con topes, por lo que, para analizar de mejor manera el efecto de los disipadores hysteréticos en el puente no anclado, se propondrá más adelante en esta tesis estudiar la sensibilidad de los resultados ante cambios en la rigidez inicial y fuerza de fluencia de los disipadores.

Por otro lado, para las curvas de ductilidad de desplazamiento de las columnas, Figura 4.17, los disipadores logran reducir las demandas traspasadas hacia las columnas, al igual que para el caso de elastómeros anclados, para todos los estados límite y para todo el rango de intensidades sísmicas.

En el caso de las curvas de fragilidad para los desplazamientos residuales de los elastómeros, Figura 4.18, el puente con disipadores presenta una mayor probabilidad de excedencia que el puente con topes internos, en el rango de intensidades desde 0 hasta 0.6 [g], punto desde el cual se invierte esta relación. Esto sucede debido a que la curvas de fragilidad del puente con topes posee una pendiente más pronunciada que la curva del puente con disipadores hysteréticos. Lo anterior implica que en el rango de intensidades bajas, el uso de disipadores aumenta la probabilidad de incurrir en desplazamientos residuales, mientras que en el rango de intensidades más altas, el contar con disipadores hysteréticos

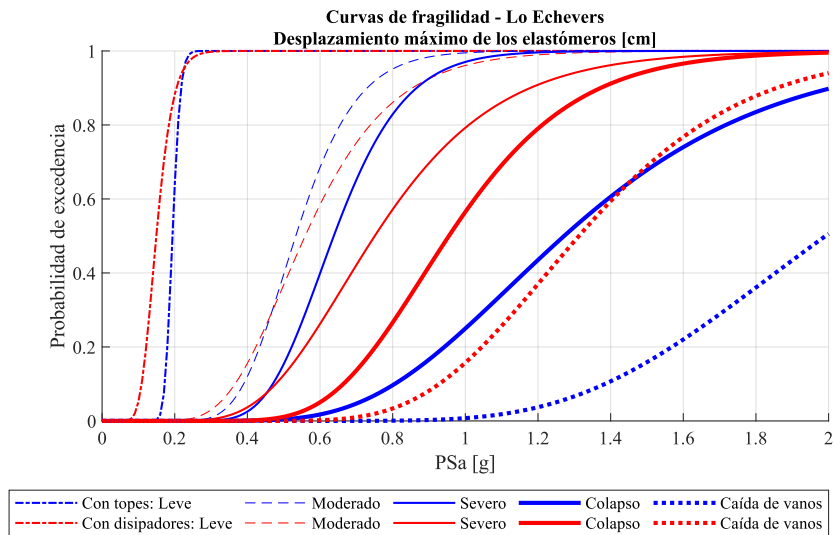


Figura 4.16: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador histerético, caso no anclado

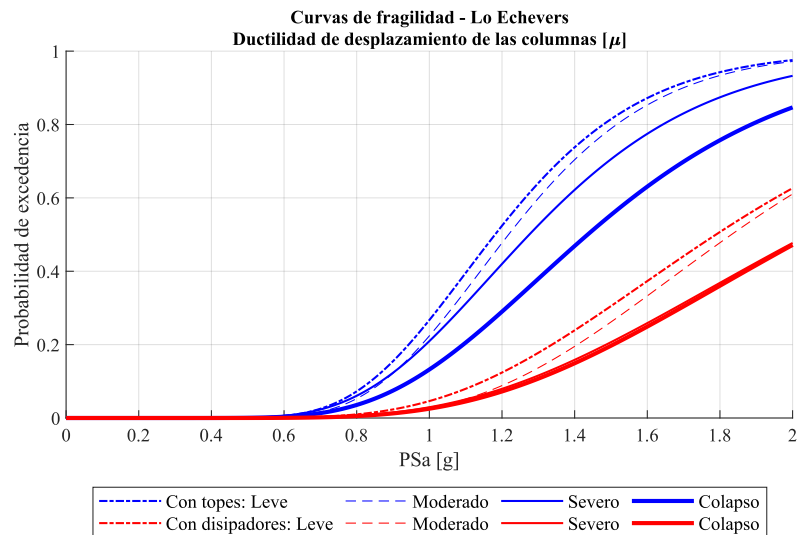


Figura 4.17: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador histerético, caso no anclado

podría ayudar en el recentreo del puente sin anclaje de sus apoyos.

Nuevamente, al ver las curvas de fragilidad para el sistema completo, las que se pueden observar en la Figura 4.19, se aprecia que el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros controla la fragilidad del puente en su conjunto, dada la similitud de las gráficas.

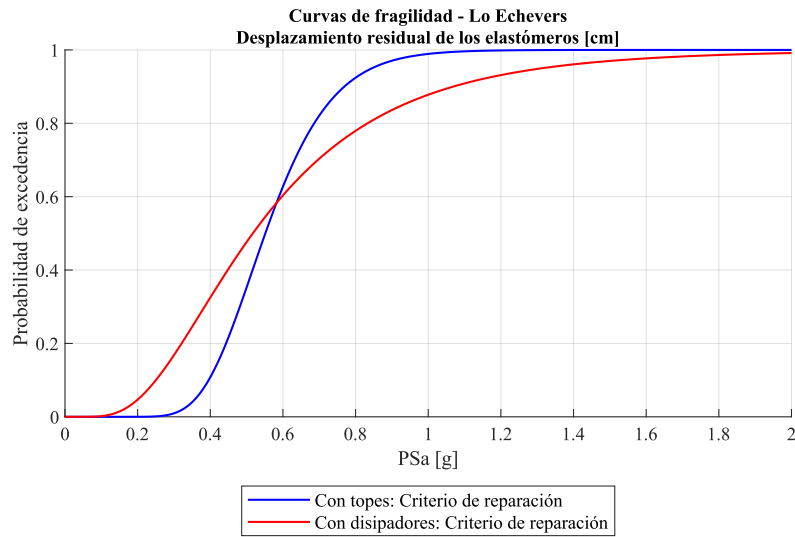


Figura 4.18: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador hysterético, caso no anclado

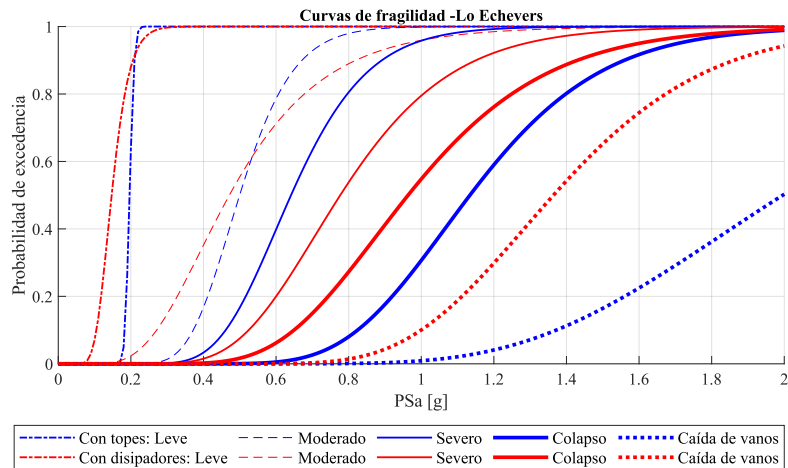


Figura 4.19: Curvas de fragilidad del sistema: disipador hysterético, caso no anclado

4.2.6. Disipador hysterético - Análisis de sensibilidad

Se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados ante variaciones en el ángulo de esviaje y en el ángulo en el que actúan los disipadores, para la condición anclada de los elastómeros del paso superior Lo Echevers en su estado reparado. Además se consideran variaciones en el valor de la rigidez inicial y la fuerza de fluencia para el caso de elastómeros no anclados.

4.2.6.1. Disipador hysterético - Puente con anclaje - Influencia de los topes externos

Se analiza la influencia que tiene la presencia o ausencia de topes externos en las cepas y estribos, para el puente con anclaje de sus apoyos. Esto se realiza con el fin de determinar si los topes externos siguen siendo necesarios o no al considerar dispositivos de disipación de energía en lugar de topes internos.

Se puede observar desde las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros, Figura 4.20, que el puente sin topes externos es levemente más vulnerable que aquel que sí los posee. Sin embargo, estas diferencias son casi imperceptibles para este parámetro de demanda. Algo similar ocurre al analizar las curvas de fragilidad del parámetro de demanda de ductilidad de desplazamiento de las columnas, Figura 4.21, ya que las diferencias entre ambas curvas, para todos los estados límite, son insignificantes. Por otro lado, las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, Figura 4.22, indican que el puente con topes externos es más propenso a sufrir desplazamientos residuales mayores a 50 [mm] que el puente sin topes externos, sin embargo, las diferencias entre ambas curvas de igual manera son bastante leves. Por lo anterior, se concluye del análisis que los topes externos no tienen ningún aporte adicional cuando se incluyen disipadores.

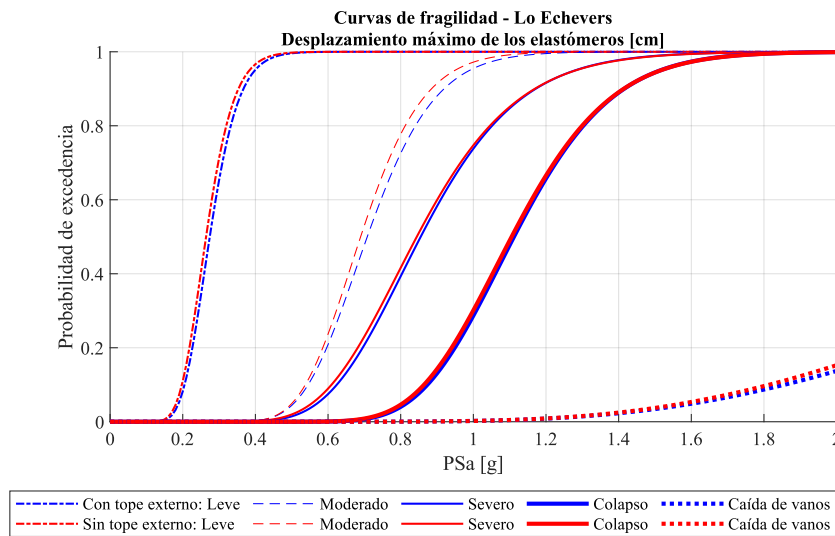


Figura 4.20: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Influencia de los topes externos

4.2.6.2. Disipador hysterético - Puente con anclaje - Esviaje

Con el fin de determinar la influencia del ángulo de esviaje en el desempeño sísmico de puentes chilenos con disipadores hysteréticos, se realiza una variación de este ángulo para los valores de: 0, 15,

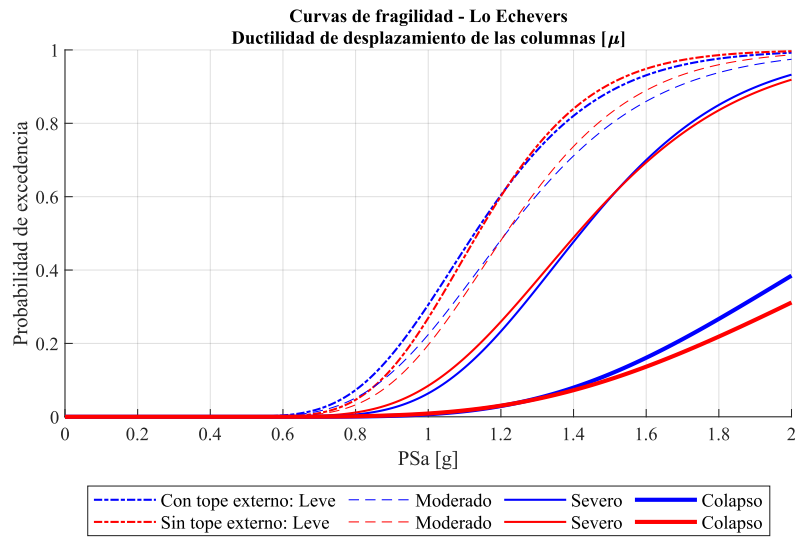


Figura 4.21: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Influencia de los topes externos

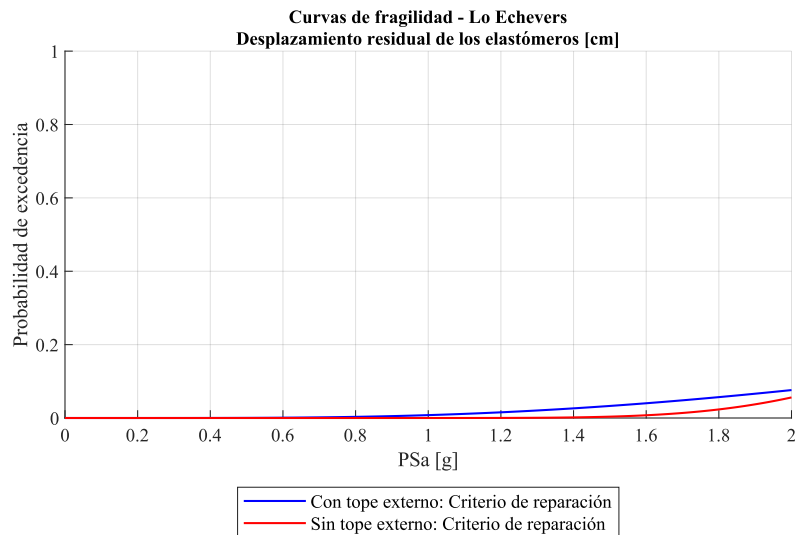


Figura 4.22: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Influencia de los topes externos

30 y 45 grados.

Se observa de las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros, Figura 4.23, y para la ductilidad de desplazamiento de las columnas, Figura 4.24, que no existe una gran diferencia en el desempeño sísmico de puentes con distinto esviaje, ni tampoco una tendencia

que indique qué esviaje es el más o menos vulnerable para todos los estados límite.

Por otro lado, al considerar las curvas de los desplazamientos relativos residuales de los elastómeros, Figura 4.25, el puente de 15 grados es el más probable de experimentar desplazamientos residuales mayores a 50 [mm], seguido del puente de 45, 30 y 0 grados, sin embargo, las diferencias entre las curvas son bastante leves.

Por lo anterior, se concluye que la inclusión de los disipadores independiza la respuesta del esviaje. En otras palabras, la respuesta tiende a ser más uniforme, lo cual implicaría que incluir disipadores sería una buena medida para prevenir el mecanismo de colapso de puentes esviados.

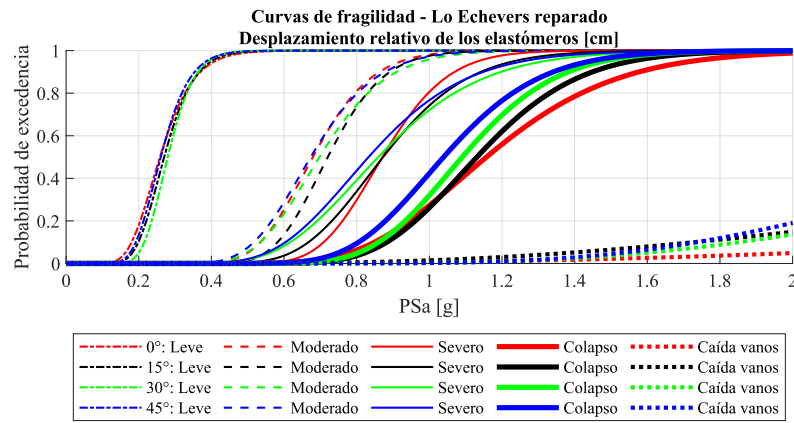


Figura 4.23: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Influencia del esviaje

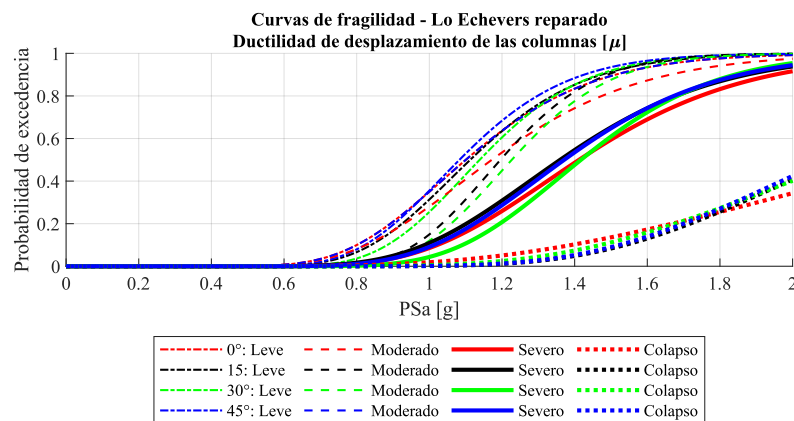


Figura 4.24: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Influencia del esviaje

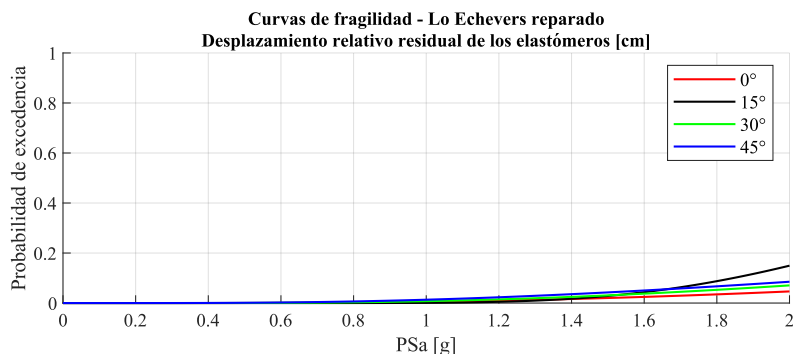


Figura 4.25: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Influencia del esviaje

4.2.6.3. Disipador hysterético - Puente con anclaje - Ángulo de los disipadores

El ángulo al cual estarán actuando los disipadores resulta crucial para un futuro diseño y/o implementación de estos en puentes reales. Para los análisis anteriores, los disipadores actuaban en dirección transversal del puente, sin embargo, resulta importante realizar una variación en este ángulo con el fin de cuantificar la influencia de éste en el desempeño sísmico de puentes chilenos con disipadores hysteréticos. Para lo anterior, se varió la direccionalidad del disipador en 0, 15, 30 y 45 grados.

Las curvas de fragilidad para el desplazamiento máximo del elastómero se muestran en la Figura 4.26, las cuales indican que no existe una relación apreciable entre el desempeño sísmico del puente y la direccionalidad del disipador para el estado límite leve, lo que puede deberse a que ante niveles bajos de desplazamiento, elementos como los elastómeros y barras sísmicas podrían ser capaces de restringir de buena manera los desplazamientos. Sin embargo, para los estados límite de moderado al de caída de vanos, el puente con menor probabilidad de excedencia, o menos vulnerable, es aquel que posee el disipador a 45 grados, ya que de esta forma logra restringir tanto desplazamientos transversales como longitudinales de igual medida. A pesar de lo anterior, no existen diferencias considerables entre las curvas de fragilidad para los distintos ángulos del disipador.

Por otro lado, para las curvas de fragilidad de ductilidad de desplazamiento de las columnas, expuestas en la Figura 4.27, no se aprecian mayores diferencias entre las curvas para distintos ángulos, ni tampoco existe una tendencia que indique qué ángulo produce una menor vulnerabilidad de las columnas.

Considerando las curvas para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros (Figura 4.28) tampoco se aprecian diferencias considerables entre las curvas para distintas direccionalidades, debido a que el principal recentreo del puente lo logra el anclaje de los elastómeros.

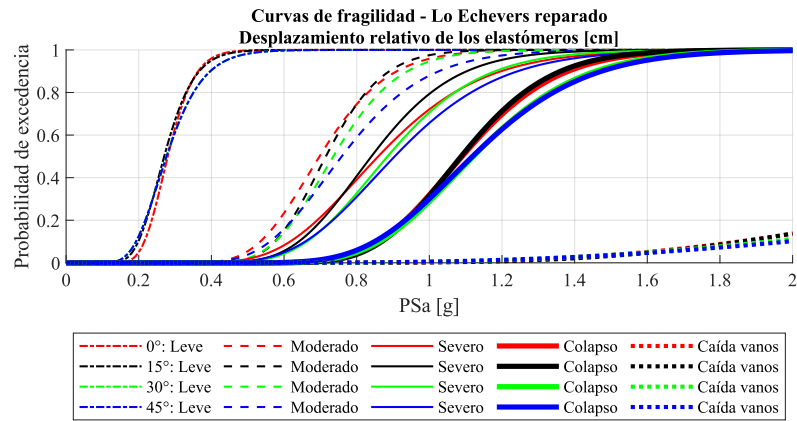


Figura 4.26: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Direccionalidad del disipador

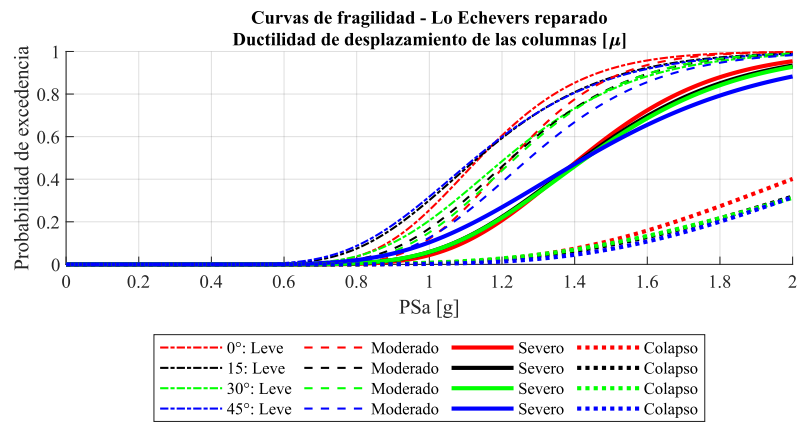


Figura 4.27: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Direccionalidad del disipador

4.2.6.4. Disipador hysterético - Puente sin anclaje - Variación de la rigidez inicial y la fluencia

Se realiza una variación de 1.5 y 2 veces la rigidez inicial y la fuerza de fluencia de los disipadores hysteréticos, para analizar el efecto del cambio de estos parámetros en el desempeño sísmico del puente sin anclaje de sus apoyos. Esto se realiza debido a que el uso de disipadores hysteréticos en el puente sin anclaje no mejoró el comportamiento sísmico con respecto al uso de topes internos de hormigón, por lo cual se evaluará si esta mejora resulta al considerar una mayor rigidez inicial y fuerza de fluencia de los disipadores.

La curva de comportamiento de los disipadores para estos dos casos se especifica en las Figuras

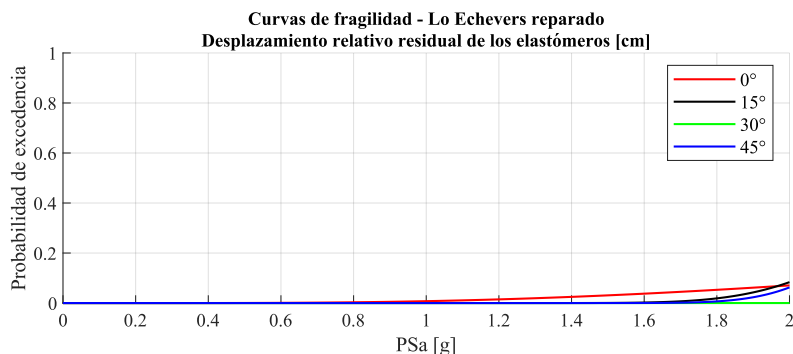


Figura 4.28: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Direccionalidad del disipador

4.29a y 4.29b, respectivamente.

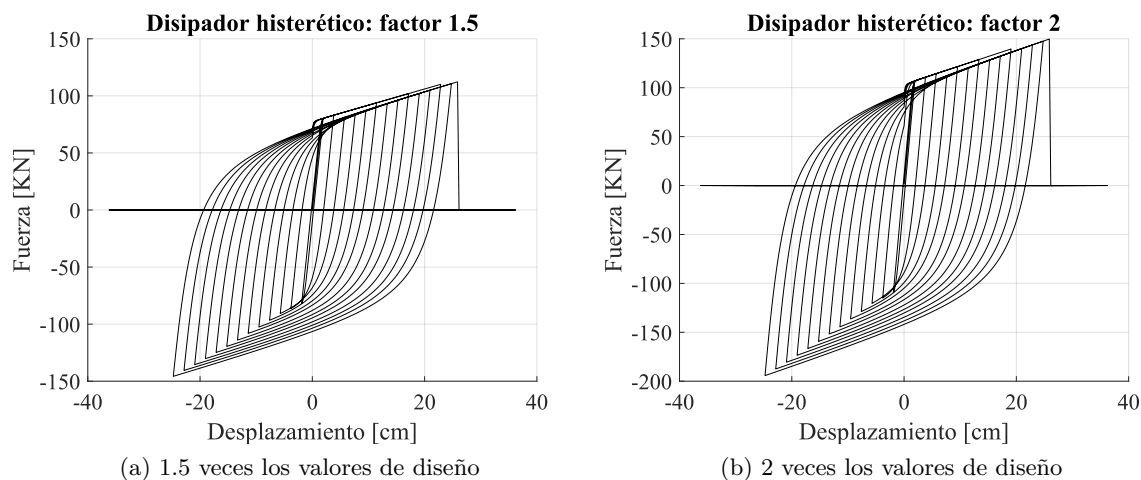


Figura 4.29: Variación del valor de la rigidez inicial y fuerza de fluencia de los disipadores hysteréticos

Desde las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros, Figura 4.30, se puede observar que el aumentar la rigidez y fuerza de fluencia del disipador 1.5 y 2 veces tiene un leve efecto en disminuir la probabilidad de excedencia para este parámetro de demanda con respecto al disipador diseñado, para los estados límite severo, de colapso y de caída de vanos.

Por otro lado, al aumentar estos parámetros en 1.5 se logra disminuir levemente la probabilidad de exceder los estados límite leve y moderado con respecto al diseño original. Sin embargo, el aumentar la fuerza de fluencia y rigidez en 2 aumenta la probabilidad de exceder estos estados límite con respecto al diseño original del disipador.

De todas maneras, el contar con topes internos de hormigón sigue siendo más beneficioso para prevenir el colapso y la caída de los vanos, que el contar con disipadores hysteréticos, para el caso del puente sin anclaje de sus apoyos.

Si se toman en cuenta las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas,

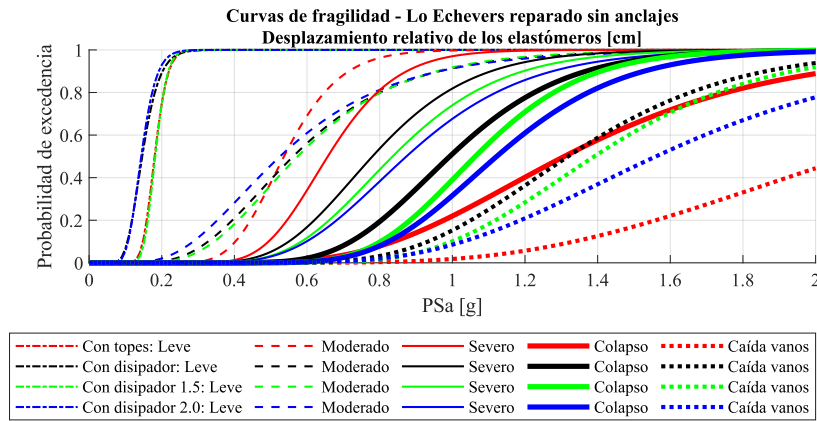


Figura 4.30: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Variación de los parámetros del disipador histerético

Figura 4.31, se observa que el aumentar la rigidez y fuerza de fluencia del disipador 1.5 y 2 veces varía levemente las probabilidades de excedencia para todos los estados límite con respecto al diseño original del disipador. Sin embargo, incluso aumentando estos parámetros en los disipadores, el puente con topes internos de hormigón sigue generando una mayor vulnerabilidad en las columnas.

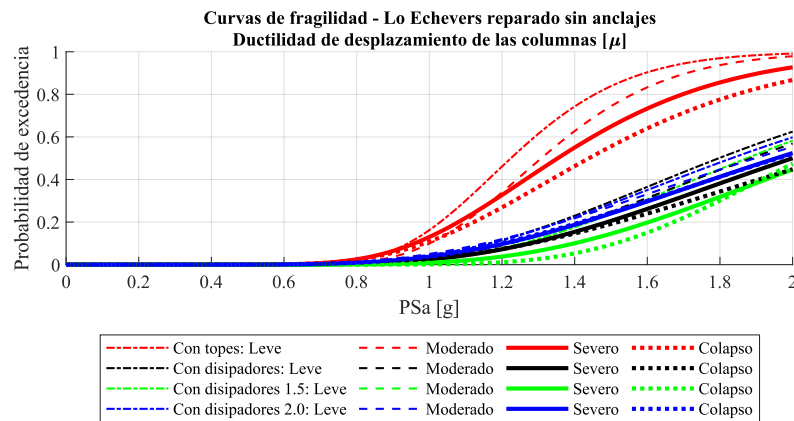


Figura 4.31: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Variación de los parámetros del disipador histerético

Para el caso de las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, Figura 4.32, tampoco se observa una variación significativa al aumentar la rigidez y fuerza de fluencia de los disipadores.

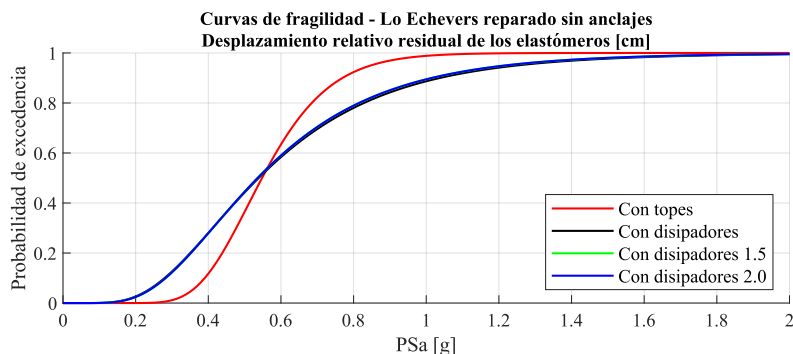


Figura 4.32: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Variación de los parámetros del disipador histerético

4.3. Disipador con recentreo

4.3.1. Consideraciones preliminares

Para esta parte de la investigación se propondrá la incorporación de disipadores con recentreo, del tipo *Shape Memory Alloys* en el Paso Superior Lo Echevers en su estado reparado. Estos disipadores se dispondrán, al igual que los disipadores histeréticos de la sección anterior, en reemplazo de los topes sísmicos internos de hormigón del puente. También se considerarán topes sísmicos externos de hormigón.

Esta sección se presenta como análoga a la anterior, sin embargo para disipadores con recentreo.

Cabe destacar que el disipador con recentreo se considera, al igual que el disipador histerético, como un sistema de disipación teórico, en el cuál se interesa conocer el comportamiento sísmico, en general, del puente con estos sistemas, sin tener relevancia la forma ni las dimensiones de este dispositivo.

4.3.2. Diseño del disipador - Disipador con recentreo

De acuerdo con Andrawes y Desroches [33], el diseño del disipador con recentreo se considera análogo al diseño del disipador histerético. Ésto, con el fin de hacerlos equivalentes para poder comparar su desempeño. Es por lo anterior que la rigidez inicial se supone idéntica para ambos dispositivos, así como la fuerza máxima que alcanzan antes de incurrir en el rango no lineal.

Por otro lado, la parte no lineal del comportamiento se definirá de acuerdo a lo especificado en Billah [72] (Figura 4.33), para disipadores de materialidad CuAlMn (Shrestha et al. [73]), cuyos parámetros que definen la curva no lineal se ajustan para igualar la máxima fuerza del rango elástico y la rigidez inicial de los disipadores histeréticos.

Table 6.1. Properties of different types of SMA

	Alloy	ϵ_s (%)	E (GPa)	f_y (MPa)	f_{p1} (MPa)	f_{T1} (MPa)	f_{T2} (MPa)	f_y/E	Ref
SMA-1	NiTi ₄₅	6	62.5	401.0	510	370	130	0.0065	Alam et al. 2008a
SMA-2	NiTi ₄₅	8	68	435.0	535.0	335	170	0.0063	Ghassemieh et al. 2012
SMA-3	FeNCATB	13.5	46.9	750	1200	300	200	0.0159	Tanaka et al. 2010
SMA-4	CuAlMn	9	28	210.0	275.0	200	150	0.0075	Shrestha et al. 2013
SMA-5	FeMnAlNi	6.13	98.4	320.00	442.5	210.8	122	0.0033	Omori et al. 2011

f_y (austenite to martensite starting stress); f_{p1} (austenite to martensite finishing stress); f_{T1} (martensite to austenite starting stress); f_{T2} (martensite to austenite finishing stress) . ϵ_s (superelastic plateau strain length); and E (modulus of elasticity).

Figura 4.33: Propiedades de diferentes tipos de dispositivos con memoria de forma SMA, Billah 2015 [72]

4.3.3. Modelación en OpenSees del disipador - Disipador con recentreo

Los disipadores con recentreo fueron modelados mediante elementos de largo zero o *Zero Length Elements*, dispuestos de la misma manera que los topes sísmicos internos. A estos elementos se les asigna el material *Self Centering* de la librería de OpenSees. En este caso, los parámetros que lo definen se resumen en la Tabla 4.7. Así, la curva de comportamiento del disipador con recentreo considerado se puede observar en la Figura 4.34.

Tabla 4.7: Parámetros utilizados para definir el material *SelfCentering*

k1 [kip/in]	k2 [kip/in]	sigAct [kip]	beta
18.5	0.476	12.5	0.357

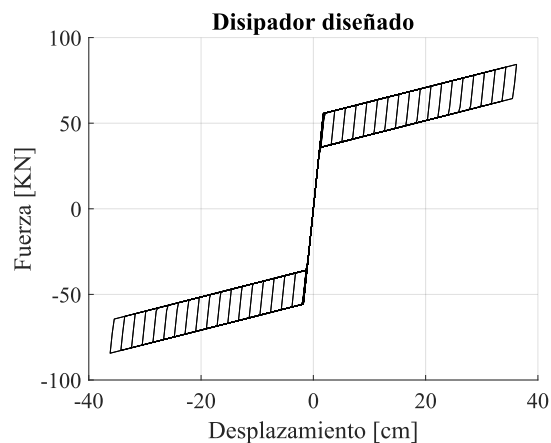


Figura 4.34: Curva de comportamiento del disipador con recentreo

Cabe destacar que el valor del periodo fundamental del puente, con anclaje de sus elastómeros y con disipadores corresponde a 0.73 [s], mientras que para el puente, sin anclaje de sus elastómeros y con disipadores corresponde a 0.79 [s].

4.3.4. Disipador con recentreo - Verificación del diseño

Esta sección es análoga en procedimiento y resultados a la especificada para disipadores hysteréticos.

4.3.4.1. Caso Anclado - Disipador con recentreo

Para el caso del puente con anclaje de sus apoyos y con disipadores con recentreo, los resultados de la verificación se ven resumidos en las Figuras 4.38, 4.39 y 4.40, y en la Tabla 4.8. Esto se realiza de manera similar a la anteriormente realizada para disipadores hysteréticos.

En las Figuras 4.35, 4.36 y 4.37 se muestran las curvas fuerza-deformación de los disipadores para el registro de Concepción escalado a los tres niveles de amenaza respectivos.

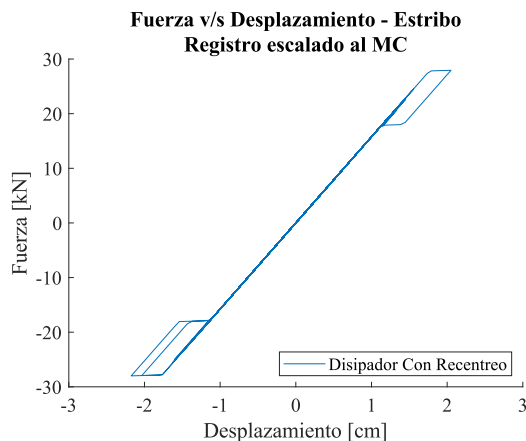


Figura 4.35: Curva de comportamiento de los disipadores con recentreo para el registro de Concepción escalado al espectro de diseño del Manual de Carreteras

Para el desplazamiento relativo máximo del elastómero, se observa un cumplimiento de los criterios de desempeño con un 97 % de probabilidad de no excedencia para el nivel de desempeño de seguridad de vidas, y con un 100 % para el nivel de desempeño de prevención del colapso. Mientras que para el desplazamiento relativo residual del elastómero, se cumplen los criterios de desempeño con una probabilidad de no excedencia del 100 % para el nivel de desempeño de serviceabilidad. Por otro lado, no se aprecian demandas importantes en las columnas.

Por lo anterior, se cumple con la verificación del diseño por desempeño propuesto.

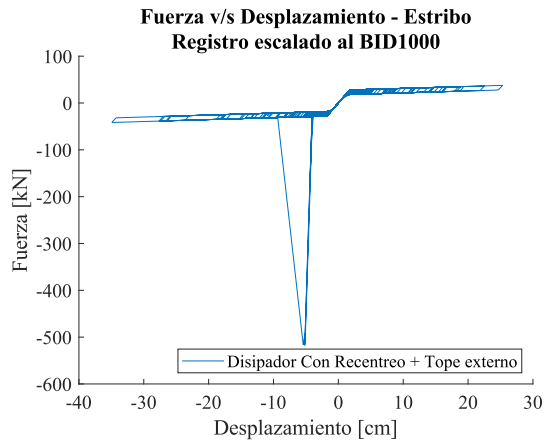


Figura 4.36: Curva de comportamiento de los disipadores con recentreo para el registro de Concepción escalado al de amenaza de 1000 años del BID

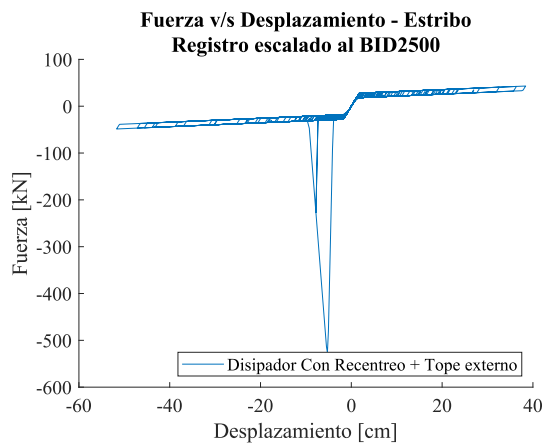


Figura 4.37: Curva de comportamiento de los disipadores con recentreo para el registro de Concepción escalado al de amenaza de 2500 años del BID

Tabla 4.8: Verificación del diseño por desempeño: disipador con recentreo, caso anclado

Cumplimiento de los criterios de desempeño para distintos parámetros de desempeño	Probabilidad de no excedencia		
	Serviceabilidad	Seguridad de vidas	Prevención del colapso
Desplazamiento relativo máximo del elastómero	-	97 %	100 %
Desplazamiento relativo residual del elastómero	100 %	-	-

Cabe destacar que los valores de probabilidad de no excedencia, del cumplimiento de los criterios de desempeño, obtenidos en la verificación del diseño de los disipadores concuerdan y son consistentes con las curvas de fragilidad obtenidas posteriormente mediante análisis dinámico incremental.

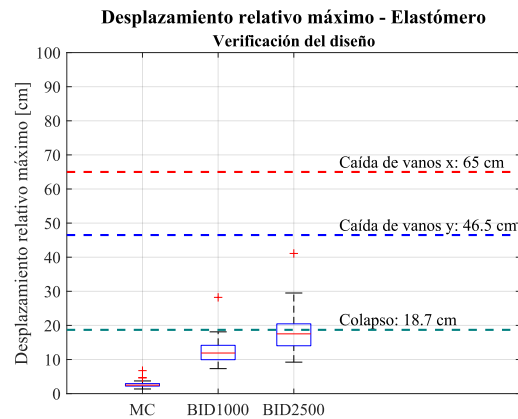


Figura 4.38: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador con recentreo, caso anclado

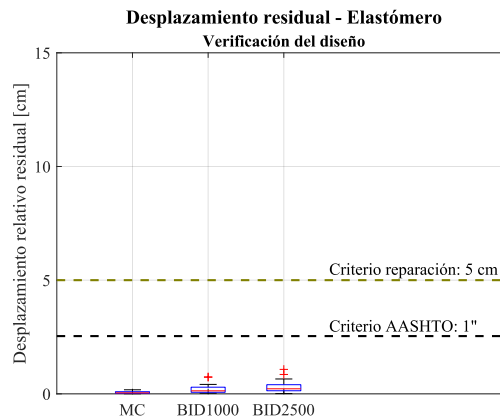


Figura 4.39: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador con recentreo, caso anclado

4.3.4.2. Caso No Anclado - Disipador con recentreo

Para el caso del puente sin anclaje de sus apoyos y con disipadores con recentreo, los resultados de la verificación se ven resumidos en las Figuras 4.41, 4.42 y 4.43, y en la Tabla 4.9. Esto se realizó de manera análoga a anteriormente para puentes con anclaje de sus elastómeros y disipadores con recentreo.

Para el desplazamiento relativo máximo del elastómero, se observa un cumplimiento de los criterios de desempeño con un 88 % de probabilidad de no excedencia para el nivel de desempeño de seguridad de vidas, y con un 97 % para el nivel de desempeño de prevención del colapso. Mientras que para el desplazamiento relativo residual del elastómero, se cumplen los criterios de desempeño con una probabilidad de no excedencia del 97 % para el nivel de desempeño de serviceabilidad. De igual manera

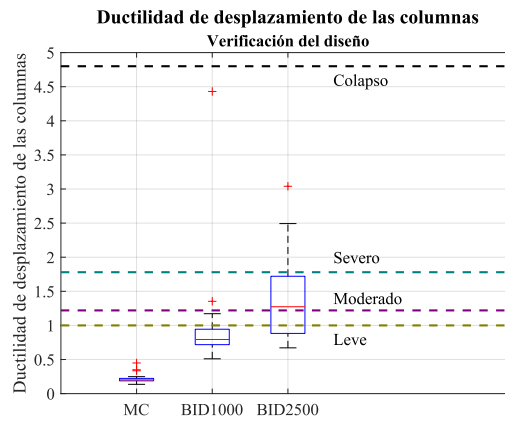


Figura 4.40: Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador con recentreo, caso anclado

que anteriormente, para puentes con anclaje de sus apoyos y disipadores con recentreo, no se ven demandas importantes en la subestructura.

Dado lo anterior, se cumple con el desempeño del diseño del disipador propuesto.

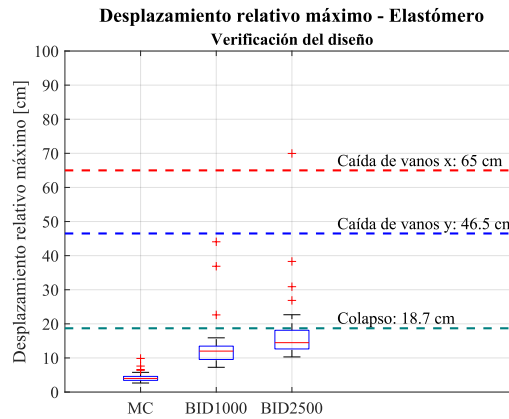


Figura 4.41: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo máximo del elastómero: disipador con recentreo, caso no anclado

Tabla 4.9: Verificación del diseño por desempeño: disipador con recentreo, caso no anclado

Cumplimiento de los criterios de desempeño para distintos parámetros de desempeño	Probabilidad de no excedencia		
	Serviceabilidad	Seguridad de vidas	Prevención del colapso
Desplazamiento relativo máximo del elastómero	-	88 %	97 %
Desplazamiento relativo residual del elastómero	97 %	-	-

Cabe destacar que los valores de probabilidad de no excedencia, del cumplimiento de los criterios de desempeño, obtenidos en la verificación del diseño de los disipadores concuerdan y son consistentes

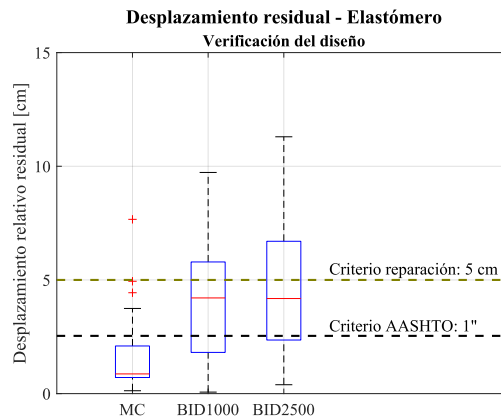


Figura 4.42: Verificación del diseño con respecto al desplazamiento relativo residual del elastómero: disipador con recentreo, caso no anclado

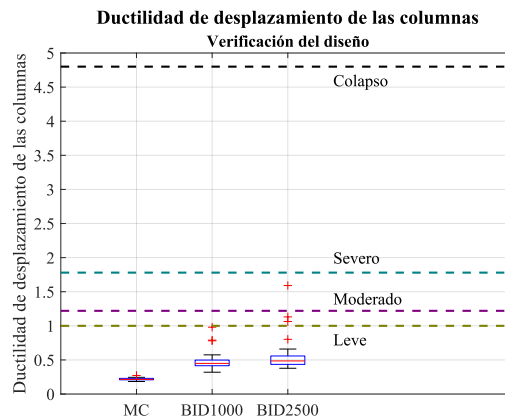


Figura 4.43: Verificación del diseño con respecto a la ductilidad alcanzada por las columnas: disipador con recentreo, caso no anclado

con las curvas de fragilidad obtenidas posteriormente mediante análisis dinámico incremental.

4.3.5. Análisis IDA y curvas de fragilidad - Disipador con recentreo

Se realizó un análisis dinámico incremental para el modelo del puente Lo Echevers en su estado reparado y con disipadores con recentreo como topes internos, con topes externos en cepas y estribos. Para lo anterior se utilizaron los 33 registros sísmicos detallados en el capítulo anterior, escalados al pseudoespectro de aceleración al periodo fundamental del puente en un rango desde 0.1 a 2 [g] de intensidad, cada 0.1 [g].

A partir del análisis IDA, se generaron curvas de fragilidad, siguiendo los mismos procedimientos que en el capítulo anterior. Las curvas de fragilidad se presentan para el puente Lo Echevers reparado

y para Lo Echevers reparado con disipadores en lugar de topes internos. Lo anterior, con el fin de evaluar si los disipadores mejoran el desempeño con respecto a los topes internos de hormigón.

4.3.5.1. Caso con elastómeros anclados - Disipador con recentreo

Para el puente con elastómeros anclados, al igual que en la sección anterior, se presentan las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros (Figura 4.44), para la ductilidad de desplazamiento de las columnas (Figura 4.45), para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros (Figura 4.46) y para el puente como sistema completo (Figura 4.47).

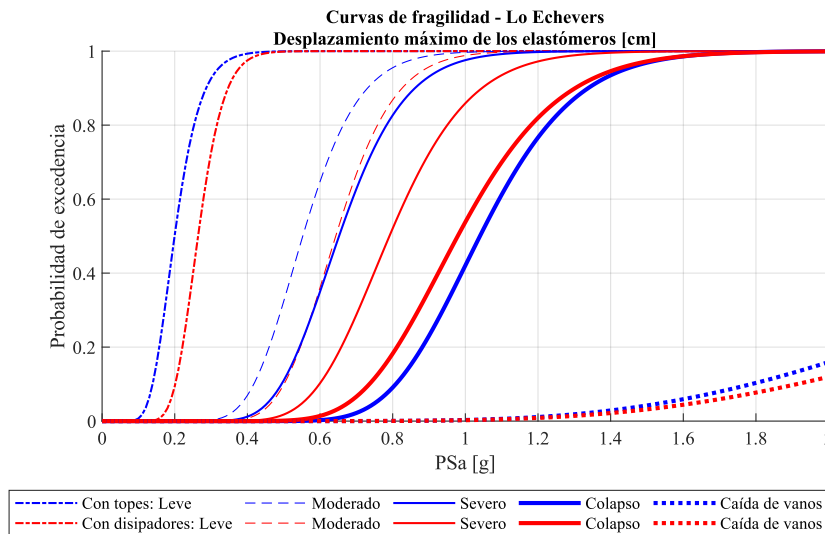


Figura 4.44: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador con recentreo, caso anclado

Para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros se observa que el puente con disipadores con recentreo posee una menor probabilidad de excedencia que el puente con topes internos de hormigón, para todos los estados límite con excepción del estado límite de colapso. En especial, las diferencias entre ambos sistemas de protección sísmica son mayores para los estados límite leve, moderado y severo, cumpliendo así con el objetivo para el cual se diseña los disipadores: lograr reducir las demandas para todo el rango de intensidades sísmicas.

En particular, el puente con disipadores reduce la probabilidad de excedencia del estado límite leve desde un 60% a un 10% a 0.2[g] con respecto al puente con topes sísmicos, desde un 80% a un 40% a 0.6 [g] para el estado límite moderado, y desde un 80% a un 50% a 0.8 [g] para el estado límite severo. Por otro lado, para el estado límite de colapso, el puente con topes presenta menores probabilidades de excedencia, debido a que para estos niveles de desplazamientos los topes sísmicos internos debiesen estar actuando en su totalidad. Finalmente, para el estado límite de caída de vanos

se espera que ambos sistemas de protección se encuentren destruidos, por lo que no se aprecia mayores diferencias entre ambos.

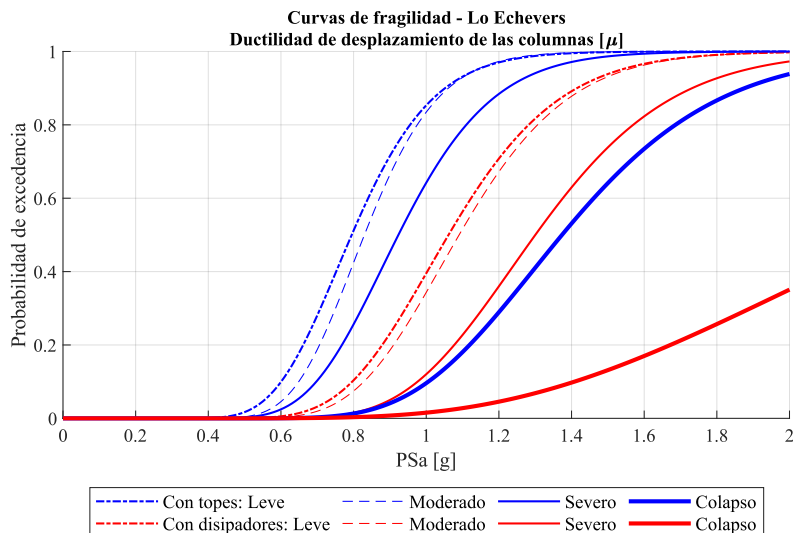


Figura 4.45: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: disipador con recentreo, caso anclado

Por otro lado, para la ductilidad de desplazamiento de las columnas, se aprecia, al igual que para el caso con disipadores histeréticos, que para todos los estados límite el puente con disipadores posee una menor probabilidad de excedencia que el puente con topes internos de hormigón. Esto refleja la disipación de energía que logran los disipadores, logrando reducir efectivamente las demandas en la superestructura. En específico, para el estado límite de colapso, se logra descender la probabilidad de excedencia de un 90 % a un 35 % a 2 [g] de intensidad, lo que significa que el puente reparado con disipadores posee una probabilidad mucho menor de lograr un colapso en sus columnas a intensidades muy altas, lo cual resulta beneficioso para el puente a considerar.

Por otra parte, para el desplazamiento residual de los elastómeros, el puente con disipadores con recentreo logra probabilidades de excedencia levemente mayores que el puente con topes de hormigón. De todas maneras, la diferencia entre ambas curvas de fragilidad no es tan considerable, lo que puede deberse a que la curva de comportamiento de los disipadores presenta una zona histerética bastante acotada, por lo que se propondrá más adelante en esta tesis el estudio de disipadores con recentreo con mayor histéresis.

Finalmente, para el puente como sistema completo, al igual que en el caso del puente con disipadores histeréticos, las curvas del sistema están gobernadas por las curvas de fragilidad para el EDP del máximo desplazamiento relativo de los elastómeros.

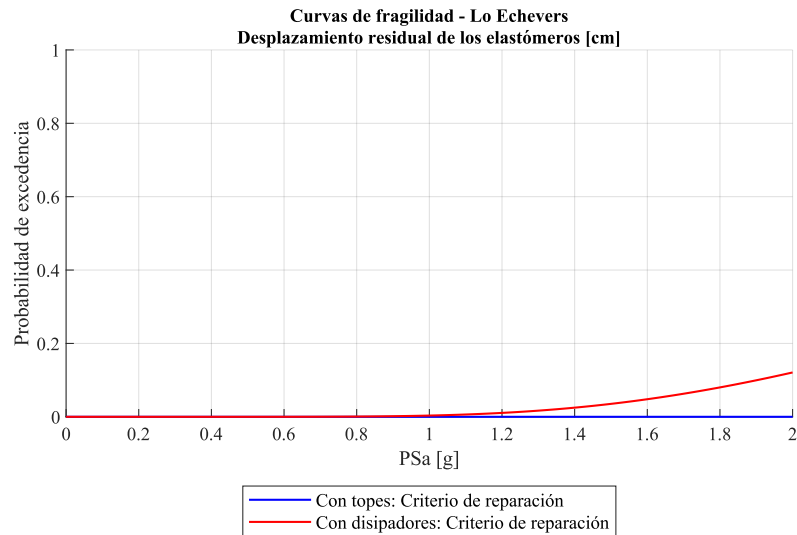


Figura 4.46: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: disipador con recentreo, caso anclado

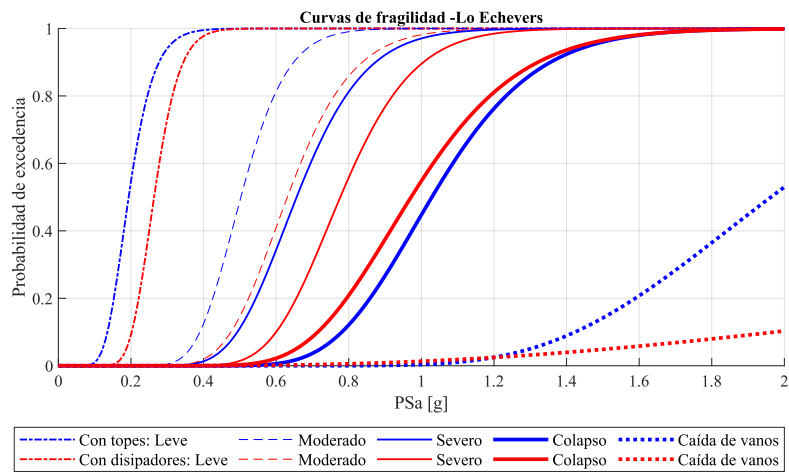


Figura 4.47: Curvas de fragilidad del sistema: disipador con recentreo, caso anclado

4.3.5.2. Caso sin elastómeros anclados - Disipador con recentreo

Para el caso sin elastómeros anclados, ocurre algo similar a aquello para el puente no anclado con disipadores histeréticos, no existe una tendencia marcada de que el puente con disipadores tenga una mayor o menor probabilidad de excedencia para todos los estados límite, que el puente reforzado con topes internos de hormigón (Figura 4.48). Dado lo anterior, y debido a que este tipo de disipadores no logra reducir las demandas a niveles bajos de intensidad (con respecto al caso con topes internos

de hormigón), no se estaría cumpliendo con un adecuado desempeño sísmico.

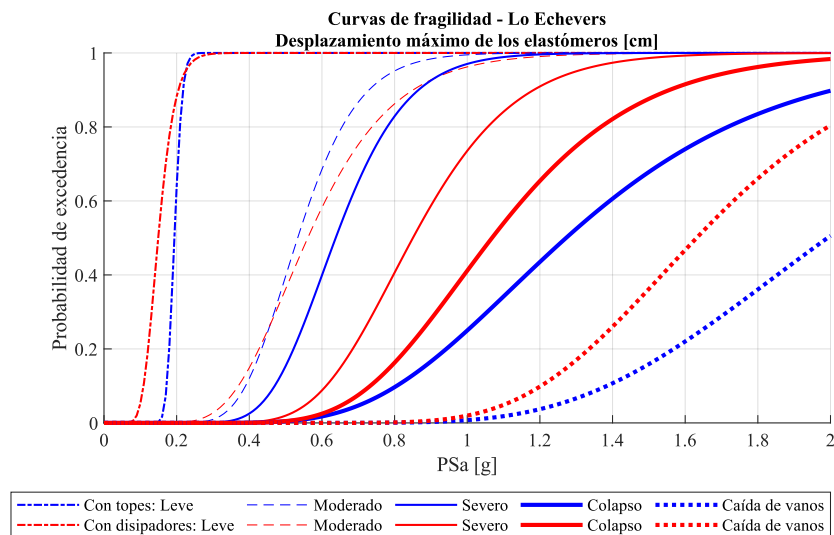


Figura 4.48: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros: disipador con recentreo, caso no anclado

Por otro lado, para el caso de la ductilidad de desplazamiento de las columnas (Figura 4.49), se observa que el puente con disipadores con recentreo tiene una menor probabilidad de exceder cualquiera de los estados límite que el puente con topes de hormigón internos. Demostrando así el menor traspaso de demandas hacia la subestructura de los disipadores en comparación a los topes.

Para el caso del desplazamiento residual de los elastómeros (Figura 4.50), el puente con disipadores tiene una mayor probabilidad de excedencia que el puente con topes internos de hormigón en el rango de intensidades desde 0 a 0.55 [g], punto desde el cual se invierte esta relación. Que el puente con disipadores con recentreo no tenga una menor probabilidad de excedencia en todo el rango de intensidades puede deberse al bajo recentreo que posee el puente sin anclaje, y a la baja disipación de energía de este tipo de disipadores, debido a que la zona histerética de su curva de comportamiento es bastante acotada.

Nuevamente, para las curvas de fragilidad del sistema, éstas se encuentran gobernadas por el EDP del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros.

4.3.6. Disipador con recentreo - Análisis de sensibilidad

Se lleva a cabo un análisis de sensibilidad de los resultados, del análisis sísmico del puente con disipadores con recentreo, ante variaciones en el ángulo de esviaje y en el ángulo en el que actúan los disipadores para el caso del puente con elastómeros anclados, y ante variaciones en la materialidad para el caso del puente con elastómeros no anclados.

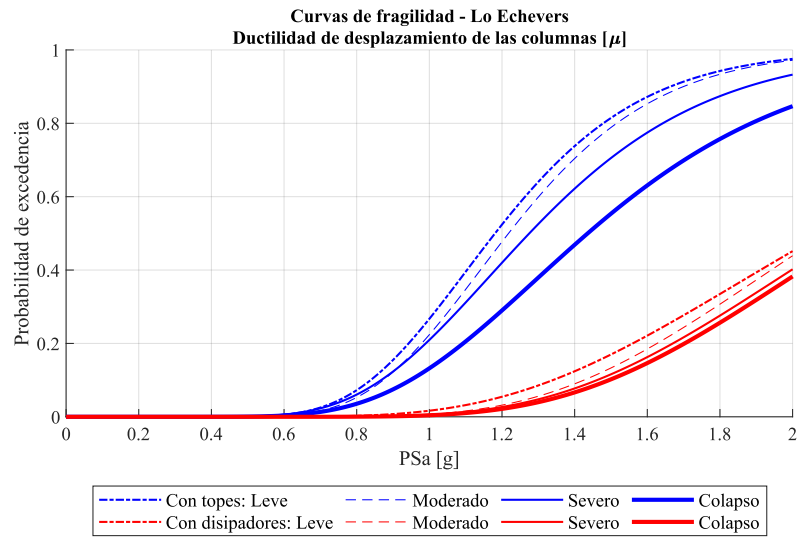


Figura 4.49: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas: dissipador con recentreo, caso no anclado

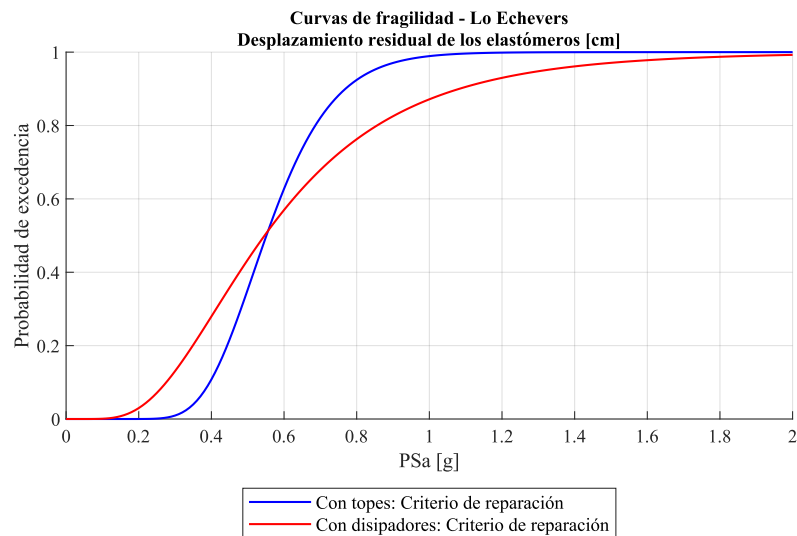


Figura 4.50: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros: dissipador con recentreo, caso no anclado

4.3.6.1. Dissipador con recentreo - Puente con anclaje - Esviaje

En esta sección se exponen las curvas de fragilidad para el puente Lo Echevers en su estado reparado, con anclaje de sus apoyos, realizando una variación del ángulo de esviaje de este en 0, 15, 30 y 45 grados.

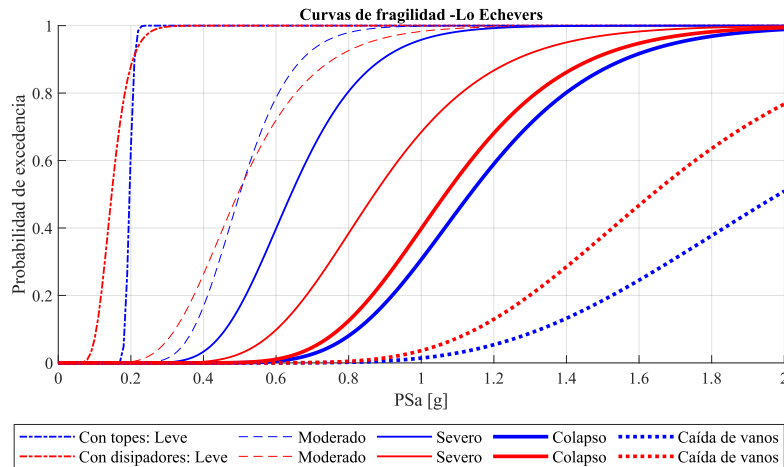


Figura 4.51: Curvas de fragilidad del sistema: disipador con recentreo, caso no anclado

De las curvas para el desplazamiento relativo máximo de los apoyos, para la ductilidad de desplazamiento de las columnas y para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, las que se pueden observar en las Figuras 4.52, 4.53 y 4.54, se concluye que el ángulo de esviaje no influye en gran medida en el desempeño sísmico del puente con disipadores con recentreo y anclaje de sus apoyos, ni tampoco se observa una tendencia marcada de qué esviaje es más o menos vulnerable para todos los estados límite de los parámetros de demanda.

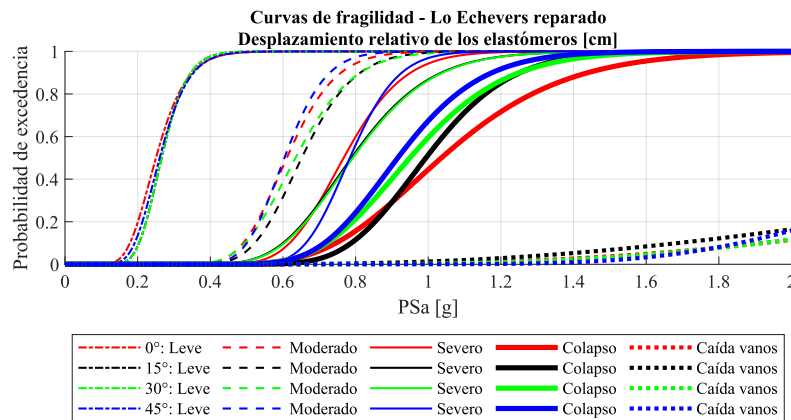


Figura 4.52: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Influencia del esviaje, disipador con recentreo

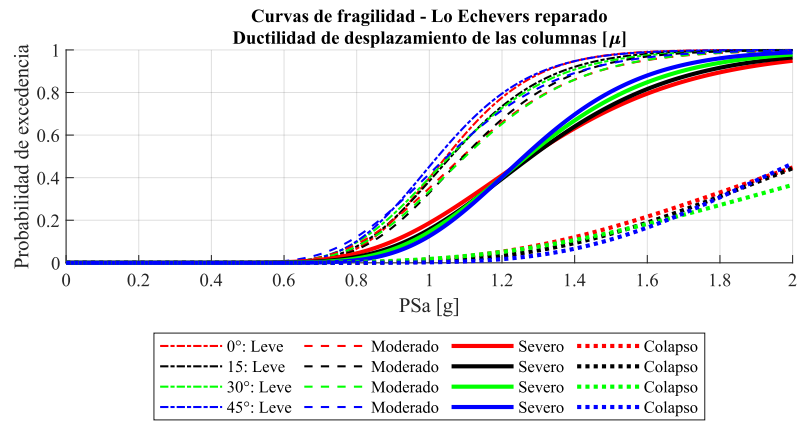


Figura 4.53: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Influencia del esviaje, disipador con recentreo

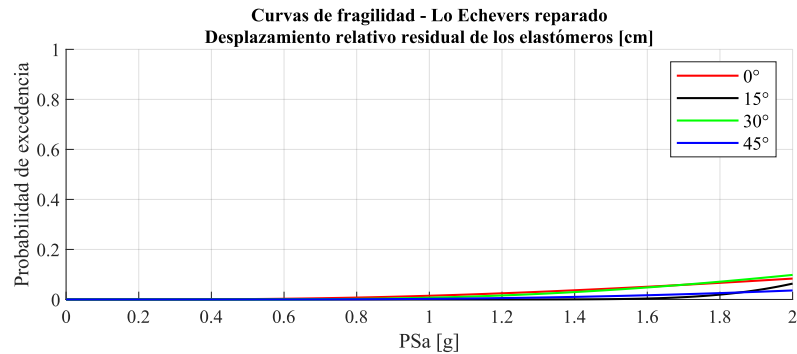


Figura 4.54: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Influencia del esviaje, disipador con recentreo

4.3.6.2. Disipador con recentreo - Puente con anclaje - Ángulo de los disipadores

Las curvas de fragilidad con respecto a la variación de la direccionalidad de los disipadores con recentreo, para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros, la ductilidad de desplazamiento de las columnas y el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, se muestran en las Figuras 4.55, 4.56 y 4.57 respectivamente. Las curvas anteriores indican, al igual que en el caso de la variación de la direccionalidad con disipadores histeréticos, que no existe una relación entre la vulnerabilidad del puente y la direccionalidad del disipador.

4.3.6.3. Disipador con recentreo - Puente sin anclaje - Variación de la materialidad

Con el fin de analizar la influencia de la forma de la parte histerética de la curva no lineal que define los disipadores con recentreo, se realizan análisis dinámico incrementales para el puente con

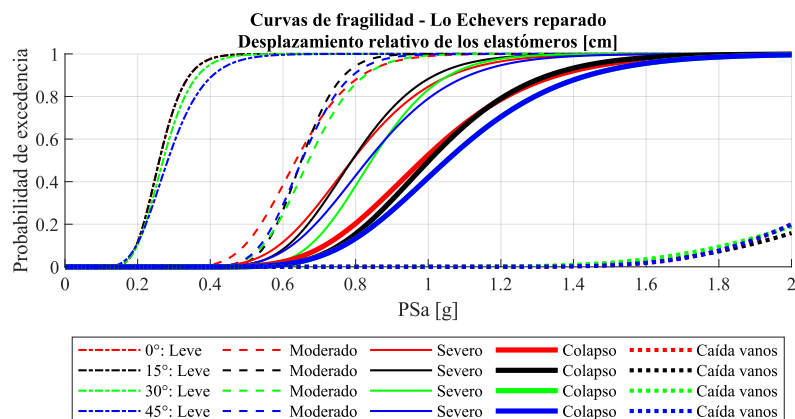


Figura 4.55: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Direccionalidad del disipador con recentreo

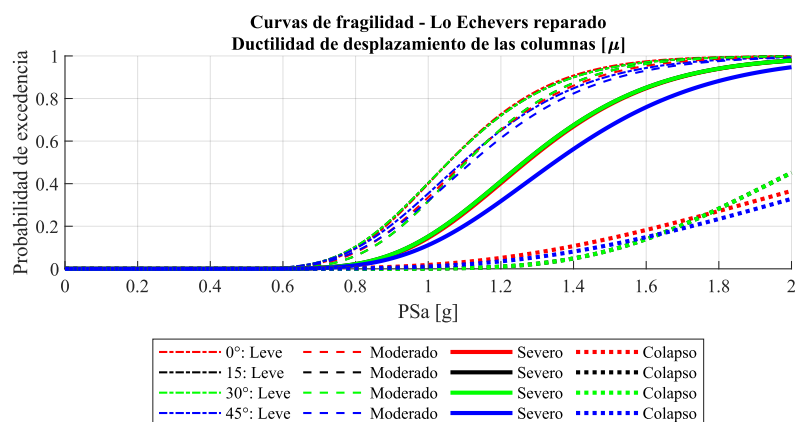


Figura 4.56: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas - Direccionalidad del disipador con recentreo

disipadores de dos materialidades distintas (presentadas en la tesis doctoral de Billah [72]), aparte de la expuesta anteriormente (definida por Shrestha et al. [73]): la primera definida por Omori et al. [74] y la segunda definida por Tanaka et al. [75], cuyas curvas de comportamiento se pueden observar en las Figuras 4.58a y 4.58b, respectivamente.

A simple vista, estas nuevas materialidades poseen una mayor área de disipación de energía que aquella definida por Shrestha et al. [73], por lo que se espera que mejoren el comportamiento sísmico del puente, en especial para el caso no anclado de este, el cual no cumple con un adecuado desempeño.

A continuación, se presentan las curvas de fragilidad asociadas a este análisis, para el desplazamiento relativo máximo de los elastómeros (Figura 4.59), para la ductilidad de desplazamiento de las

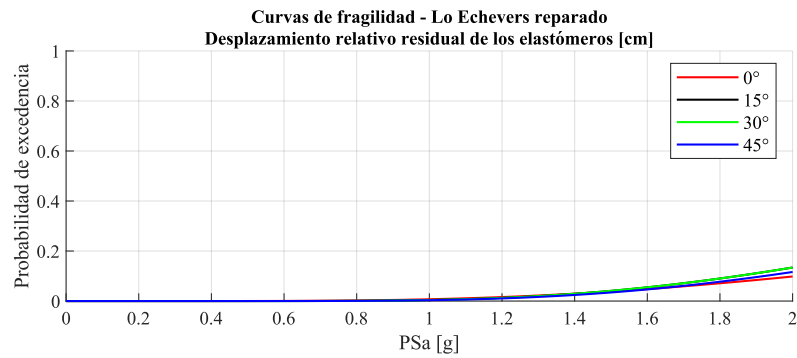


Figura 4.57: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros - Direccionalidad del disipador con recentreo

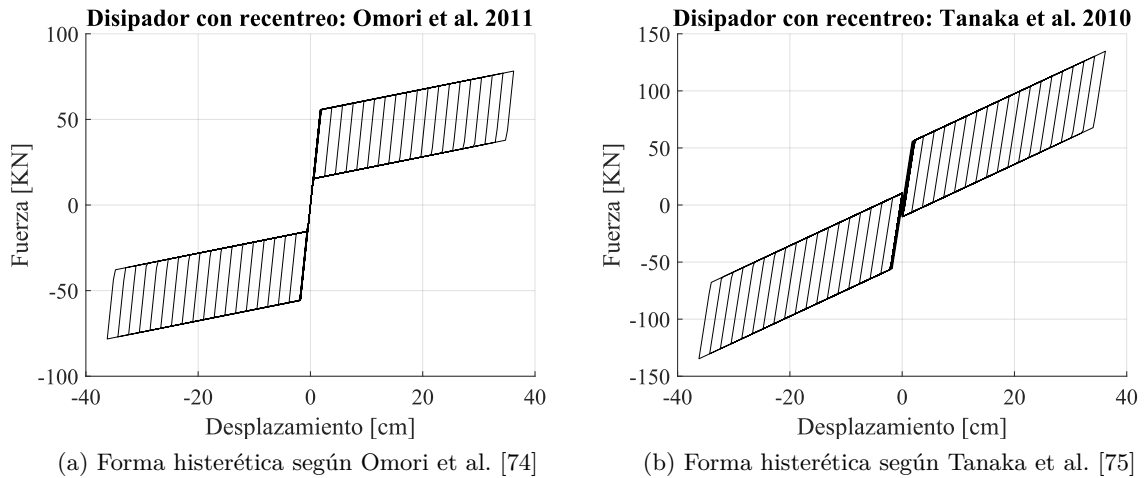


Figura 4.58: Variación en la materialidad del disipador

columnas (Figura 4.60), y para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros (Figura 4.61).

De las curvas de desplazamientos máximos y de desplazamientos residuales, se puede apreciar que no existe una mayor diferencia entre materialidades, salvo en el estado límite de caída de vanos para el desplazamiento máximo del elastómero, donde el puente con disipadores con la forma histerética de Tanaka posee levemente una menor probabilidad de excedencia que los puentes con disipadores de otras materialidades. Por otro lado, de las curvas de la ductilidad de las columnas, el material de Tanaka es aquel que transmite menores demandas a las columnas ya que posee una menor probabilidad de excedencia que las otras materialidades. Lo anterior se debe a la mayor área de disipación de energía que posee este material.

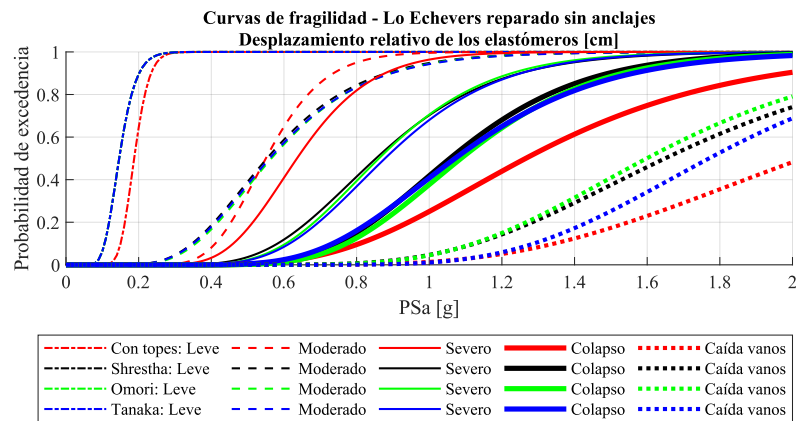


Figura 4.59: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros

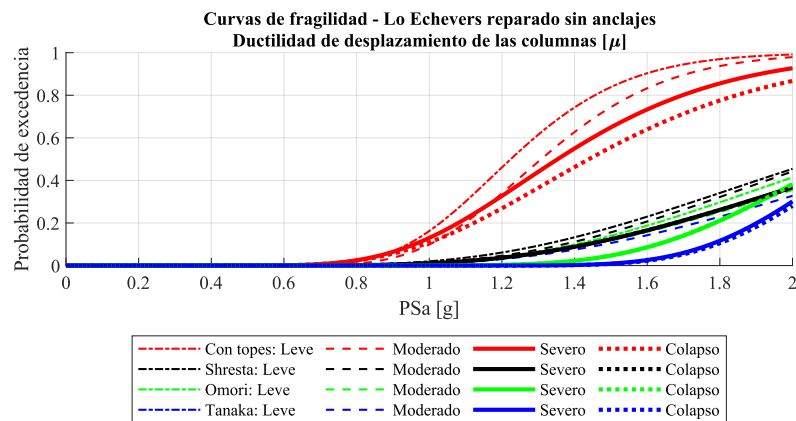


Figura 4.60: Curvas de fragilidad de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

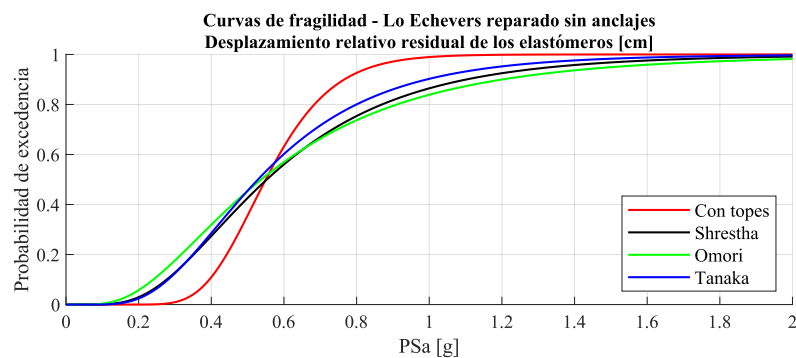


Figura 4.61: Curvas de fragilidad del desplazamiento relativo residual de los elastómeros

4.4. Comparación de métodos de disipación de energía y protección sísmica

En la presente sección se compararán los distintos métodos de protección sísmica mediante las curvas de fragilidad para cada parámetro de demanda y para cada estado límite de daño, para el Paso Superior Lo Echevers en distintas condiciones:

1. En su condición original, previa a reparaciones y al terremoto de Maule 2010.
2. En su condición reparada, la cual posee anclaje de elastómeros y topes internos de hormigón.
3. En su condición reparada, sin anclaje de sus elastómeros, con topes internos de hormigón.
4. En su condición reparada, con anclaje de sus elastómeros, con disipadores histeréticos.
5. En su condición reparada, sin anclaje de sus elastómeros, con disipadores histeréticos.
6. En su condición reparada, con anclaje de sus elastómeros, con disipadores de recentreo.
7. En su condición reparada, sin anclaje de sus elastómeros, con disipadores de recentreo.

4.4.1. Comparación - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros

Al considerar el parámetro de demanda del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros, se puede apreciar a simple vista que el puente en su estado original, previo al terremoto de Maule 2010, es aquel que presenta la mayor probabilidad de exceder cualquiera de los estados límite.

Por otro lado, al considerar los estados límite leve y moderado no se aprecian diferencias significativas entre las curvas de fragilidad, y todas estas alcanzan más de un 95% de probabilidad de excedencia a 1 [g] de intensidad. Para estos dos estados límite, las condiciones del puente reforzado con anclaje de sus elastómeros y con disipadores, tanto histeréticos como de recentreo, son aquellas que presentan las menores probabilidades de excedencia. Lo anterior significa que para el puente anclado, los disipadores logran el objetivo de disminuir las demandas incluso a niveles bajos de intensidad. Sin embargo, para el puente sin anclaje de sus apoyos, esto no se estaría logrando tan efectivamente, ya que, si bien se disminuyen las demandas con respecto al puente original, no logran disminuirse con respecto al puente no anclado con topes internos de hormigón.

Por otra parte, si se toma en cuenta el estado límite severo, los puentes tanto anclados como no anclados, con disipadores, tienen una menor probabilidad de excedencia que los puentes con topes internos de hormigón. Lo anterior se debe a que el estado límite severo está definido para un desplazamiento relativo del elastómero de 13.6 [cm], desplazamiento al cual los topes internos de hormigón aún no son capaces de cerrar el gap entre ellos y la superestructura, por lo cual, estos últimos no estarían actuando.

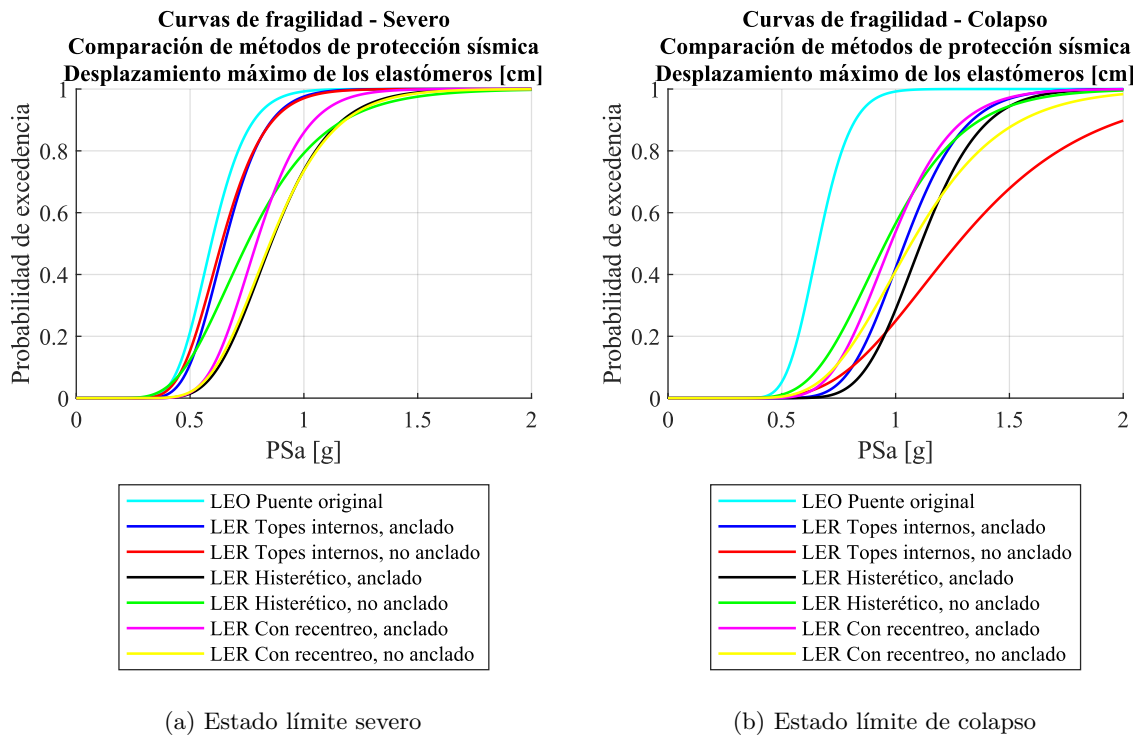


Figura 4.63: Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros

sus apoyos tienen una menor probabilidad, para todos los estados límite, que los puentes con anclaje de sus apoyos, debido a la mayor transferencia de demandas a la subestructura que producen los anclajes.

En general, para el puente con anclajes, el disipador con recentreo posee una mayor probabilidad de excedencia que el disipador histerético, para todos los estados límite. Mientras que para el puente sin anclajes, el disipador histerético posee una mayor probabilidad de excedencia que el disipador con recentreo.

4.4.3. Comparación - Desplazamiento residual de los elastómeros

Finalmente, para el desplazamiento residual de los elastómeros, los puentes anclados poseen una casi nula probabilidad de excedencia del estado límite (máximo un 10% a los 2 [g] de intensidad), mientras que los puentes sin anclaje de sus apoyos poseen probabilidades de excedencia mucho mayores (más de un 80% a 1 [g] de intensidad).

Para el caso de los puentes sin anclaje, los disipadores, tanto histeréticos como de recentreo, son efectivos en disminuir los desplazamientos residuales, pero en un rango de intensidades mayores a los 0.6 [g].

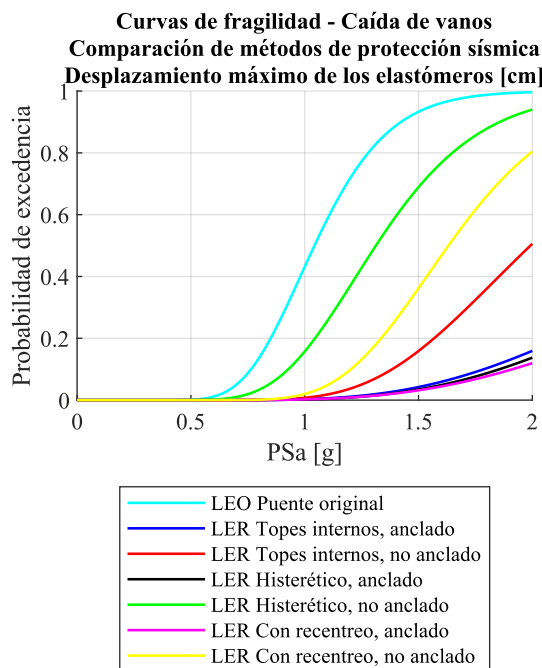


Figura 4.64: Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo máximo de los elastómeros - Estado límite de caída de vanos

4.5. Discusión

En este capítulo se procedió a realizar un diseño basado en desempeño de disipadores de energía: histeréticos y con recentreo, a implementar en el Paso Superior Lo Echevers en su estado reparado con y sin anclaje de sus apoyos, con el fin de lograr un adecuado comportamiento para todo el rango de intensidades sísmicas. Estos disipadores fueron dispuestos en reemplazo de los topes sísmicos internos de hormigón. Los resultados principales del análisis fueron los siguientes:

Para ambos sistemas de disipación, para los casos con y sin anclaje de apoyos, se realizó una verificación del diseño, mediante análisis tiempo historia de 33 registros sísmicos escalados a los niveles de amenaza de la matriz de desempeño. Para todos los casos, se cumplió con esta verificación, que consideraba un mínimo de 70% de probabilidad de no excedencia de los parámetros de daño correspondientes.

En ambos sistemas de disipación, para el caso del puente con anclaje de sus apoyos, el diseño de estos sistemas cumple con el objetivo de lograr un correcto desempeño sísmico para todo el rango de intensidades. En comparación con los topes de hormigón internos, estos sistemas logran reducir efectivamente las demandas incluso a bajos niveles de intensidad, los que representan sismos recurrentes, cosa que los topes de hormigón no son capaces de realizar, ya que, para que estos últimos actúen, primero se debe cerrar un gap o distancia inicial de 15 [cm], lo que no ocurre frecuentemente a sismos de baja intensidad.

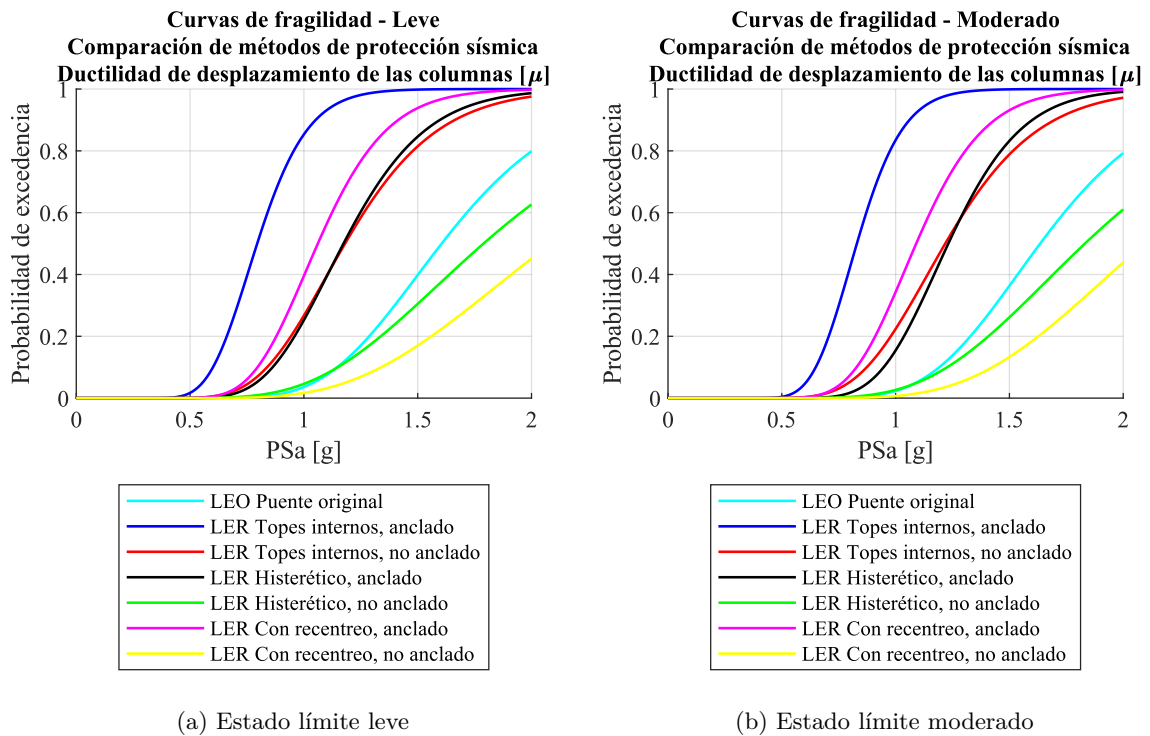


Figura 4.65: Comparación de métodos de protección sísmica - Ductilidad de desplazamiento de las columnas

Por otra parte, para ambos sistemas de disipación, para el caso del puente sin anclaje de sus elastómeros, el diseño de estos disipadores no cumple con el objetivo anterior, es decir, no se logra un adecuado comportamiento a bajos niveles de intensidad, por lo que se propuso posteriormente realizar un análisis de sensibilidad que aumentara la rigidez inicial y la fuerza de fluencia, para el caso de disipadores histeréticos, y que cambiara la materialidad a una que poseyera una mayor disipación de energía, para el caso de disipadores con recentreo.

Por otro lado, ambos sistemas de disipación para ambas condiciones del puente: con y sin anclajes, logran reducir las demandas transmitidas hacia la subestructura, en comparación a los topes internos de hormigón, lo que se refleja en las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas. Esto significa que ambos sistemas presentan una disipación de energía más eficiente que los topes internos, ya que, además de mejorar el desempeño de la superestructura (para el caso de elastómeros anclados), logran reducir las demandas en las columnas, con respecto a los topes de hormigón.

De los análisis de sensibilidad realizados, se concluye que la presencia de topes externos en el puente con anclaje de sus apoyos no afecta al desempeño sísmico del puente. Por otro lado, la variación en el ángulo de esviaje tampoco afecta apreciablemente el desempeño sísmico de los puentes con disipadores, tanto histeréticos como de recentreo. Con lo anterior se puede inferir que el contar con disipadores de energía disminuye las variaciones en el desempeño que pudiesen ocurrir al contar con

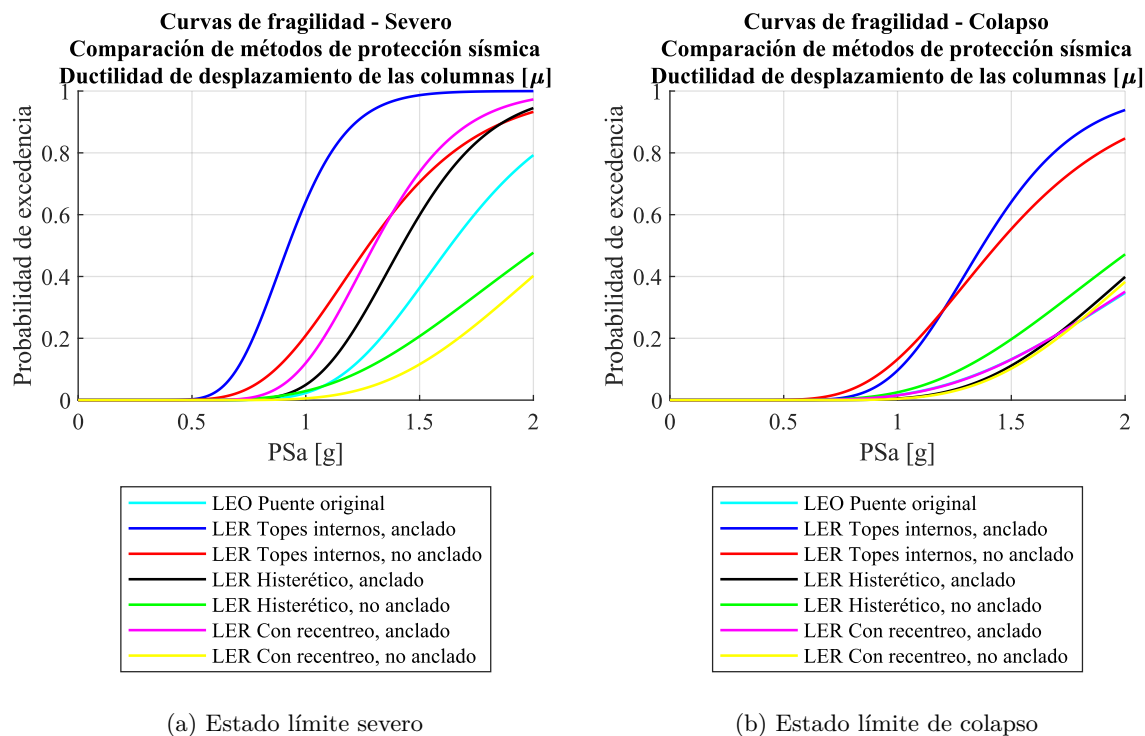


Figura 4.66: Comparación de métodos de protección sísmica - Ductilidad de desplazamiento de las columnas

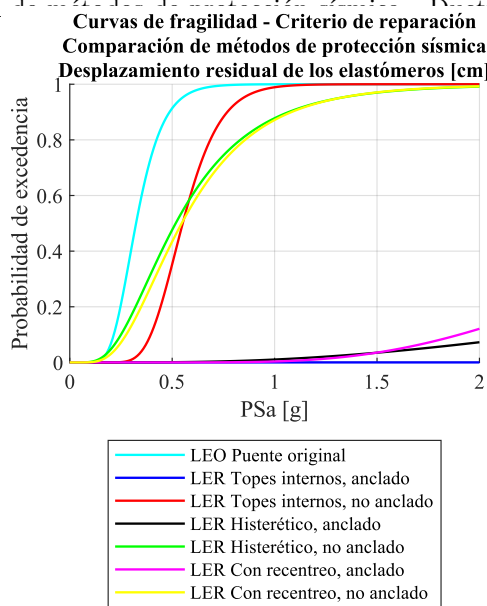


Figura 4.67: Comparación de métodos de protección sísmica - Desplazamiento relativo residual de los elastómeros

distintos ángulos de esviaje.

Con respecto a la variación en el ángulo de los disipadores, no se aprecia una mayor variación en el desempeño sísmico del puente con disipadores hysteréticos y/o de recentreo con respecto a la

direccionalidad de los dispositivos de disipación.

Por otro lado, al variar la rigidez y fuerza de fluencia de los disipadores histeréticos y la materialidad de los disipadores de recentreo, para el puente Lo Echevers sin anclaje de sus apoyos, no se aprecian diferencias considerables en el desempeño sísmico.

Finalmente, al considerar la comparación entre distintos métodos de protección sísmica, se concluye que para el caso de puentes con anclaje de sus elastómeros, el disipador histerético es más efectivo que el disipador con recentreo y que los topes internos, para la mayoría de los estados límite. Mientras que para el puente sin anclaje de sus elastómeros, el disipador de recentreo es más efectivo que el histerético, pero no existe una relación clara de la efectividad entre los disipadores y los topes internos de hormigón.

CONCLUSIONES

En la presente tesis se evaluó el desempeño sísmico de puentes esviados chilenos sin y con dispositivos de disipación de energía, mediante detallados modelos computacionales no lineales y diversos análisis, principalmente análisis dinámico incrementales y curvas de fragilidad.

En primera instancia se estudió el comportamiento sísmico de cuatro puentes esviados chilenos: Las Mercedes, Los Pinos, Lo Echevers y Miraflores en condiciones originales y reparadas post terremoto de Maule 2010, que reflejan la evolución de la normativa con respecto al diseño sísmico de puentes en Chile. Además, se realizaron análisis de la influencia del esviaje, de la influencia del anclaje de los elastómeros y la presencia de barras sísmicas, y de la influencia de los métodos de modelación de los elastómeros no anclados, en el desempeño sísmico.

En segunda instancia, se procedió a incorporar disipadores histeréticos y de recentreo en un puente esviado representativo: el Paso Superior Lo Echevers. Estos disipadores fueron diseñados y verificados con el fin de cumplir con un adecuado desempeño que lograra disminuir las demandas en el puente para todo el rango de intensidades sísmicas, para posteriormente realizar análisis IDA y obtener curvas de fragilidad.

Adicionalmente, análisis de sensibilidad fueron implementados para determinar la influencia de los topes externos, en puentes con disipadores histeréticos y anclaje de sus apoyos. Se realizó también un análisis para cuatificar la influencia del esviaje y del ángulo en que estarán dispuestos los disipadores, en puentes con anclaje de sus apoyos y disipadores tanto histeréticos como de recentreo. Finalmente, se realizó un análisis para determinar la influencia de la fuerza de fluencia y rigidez en el caso de un puente con disipadores histeréticos y de la influencia de la materialidad en un puente con disipadores con recentreo, en puentes sin anclaje de sus apoyos.

Las principales conclusiones del estudio son las siguientes:

- En primer lugar, se comprueba que la vulnerabilidad sísmica de los puentes chilenos radica en la superestructura, como fue observado en el terremoto de Maule 2010, donde muchos puentes colapsaron debido a desplazamientos relativos excesivos de ésta. Estos desplazamientos excesivos pueden tener como consecuencia tanto la pérdida de funcionalidad del puente como, en casos más graves, el colapso de la superestructura. Lo anterior se puede evidenciar al observar las curvas de fragilidad de los puentes como sistema completo en comparación con las curvas de fragilidad para el parámetro de demanda del desplazamiento relativo máximo de los elastómeros,

las cuales resultan ser bastante similares (Ver Figuras 3.15 y 3.18).

- Siguiendo con lo anterior, del estudio del desempeño sísmico de puentes esviados dañados en el terremoto de Maule 2010, se concluye que las medidas de reparación adoptadas, como un aumento en longitud de la mesa de apoyo del tablero, la incorporación de topes internos de hormigón, la inclusión de diafragma y barras sísmicas y el anclaje de los elastómeros, resultan efectivas para disminuir la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras, debido a que estas medidas logran aumentar la resistencia de la superestructura a sufrir desplazamientos relativos horizontales principalmente. Específicamente se logra disminuir la vulnerabilidad de sufrir un colapso total por caída de vanos en un 10 % y 20 % para Los Pinos y Las Mercedes, respectivamente, y en un 40 % para Lo Echevers y Miraflores a 1 [g] de intensidad (PSa). La gran diferencia entre la disminución de la probabilidad de alcanzar este estado límite para Lo Echevers y Miraflores en comparación a Los Pinos y Las Mercedes puede deberse a que los dos primeros cuentan con anclaje de sus apoyos elastoméricos, los que logran restringir aún más los desplazamientos máximos y ayudan a prevenir desplazamientos residuales.
- Adicionalmente, se evidencia una cuasi aislación de las columnas, en general para los puentes originales, previos a reparaciones, ya que en éstos la principal restricción que posee la superestructura ante desplazamientos horizontales corresponde a la fricción de los apoyos elastoméricos, además de la contribución de débiles barras sísmicas y topes de acero, por lo que las demandas transmitidas hacia la subestructura están limitadas por estos elementos. Por el contrario, los puentes reparados presentan una transmisión de demandas hacia las cepas mucho mayores, debido a la presencia de topes internos de hormigón que son capaces de resistir grandes fuerzas. Es por lo anterior que la vulnerabilidad de las columnas es mayor para puentes reparados que para puentes originales, lo cual se refleja en las curvas de fragilidad para el parámetro de demanda de ductilidad de desplazamiento de las columnas (Ver Figura 3.16).
- Desde el análisis de la influencia del esviaje en el desempeño sísmico, se comprueba que el ángulo de esviaje afecta al comportamiento sísmico de puentes chilenos, la cual a su vez está influenciada por el número de impactos producidos entre los estribos y el tablero, y entre los topes sísmicos y la superestructura. En general, se observó una mayor vulnerabilidad en puentes esviados que en puentes rectos.
- Desde el análisis de la influencia del anclaje de los elastómeros y barras sísmicas se concluye que la presencia de anclaje en los apoyos tiene una mayor influencia en restringir los desplazamientos verticales de la superestructura que la presencia de barras sísmicas. Estos desplazamientos verticales a su vez, tienen una gran influencia en los desplazamientos horizontales que se producen en el tablero, debido a que puede ocurrir el fenómeno de levantamiento del tablero o *uplift*, en el cual, la superestructura pierde el apoyo desde los elastómeros y puede rotar y desplazarse sin restricciones. Para este último fenómeno, el anclaje de los apoyos ayuda a evitar el levantamiento de la superestructura y como consecuencia, a reducir los desplazamientos horizontales. Sin embargo, el contar con anclaje de los elastómeros también produce que se transmitan ma-

yores demandas hacia las columnas, por lo que hay que tener especial cuidado en cuantificar la magnitud de las fuerzas que serán transmitidas.

- Desde el análisis de las estrategias de modelación para elastómeros no anclados, es importante destacar que, para modelar correctamente estos elementos, se debe tomar en cuenta un material que permita cuantificar el cambio en la rigidez lateral del apoyo ante cambios en la carga axial sobre este, para poder simular el fenómeno de levantamiento del tablero. Por consiguiente, se opta por utilizar el elemento *Flat Slider Bearing* por sobre el material *Steel01*, ampliamente utilizado en la literatura.
- Desde el estudio del desempeño sísmico de puentes esviados con disipadores de energía, para el caso particular del Paso Superior Lo Echevers, se concluye que el uso de disipadores, histeréticos y de recentreo, logra disminuir la vulnerabilidad del puente a sufrir daños por desplazamientos relativos de la superestructura, en comparación al puente original previo a reparaciones.
- Siguiendo con lo anterior, para el puente Lo Echevers con anclaje de sus apoyos, el uso de disipadores, tanto histeréticos como de recentreo, logra cumplir con un adecuado desempeño sísmico para todo el rango de intensidades, además de mejorar el desempeño con respecto a los topes internos de hormigón, especialmente a bajos niveles de intensidad sísmica. Al contrario, para el puente Lo Echevers sin anclaje de sus apoyos, el diseño de estos disipadores no mejora el desempeño con respecto a los topes internos de hormigón.
- Por otro lado, se verifica que ambos sistemas de disipación de energía logran transmitir menos fuerzas hacia la subestructura que el uso de topes internos de hormigón, lo que significa que ambos sistemas logran una disipación de energía más eficiente que los topes internos. Lo anterior se refleja en las curvas de fragilidad para la ductilidad de desplazamiento de las columnas (Ver Figura 4.65 y 4.66).
- Al comparar ambos métodos de disipación de energía se concluye que, considerando el caso del puente con anclaje, el disipador histerético resulta más efectivo que el disipador con recentreo y que los topes internos, para la mayoría de los estados límite. Mientras que, considerando el caso del puente sin anclaje, el disipador de recentreo resulta más efectivo que el disipador histerético, sin embargo no existe una relación clara con respecto a los topes internos de hormigón.
- De los análisis de sensibilidad llevados a cabo para puentes esviados con disipadores, en primer lugar se concluye que la presencia de los topes externos no afecta al desempeño sísmico en el puente con anclajes. En segundo lugar, se concluye que el ángulo de esviaje tampoco afecta apreciablemente al desempeño sísmico de puentes con disipadores tanto histeréticos como de recentreo, infiriendo que el uso de disipadores disminuye las variaciones que pudieran ocurrir al tener diferentes esviajes. En tercer lugar, no se evidencian cambios notorios en el desempeño sísmico del puente al variar la direccionalidad de los disipadores. Finalmente, al variar la rigidez y fuerza de fluencia de los disipadores histeréticos y la materialidad de los disipadores de recentreo, para el puente Lo Echevers sin anclaje de sus apoyos, no se aprecian diferencias considerables en el desempeño sísmico.

- Sintetizando, el uso de sistemas de protección sísmica, como lo son los topes internos de hormigón, los disipadores histeréticos y los disipadores de recentreo, resultan efectivos en disminuir la vulnerabilidad sísmica de los puentes esviados chilenos, sobre todo, en la prevención de la caída de los vanos.

Estudios futuros

- Para estudios futuros se sugiere implementar modelos probabilísticos que representen la incertidumbre que presentan las propiedades, tanto geométricas como de modelación, de los puentes chilenos. Si bien esto significaría una gran cantidad de análisis y un gran costo computacional, se podrían lograr resultados más representativos para el conjunto de puentes chilenos existentes.
- Además, se sugiere considerar la incertidumbre en el nivel de daño condicionado al parámetro de demanda EDP. Esto no se realizó en la presente tesis debido a la falta de ensayos a escala real y representativos de componentes de puentes chilenos. Además de no poseer distribuciones para contabilizar por la caída de los vanos y el desplazamiento residual de los elastómeros.
- Sumado a lo anterior, se recomienda realizar una campaña experimental que permita determinar las propiedades dinámicas de puentes existentes y de esta forma validar los resultados, principalmente mediante los periodos y modos de vibrar de estas estructuras, o bien una instrumentación que permita determinar otras propiedades dinámicas y comportamiento no lineal de los componentes del puente.
- Además, estudios futuros debiesen seguir indagando en el tema del uso de disipadores de energía para mejorar la resiliencia estructural de los puentes chilenos, debido a que suponen un reemplazo más sencillo que la utilización de topes sísmicos, tanto sistemas pasivos, que han sido ampliamente estudiados en la literatura, como sistemas de control semiactivos o activos. Se sugiere además el uso de disipadores multidireccionales con el fin de disipar energía del movimiento tanto transversal como longitudinalmente, sobre todo en el caso de puentes esviados.
- Adicionalmente, se recomienda investigar más en detalle acerca de los apoyos elastoméricos y su curva de comportamiento, tanto experimental como analíticamente, debido a que en este estudio la falla de estos elementos se supuso mediante la excedencia del estado límite de colapso. Sin embargo, el modelo computacional utilizado no es capaz de representar esta falla en la curva de comportamiento del material. Dado lo anterior, es por lo que las curvas de fragilidad para el desplazamiento relativo residual de los elastómeros, para los casos con elastómeros anclados, podrían resultar engañosas.
- Finalmente, sería interesante realizar estos análisis considerando la variación espacial de los registros sísmicos y utilizando un modelo más detallado de la interacción suelo estructura, debido a que varios daños a puentes durante el terremoto de Maule 2010 tuvieron su origen, en gran parte, debido a licuefacción [7].

REFERENCIAS

- [1] Frank McKenna, Gregory L Fenves, and Michael H Scott. Open system for earthquake engineering simulation. *University of California, Berkeley, CA*, 2000.
- [2] Matías Hube, Hernán Santa María, and F Villalobos. Preliminary analysis of the seismic response of bridges during the Chilean 27 february 2010 earthquake. *Obras y proyectos: revista de ingeniería civil*, (8):48–57, 2010.
- [3] MOP. Manual de carreteras. Technical report, Ministerio de Obras Publicas, 2002.
- [4] MOP. Manual de carreteras. Technical report, Ministerio de Obras Publicas, 2018.
- [5] Nibaldo Navarro. Evaluacion de las expresiones para determinar las longitudes minimas de apoyo en puentes chilenos mediante analisis no lineales. *Universidad Técnica Federico Santa María, Tesis de pregrado*, 2019.
- [6] Subcomité Puentes, Ramiro Bazaez, Mauricio Guzmán, José Seguel, Guillermo Domínguez, Raúl Campos, and Alvaro Lopez. Métodos de análisis y diseño sísmico de puentes tradicionales. 2019.
- [7] Kazuhiko Kawashima, Shigeki Unjoh, Jun-Ichi Hoshikuma, and Kenji Kosa. Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7):1036–1068, 2011.
- [8] Amr S Elnashai, Bora Gencturk, Oh-Sung Kwon, Youssef MA 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.
- [9] Matías A Hube and Felipe Rubilar. Capacity evaluation of steel stoppers of reinforced concrete Chilean bridges. In *The International Symposium for the 25th Anniversary of the CISMID, August*, pages 17–18, 2012.
- [10] Felipe Rubilar. Modelo no lineal para predecir la respuesta sísmica de pasos superiores. *Universidad Católica, Tesis de postgrado*, 2015.
- [11] Antonio Martínez. Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado. *Universidad Católica, Tesis de postgrado*, 2015.
- [12] José de Jesús Wilches Están, Hernán Santa María, Rafael Riddell, and Carlos Arrate. Influence of the use of external shear keys on the seismic behavior of Chilean highway bridges. *Engineering Structures*, 147:613–624, 2017.

- [13] Leonel Peralta. Evaluación de la rotación sísmica del tablero en puentes rectos e influencia del travesaño. *Universidad Católica, Tesis de postgrado*, 2018.
- [14] Jocelyn Comicheo. Uso de riostras restringidas al pandeo como fusibles estructurales en puentes de hormigón armado. *Universidad Técnica Federico Santa María, Tesis de pregrado*, 2018.
- [15] Lorenzo Escobar. Estudio del reforzamiento sísmico del Paso Superior Lo Echevers en Santiago de Chile. *Universidad Técnica Federico Santa María, Tesis de pregrado*, 2019.
- [16] Alberto Vega. Vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto de la duración de los registros sísmicos. *Universidad Técnica Federico Santa María, Tesis de postgrado*, 2019.
- [17] José Wilches, Hernán Santa María, Rafael Riddell, and Carlos Arrate. Effects of changes in seismic design criteria in the transverse and vertical response of Chilean highway bridges. *Engineering Structures*, 191:370–385, 2019.
- [18] Ian Buckle, Matias Hube, Genda Chen, Wen-Huei Yen, and Juan Arias-Acosta. Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of 27 february 2010. *Earthquake Spectra*, 28:S533–S552, 2012.
- [19] Peyman Kaviani, Farzin Zareian, and Ertugrul Taciroglu. Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments. *Engineering Structures*, 45:137 – 150, 2012.
- [20] Oh-Sung Kwon and Seong-Hoon Jeong. Seismic displacement demands on skewed bridge decks supported on elastomeric bearings. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(7):998–1022, 2013.
- [21] Seku Catacoli, Carlos Ventura, and Steve McDonald. System identification and displacement profiles of multi-span skewed bridges with seat type abutments. *Topics in Dynamics of Civil Structures - Proceedings of the 31st IMAC, A Conference on Structural Dynamics, 2013*, 39:127–135, 2013.
- [22] Deepu S P, Kanta Prajapat, and Samit ray chaudhuri. Seismic vulnerability of skew bridges under bi-directional ground motions. *Engineering Structures*, 71:150–160, 2014.
- [23] Anoosh Shamsabadi and Mike Kapuskar. Nonlinear soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges subjected to near-field ground motions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2202:192–205, 2010.
- [24] Elias Dimitrakopoulos. Analysis of a frictional oblique impact observed in skew bridges. *Nonlinear Dynamics*, 60:575–595, 2010.
- [25] Suiwen Wu. *Effect of skew on seismic performance of bridges with seat-type abutments*. PhD thesis, University of Nevada, 2016.
- [26] SH Megally, PF Silva, and F Seible. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments rep. no. *SSRP-2001/23, Dept. of Structural Engineering, Univ. of California, San Diego*, 2001.
- [27] Rakesh K Goel and Anil K Chopra. Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4):398–408, 2008.

- [28] Bipin Shrestha, Hong Hao, and Kaiming Bi. Devices for protecting bridge superstructure from pounding and unseating damages: an overview. *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(3):313–330, 2017.
- [29] Mehdi S Saiidi, Emmanuel M Maragakis, Saber M Abdel-Ghaffar, Shiping Feng, and Dan O’Connor. Response of bridge hinge restrainers during earthquakes-field performance, analysis, and design. *California State Dept. of Transportation, Sacramento.; National Science Foundation, Washington, DC.; Nevada Dept. of Transportation, Carson City*, 1993.
- [30] Reginald DesRoches and Susendar Muthukumar. Effect of pounding and restrainers on seismic response of multiple-frame bridges. *Journal of Structural Engineering*, 128(7):860–869, 2002.
- [31] K. Kawashima and G. Watanabe. Effectiveness of cable-restrainer for mitigating rotation of a skewed bridge subjected to strong ground shaking. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 2001:141–159, 2001.
- [32] Bassem Andrawes and Reginald Desroches. Unseating prevention for multiple frame bridges using superelastic devices. *Smart Mater. Struct*, 14:60–67, 2005.
- [33] Bassem Andrawes and Reginald DesRoches. Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices. *Journal of Bridge Engineering*, 12(6):700–709, 2007.
- [34] M Saiid Saiidi, Rita Johnson, and E Manos Maragakis. Development, shake table testing, and design of frp seismic restrainers. *Journal of bridge engineering*, 11(4):499–506, 2006.
- [35] 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.
- [36] Oguz C Celik and Michel Bruneau. Seismic behavior of bidirectional-resistant ductile end diaphragms with buckling restrained braces in straight steel bridges. *Engineering Structures*, 31(2):380–393, 2009.
- [37] Saeed Mahjoubi and Shervin Maleki. Pipe dampers as passive devices for seismic control of isolated bridges. *Structural Control and Health Monitoring*, 24(2), 2017.
- [38] N Xiang, J Li, Y Xu, and H Tang. Shake-table tests of a bridge model with different transverse unseating-prevention devices. *16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile*, 2017.
- [39] Nailiang Xiang and Jianzhong Li. Seismic performance of highway bridges with different transverse unseating-prevention devices. *Journal of Bridge Engineering*, 21(9):04016045, 2016.
- [40] Nailiang Xiang, M Shahria Alam, and Jianzhong Li. Shake table studies of a highway bridge model by allowing the sliding of laminated-rubber bearings with and without restraining devices. *Engineering Structures*, 171:583–601, 2018.
- [41] A Martínez, MA Hube, and KM Rollins. Analytical fragility curves for non-skewed highway bridges in Chile. *Engineering Structures*, 141:530–542, 2017.

- [42] KC Chang. Development of a design procedure for structures with added viscoelastic dampers. In *Proceedings, ATC*. Applied Technology Council, 1993.
- [43] MD Symans, FA Charney, AS Whittaker, MC Constantinou, CA Kircher, MW Johnson, and RJ McNamara. Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments. *Journal of structural engineering*, 134(1):3–21, 2008.
- [44] Nicos Makris, Yiannis Roussos, Andrew S Whittaker, and James M Kelly. Viscous heating of fluid dampers. ii: Large-amplitude motions. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(11):1217–1223, 1998.
- [45] Masanobu Shinozuka, Maria Qing Feng, Je-Min Kim, Fumio Nagashima, and HoKyung Kim. Mitigation of seismic pounding effect on bridges using dynamic restrainers. *Smart Structures and Materials 2000: Damping and Isolation*, 3989:377–387, 2000.
- [46] Peyman Kaviani, Farzin Zareian, and Ertugrul Taciroglu. Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments. *Engineering Structures*, 45:137–150, 2012.
- [47] CSI. SAP2000 integrated software for structural analysis and design. *Computers and Structures Inc., Berkeley, California*.
- [48] Ady Aviram, Kevin Rory Mackie, and Božidar Stojadinović. *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*. California University of Berkeley. Pacific Earthquake Engineering Research Center. California State Dept. of Transportation, Sacramento. Engineering Service, 2008.
- [49] Tanya Green, Nur Yazdani, Lisa Spainhour, and Chun S Cai. Effect of bearing stiffness and skew angle on performance of precast concrete bridge. *Transportation research record*, 1770(1):27–33, 2001.
- [50] 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, 2013.
- [51] Karthik Ramanathan, Reginald DesRoches, and Jamie Ellen Padgett. Analytical fragility curves for multispan continuous steel girder bridges in moderate seismic zones. *Transportation Research Record*, 2202(1):173–182, 2010.
- [52] John B Mander, Michael JN Priestley, and R Park. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8):1804–1826, 1988.
- [53] Marco Menegotto and P.E Pinto. Method of analysis for cyclically loaded rc plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. In *Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, pages 15–22, 1973.
- [54] M Berry, M Parrish, and M Eberhard. Peer structural performance database. *User's Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2004.

- [55] ODOT. Bridge design and drafting manual - section 1 - design. Technical report, Oregon Department of Transportation, 2017.
- [56] Anooshirvan Shamsabadi. *Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges*. University of Southern California, 2007.
- [57] SDC Caltrans. Caltrans seismic design criteria. *California Department of Transportation, Sacramento, CA*, 2013.
- [58] Susendar Muthukumar. *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, 2003.
- [59] Zack Chen. OSLite. <http://whchen.net/blog/index.php/oslite>.
- [60] Dimitrios Vamvatsikos and C Allin Cornell. Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3):491–514, 2002.
- [61] CSN. Centro sismológico nacional. *Universidad de Chile*.
- [62] Universidad de Chile. Terremotos de Chile. *Universidad de Chile, FCFM, Departamento de Ingeniería Civil*.
- [63] AHM Muntasir Billah and M Shahria Alam. Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with superelastic shape memory alloy. *Earthquake Spectra*, 31(3):1515–1541, 2015.
- [64] Farshad Hedayati Dezfuli and M Shahria Alam. Effect of different steel-reinforced elastomeric isolators on the seismic fragility of a highway bridge. *Structural Control and Health Monitoring*, 24(2), 2017.
- [65] Jie Luo, Larry A Fahnstock, and James M LaFave. Seismic performance assessment of quasi-isolated highway bridges with seat-type abutments. *Journal of Earthquake Engineering*, pages 1–40, 2019.
- [66] Thomas P Murphy, Lee Marsh, Stuart Bennion, Ian G Buckle, Nicolas Luco, Donald Anderson, Mervyn Kowalsky, and Jose Restrepo. Proposed AASHTO guidelines for performance-based seismic bridge design. Technical report, 2020.
- [67] Banco Interamericano de Desarrollo. Perfil de riesgo de desastres. *Informe nacional para Chile*, 2016.
- [68] Y Hashash and et al. DeepSoil. *University of Illinois*.
- [69] Nailiang Xiang, M Shahria Alam, and Jianzhong Li. Yielding steel dampers as restraining devices to control seismic sliding of laminated rubber bearings for highway bridges: analytical and experimental study. *Journal of Bridge Engineering*, 24(11):04019103, 2019.
- [70] Ramiro Bazaez and Peter Dusicka. Cyclic behavior of reinforced concrete bridge bent retrofitted with buckling restrained braces. *Engineering Structures*, 119:34–48, 2016.

- [71] Weichiang Pang, David V Rosowsky, Shiling Pei, and John W van de Lindt. Simplified direct displacement design of six-story woodframe building and pretest seismic performance assessment. *Journal of structural engineering*, 136(7):813–825, 2010.
- [72] AHM Muntasir Billah. *Performance-based seismic design and assessment of concrete bridge piers reinforced with shape memory alloy rebar*. PhD thesis, University of British Columbia, 2015.
- [73] Kshitij C Shrestha, Yoshikazu Araki, Takuya Nagae, Yuji Koetaka, Yusuke Suzuki, Toshihiro Omori, Yuji Sutou, Ryosuke Kainuma, and Kiyohito Ishida. Feasibility of Cu–Al–Mn superelastic alloy bars as reinforcement elements in concrete beams. *Smart materials and structures*, 22(2):025025, 2013.
- [74] T Omori, K Ando, M Okano, X Xu, Y Tanaka, I Ohnuma, R Kainuma, and K Ishida. Superelastic effect in polycrystalline ferrous alloys. *Science*, 333(6038):68–71, 2011.
- [75] Yuuki Tanaka, Y Himuro, Ryosuke Kainuma, Yuji Sutou, Toshihiro Omori, and K Ishida. Ferrous polycrystalline shape-memory alloy showing huge superelasticity. *Science*, 327(5972):1488–1490, 2010.
- [76] Marco Pilz, Stefano Parolai, Matteo Picozzi, Rongjiang Wang, Felipe Leyton, Jaime Campos, and Jochen Zschau. Shear wave velocity model of the Santiago de Chile basin derived from ambient noise measurements: a comparison of proxies for seismic site conditions and amplification. *Geophysical Journal International*, 182(1):355–367, 2010.

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS Y ESTRUCTURALES DE LOS CASOS DE ESTUDIO Y REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS

En el presente anexo se especifican los principales parámetros geométricos y estructurales considerados para la modelación no lineal de los casos de estudio, en sus condiciones original y reparados post terremoto de Maule 2010, los cuales se resumen en la Tabla A.1.

Además, se especifican los registros sísmicos en sus tres componentes, con sus principales propiedades, las cuales se muestran en las Tablas A.2, A.3, A.4. Donde:

- PGA: Aceleración máxima del suelo.
- PGV: Velocidad máxima del suelo.
- PGD: Desplazamiento máximo del suelo.
- Td: Duración significativa.
- IA: Intensidad de arias.
- Ecum: Energía acumulada total.

Tabla A.1: Parámetros geométricos y estructurales principales de los casos de estudio

Puente	Las Mercedes		Los Pinos		Lo Echevers		Miraflores	
Condición	Original	Reparado	Original	Reparado	Original	Reparado	Original	Reparado
RUTA	Ruta 5	Ruta 5	Acceso Sur	Acceso Sur	Vespucio Norte	Vespucio Norte	Vespucio Norte	Vespucio Norte
Tipo de estructura	Paso Inferior	Paso Inferior	Paso Inferior	Paso Inferior	Paso Superior	Paso Superior	Paso Superior	Paso Superior
Número de vanos	2	2	2	2	3	3	3	3
Número de columnas	2	2	4	4	5	5	5	5
Número de vigas	3	3	5	5	5	5	5	5
Esviaje [°]	11	11	28	28	30	30	22	22
Hormigón Superestructura	H55	H55	H55	H55	H55	H55	H55	H55
Hormigón Subestructura	H25	H25	H30	H30	H30	H30	H30	H30
Longitud del vano [cm]	2700	2700	2950	2950	2784	2784	2356	2356
Ancho app. del tablero [cm]	938	938	1816	1816	1414	1414	1319	1319
Topes internos	No	Hormigón	No	Hormigón	Acero	Hormigón	Acero	Hormigón
Gap [cm]	-	10	-	10	3.5	15	3.5	15
Topes externos	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón	Hormigón
Gap [cm]	10	10	7.5	7.5	4	4	3	3
Barras sísmicas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Sí	No	Sí
Diafragma	No	Sí	No	Sí	No	Sí	No	Sí
Anclaje de elastómeros	No	No	No	No	No	Sí	No	Sí
Fundaciones	Directa	Directa	Pilotes	Pilotes	Directa	Directa	Directa	Directa
Elastómeros cepa								
Dimensión x [cm]	50	50	50	50	45	45	40	40
Dimensión y [cm]	30	30	35	35	30	34	30	35
Altura efectiva [cm]	2.5	2.5	2.5	2.5	3.5	4.4	3.5	3.6
Elastómeros estribo								
Dimensión x [cm]	50	50	45	45	45	45	40	40
Dimensión y [cm]	30	30	35	35	30	34	30	30
Altura efectiva [cm]	5.5	5.5	4.5	4.5	6.5	7.2	5.5	5.5
Barras sísmicas								
Diámetro [cm]	2.2	2.8	2.2	3.2	-	3.2	-	3.2
Altura libre [cm]	141	60	151	15	-	15	-	10

Tabla A.2: Registros de Maule 2010

Registro	Componente	PGA [g]	PGV [m/s]	PGD [m]	Td [s]	IA [m/s]	Ecum [J]
angol	EW	0.73	3.99.E-04	7.48.E-07	49.8	5.12.E-02	1.13.E+00
angol	NS	0.95	3.31.E-04	3.82.E-07	50.8	8.83.E-02	1.29.E+00
angol	V	0.28	1.21.E-04	2.10.E-07	54.2	2.17.E-02	2.74.E-01
concepcion	L	0.40	2.99.E-04	5.49.E-07	80.7	8.39.E-02	5.65.E-01
concepcion	T	0.28	2.76.E-04	3.74.E-07	88.4	5.51.E-02	3.68.E-01
concepcion	V	0.34	1.42.E-04	1.60.E-07	66.1	7.19.E-02	4.87.E-01
constitucion	L	0.53	2.27.E-04	2.35.E-07	59.8	1.73.E-01	1.28.E+00
constitucion	T	0.65	3.54.E-04	4.20.E-07	65.2	2.35.E-01	1.69.E+00
constitucion	V	0.33	1.05.E-04	1.16.E-07	54.6	3.17.E-02	2.39.E-01
copiapo	EW	0.03	2.57.E-05	7.86.E-08	39.3	2.12.E-04	2.27.E-03
copiapo	NS	0.02	1.38.E-05	4.34.E-08	47.2	1.37.E-04	1.19.E-03
copiapo	V	0.01	1.02.E-05	3.52.E-08	51.4	3.21.E-05	2.29.E-04
curico	EW	0.41	3.31.E-04	6.14.E-07	51.6	2.02.E-02	7.14.E-01
curico	NS	0.48	3.02.E-04	8.23.E-07	50.2	1.86.E-02	6.91.E-01
curico	V	0.19	2.19.E-04	7.28.E-07	54.0	1.03.E-02	1.84.E-01
hualane	L	0.37	2.03.E-04	1.28.E-07	61.7	6.16.E-02	5.01.E-01
hualane	T	0.48	1.79.E-04	1.74.E-07	56.1	5.83.E-02	5.50.E-01
hualane	V	0.39	1.48.E-04	1.70.E-07	55.1	4.45.E-02	3.77.E-01
llole	L	0.33	1.23.E-04	1.04.E-07	36.4	8.84.E-03	3.17.E-01
llole	T	0.53	1.70.E-04	1.15.E-07	32.0	6.12.E-03	6.52.E-01
llole	V	0.67	1.24.E-04	1.72.E-07	33.5	7.51.E-03	4.09.E-01
matanzas	L	0.32	2.19.E-04	2.24.E-07	34.0	2.33.E-02	4.57.E-01
matanzas	T	0.29	1.29.E-04	1.81.E-07	35.0	1.66.E-02	2.90.E-01
matanzas	V	0.25	8.03.E-05	9.66.E-08	42.5	1.46.E-02	1.40.E-01
papudo	L	0.29	8.42.E-05	6.76.E-08	29.1	2.32.E-03	1.82.E-01
papudo	T	0.41	1.32.E-04	6.28.E-08	28.2	2.10.E-03	2.52.E-01
papudo	V	0.15	2.94.E-05	5.00.E-08	32.5	7.16.E-04	2.16.E-02
stgocentro	L	0.23	9.88.E-05	1.20.E-07	35.2	3.65.E-05	1.38.E-01
stgocentro	T	0.30	1.18.E-04	9.69.E-08	34.0	2.51.E-05	1.75.E-01
stgocentro	V	0.18	8.72.E-05	1.45.E-07	48.0	9.20.E-04	8.70.E-02
stgolafiorida	EW	0.14	6.58.E-05	1.04.E-07	41.5	4.56.E-05	6.19.E-02
stgolafiorida	NS	0.19	8.87.E-05	1.30.E-07	39.9	1.40.E-05	6.54.E-02
stgolafiorida	V	0.10	4.79.E-05	9.68.E-08	51.9	2.27.E-04	2.97.E-02

Tabla A.2: Registros de Maule 2010

Registro	Componente	PGA [g]	PGV [m/s]	PGD [m]	Td [s]	IA [m/s]	Ecum [J]
stgomaipu	EW	0.52	3.92.E-04	6.72.E-07	33.8	6.98.E-05	3.19.E-01
stgomaipu	NS	0.53	4.26.E-04	6.36.E-07	32.2	7.12.E-05	3.74.E-01
stgomaipu	V	0.22	2.23.E-04	5.28.E-07	42.0	4.03.E-04	1.16.E-01
stgopenalolen	EW	0.30	2.39.E-04	5.02.E-07	34.2	4.52.E-05	2.19.E-01
stgopenalolen	NS	0.29	2.47.E-04	7.09.E-07	33.7	2.43.E-05	2.08.E-01
stgopenalolen	V	0.26	2.09.E-04	5.85.E-07	46.4	6.15.E-04	1.15.E-01
stgopuentealto	EW	0.26	3.16.E-04	4.90.E-07	37.9	5.32.E-05	1.09.E-01
stgopuentealto	NS	0.27	2.38.E-04	6.19.E-07	36.2	9.10.E-05	1.67.E-01
stgopuentealto	V	0.14	1.57.E-04	4.58.E-07	48.8	8.28.E-04	6.01.E-02
talca	L	0.46	1.35.E-04	1.07.E-07	69.9	8.28.E-02	7.35.E-01
talca	T	0.45	1.71.E-04	1.97.E-07	72.0	8.09.E-02	6.99.E-01
talca	V	0.21	8.90.E-05	1.35.E-07	72.4	2.27.E-02	1.80.E-01
valdivia	EW	0.13	2.02.E-04	3.70.E-07	29.0	2.88.E-04	3.92.E-02
valdivia	NS	0.08	1.31.E-04	2.97.E-07	34.2	4.07.E-04	2.10.E-02
valdivia	V	0.05	6.58.E-05	1.63.E-07	41.6	6.58.E-04	8.35.E-03
vallenar	EW	0.02	3.52.E-05	9.79.E-08	41.1	1.18.E-04	1.16.E-03
vallenar	NS	0.02	1.78.E-05	4.24.E-08	44.9	1.76.E-04	1.37.E-03
vallenar	V	0.01	1.40.E-05	4.73.E-08	50.8	4.68.E-05	3.39.E-04
valparaisoalmendral	L	0.23	1.39.E-04	1.42.E-07	31.0	1.50.E-03	1.48.E-01
valparaisoalmendral	T	0.28	1.03.E-04	9.80.E-08	27.0	6.78.E-04	1.31.E-01
valparaisoalmendral	V	0.14	5.35.E-05	6.47.E-08	38.3	3.05.E-03	4.60.E-02
valparaisoUTFSM	L	0.14	4.52.E-05	4.71.E-08	24.8	2.17.E-04	1.73.E-02
valparaisoUTFSM	T	0.30	7.30.E-05	6.26.E-08	21.7	8.17.E-05	3.15.E-02
valparaisoUTFSM	V	0.08	4.33.E-05	6.33.E-08	26.6	2.45.E-04	1.01.E-02
vinacentro	EW	0.33	3.49.E-04	4.89.E-07	24.6	1.85.E-04	2.49.E-01
vinacentro	NS	0.22	2.03.E-04	3.38.E-07	29.4	2.41.E-04	1.34.E-01
vinacentro	V	0.18	1.32.E-04	3.02.E-07	33.7	2.43.E-04	4.46.E-02
vinaelsalto	EW	0.33	2.22.E-04	1.86.E-07	33.6	1.34.E-04	3.06.E-01
vinaelsalto	NS	0.35	2.05.E-04	1.46.E-07	30.4	1.25.E-04	2.88.E-01
vinaelsalto	V	0.26	6.32.E-05	7.31.E-08	39.3	4.87.E-04	1.31.E-01

Tabla A.3: Registros de Illapel 2015

Registro	Componente	PGA [g]	PGV [m/s]	PGD [m]	Td [s]	IA [m/s]	Ecum [J]
R02M	HNE	0.03	1.84.E-05	4.18.E-08	79.4	4.06.E-05	4.67.E-03
R02M	HNN	0.03	1.50.E-05	2.94.E-08	79.1	3.55.E-05	4.08.E-03
R02M	HNZ	0.02	8.43.E-06	2.79.E-08	86.9	6.13.E-05	1.81.E-03
R05M	HNE	0.04	2.28.E-05	4.86.E-08	77.9	6.67.E-06	7.02.E-03
R05M	HNN	0.03	2.00.E-05	4.04.E-08	80.8	1.53.E-05	5.51.E-03
R05M	HNZ	0.03	1.12.E-05	4.00.E-08	87.7	5.36.E-05	3.57.E-03
R12M	HNE	0.09	4.32.E-05	4.97.E-08	85.2	1.72.E-04	4.63.E-02
R12M	HNN	0.10	3.48.E-05	4.03.E-08	85.1	1.81.E-04	3.66.E-02
R12M	HNZ	0.05	2.03.E-05	3.62.E-08	78.3	3.13.E-05	1.29.E-02
R18M	HNE	0.06	1.85.E-05	4.85.E-08	77.8	1.63.E-05	1.67.E-02
R18M	HNN	0.07	2.63.E-05	3.24.E-08	74.9	1.74.E-05	2.40.E-02
R18M	HNZ	0.04	1.65.E-05	3.19.E-08	79.9	3.86.E-05	7.90.E-03
R20M	HNE	0.05	1.87.E-05	4.62.E-08	80.3	8.25.E-05	8.06.E-03
R20M	HNN	0.04	1.62.E-05	2.89.E-08	77.8	5.74.E-05	6.66.E-03
R20M	HNZ	0.02	1.07.E-05	3.01.E-08	85.4	6.25.E-05	1.84.E-03
R21M	HNE	0.09	3.86.E-05	1.09.E-07	97.1	2.45.E-04	2.94.E-02
R21M	HNN	0.09	4.44.E-05	6.49.E-08	98.8	3.63.E-04	2.67.E-02
R21M	HNZ	0.04	2.43.E-05	3.61.E-08	99.5	2.31.E-04	1.01.E-02

Tabla A.4: Registros de Valparaíso 2017

Registro	Componente	PGA [g]	PGV [m/s]	PGD [m]	Td [s]	IA [m/s]	Ecum [J]
R02M	HNE	0.03	1.24.E-05	2.48.E-08	24.9	5.40.E-10	2.02.E-03
R02M	HNN	0.04	1.16.E-05	1.45.E-08	22.8	4.91.E-10	1.90.E-03
R02M	HNZ	0.02	7.42.E-06	2.29.E-08	36.2	6.44.E-10	8.35.E-04
R05M	HNE	0.03	1.36.E-05	2.04.E-08	27.2	2.50.E-09	1.39.E-03
R05M	HNN	0.04	1.44.E-05	1.60.E-08	21.4	1.57.E-09	1.75.E-03
R05M	HNZ	0.02	1.09.E-05	2.29.E-08	42.2	5.16.E-09	7.81.E-04
R12M	HNE	0.10	3.43.E-05	3.43.E-08	34.4	5.68.E-09	1.77.E-02
R12M	HNN	0.13	4.09.E-05	2.59.E-08	23.6	3.10.E-09	1.83.E-02
R12M	HNZ	0.06	1.98.E-05	2.61.E-08	30.1	3.48.E-09	6.82.E-03
R18M	HNE	0.08	3.12.E-05	2.46.E-08	29.0	5.94.E-09	9.02.E-03
R18M	HNN	0.10	3.87.E-05	2.03.E-08	16.0	4.51.E-09	1.54.E-02

Tabla A.4: Registros de Valparaíso 2017

Registro	Componente	PGA [g]	PGV [m/s]	PGD [m]	Td [s]	IA [m/s]	Ecum [J]
R18M	HNZ	0.04	9.66.E-06	2.14.E-08	34.3	6.45.E-09	3.41.E-03
R20M	HNE	0.09	2.41.E-05	2.38.E-08	18.4	7.45.E-10	6.61.E-03
R20M	HNN	0.08	2.00.E-05	2.00.E-08	17.8	8.74.E-10	4.90.E-03
R20M	HNZ	0.03	1.47.E-05	2.17.E-08	27.8	1.94.E-09	1.72.E-03
R21M	HNE	0.08	2.85.E-05	4.27.E-08	46.6	4.96.E-10	8.80.E-03
R21M	HNN	0.09	2.52.E-05	2.65.E-08	34.3	4.64.E-10	9.22.E-03
R21M	HNZ	0.05	1.59.E-05	3.78.E-08	46.7	3.36.E-10	3.68.E-03

Anexo B

CURVAS IDA

En el presente anexo se presentan las curvas IDA o curvas de análisis dinámico incremental de todas las curvas de fragilidad presentadas en esta tesis.

En primer lugar, se presentan aquellas curvas IDA asociadas al capítulo 3, correspondientes a la comparación del desempeño sísmico de puentes originales y reparados post terremoto de Maule 2010. Luego, las curvas respectivas al análisis de la influencia del esviaje en el comportamiento sísmico, y, posterior a esto, las curvas asociadas al análisis de la influencia de las barras sísmicas y anclaje de los elastómeros, finalizando con aquellas curvas asociadas al análisis de la modelación de los elastómeros no anclados.

En segundo lugar, se presentan las curvas IDA respectivas al capítulo 4, presentando los resultados del análisis de la influencia de disipadores de energía histeréticos y con recentreo en el comportamiento sísmico del Paso Superior Lo Echevers en su estado reparado, considerando o no anclaje en los elastómeros. Finalmente, se presentan aquellas curvas asociadas al análisis de sensibilidad de este capítulo.

B.1. Capítulo 3

B.1.1. Curvas IDA de comparación de puentes originales y reparados

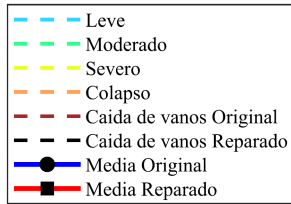


Figura B.1: Leyenda para las curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero y de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

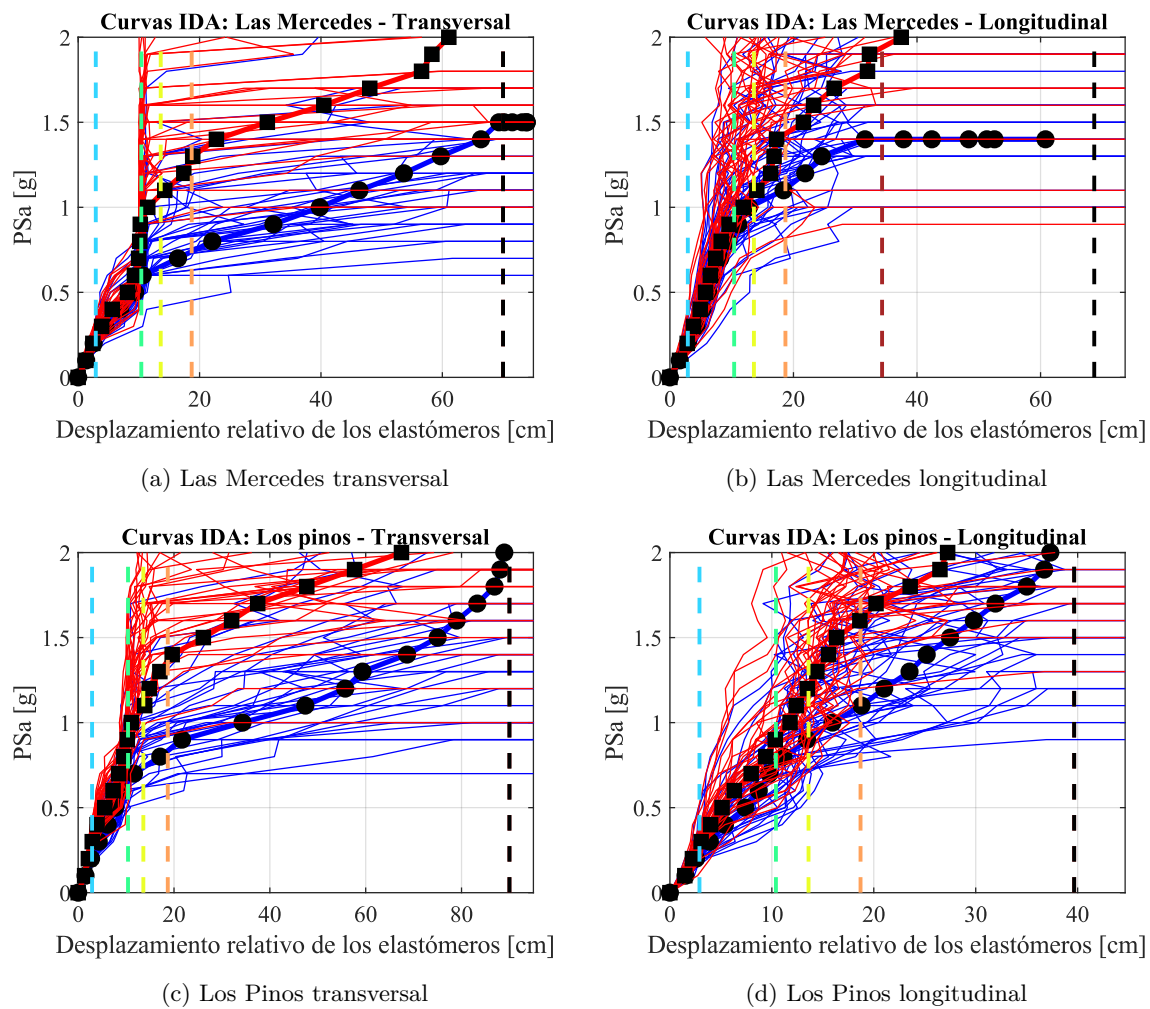
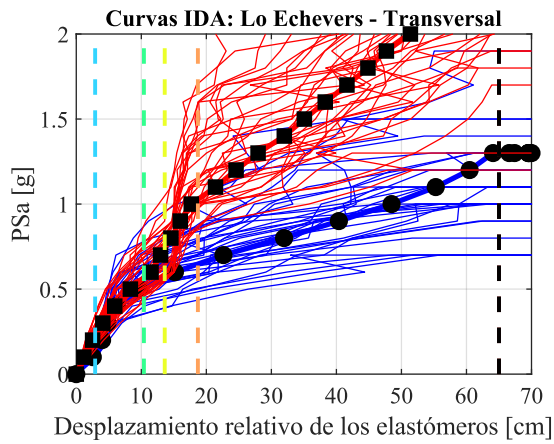
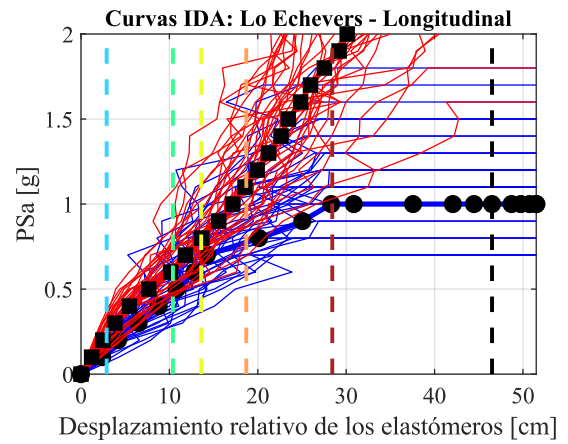


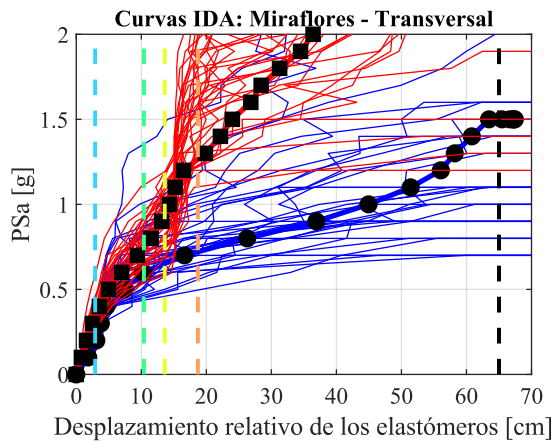
Figura B.2: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero



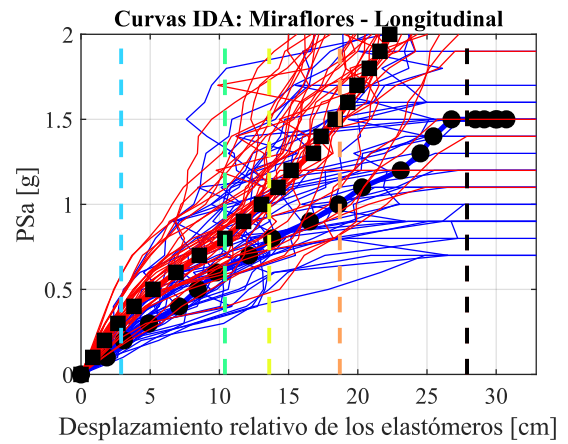
(a) Lo Echevers transversal



(b) Lo Echevers longitudinal



(c) Miraflores transversal



(d) Miraflores longitudinal

Figura B.3: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

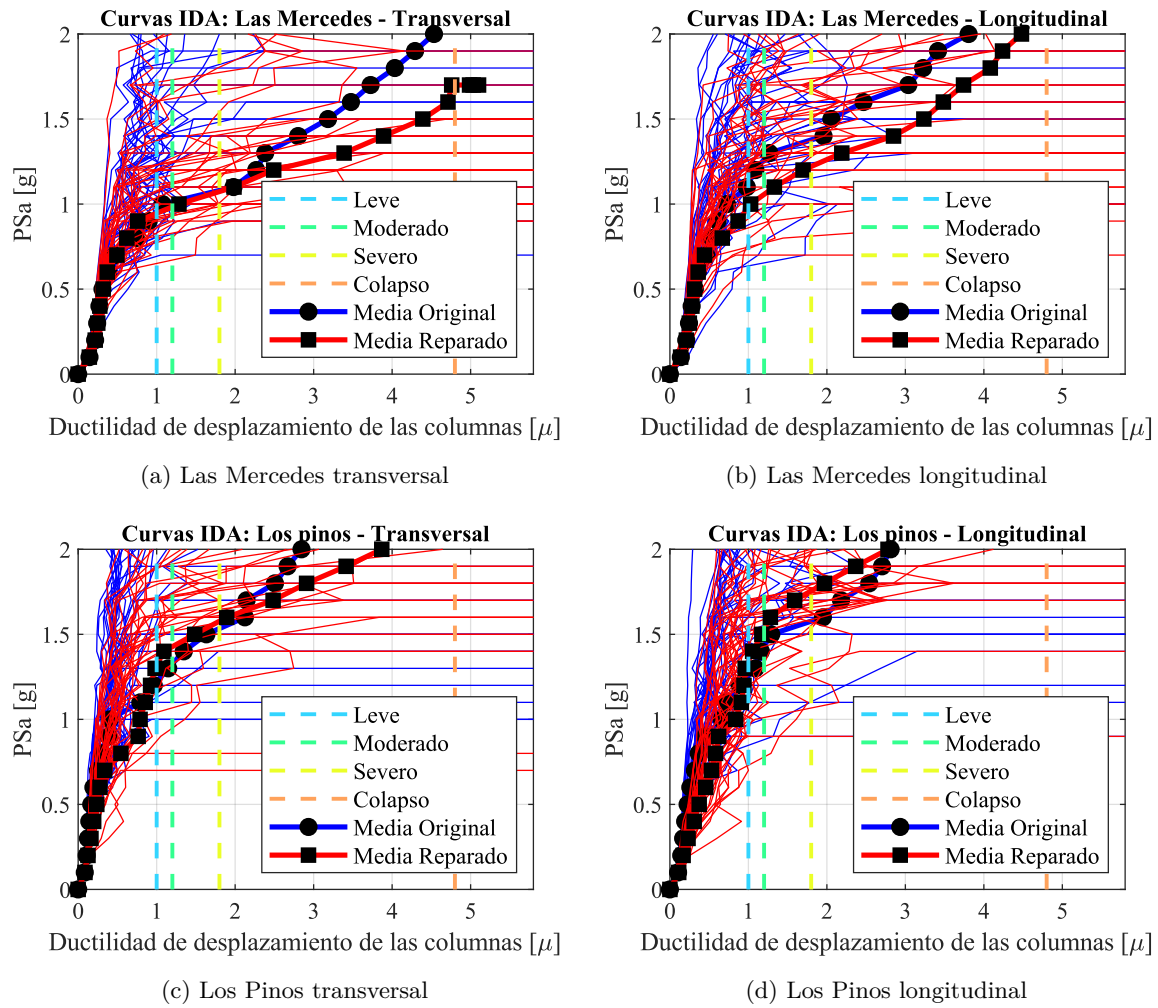


Figura B.4: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

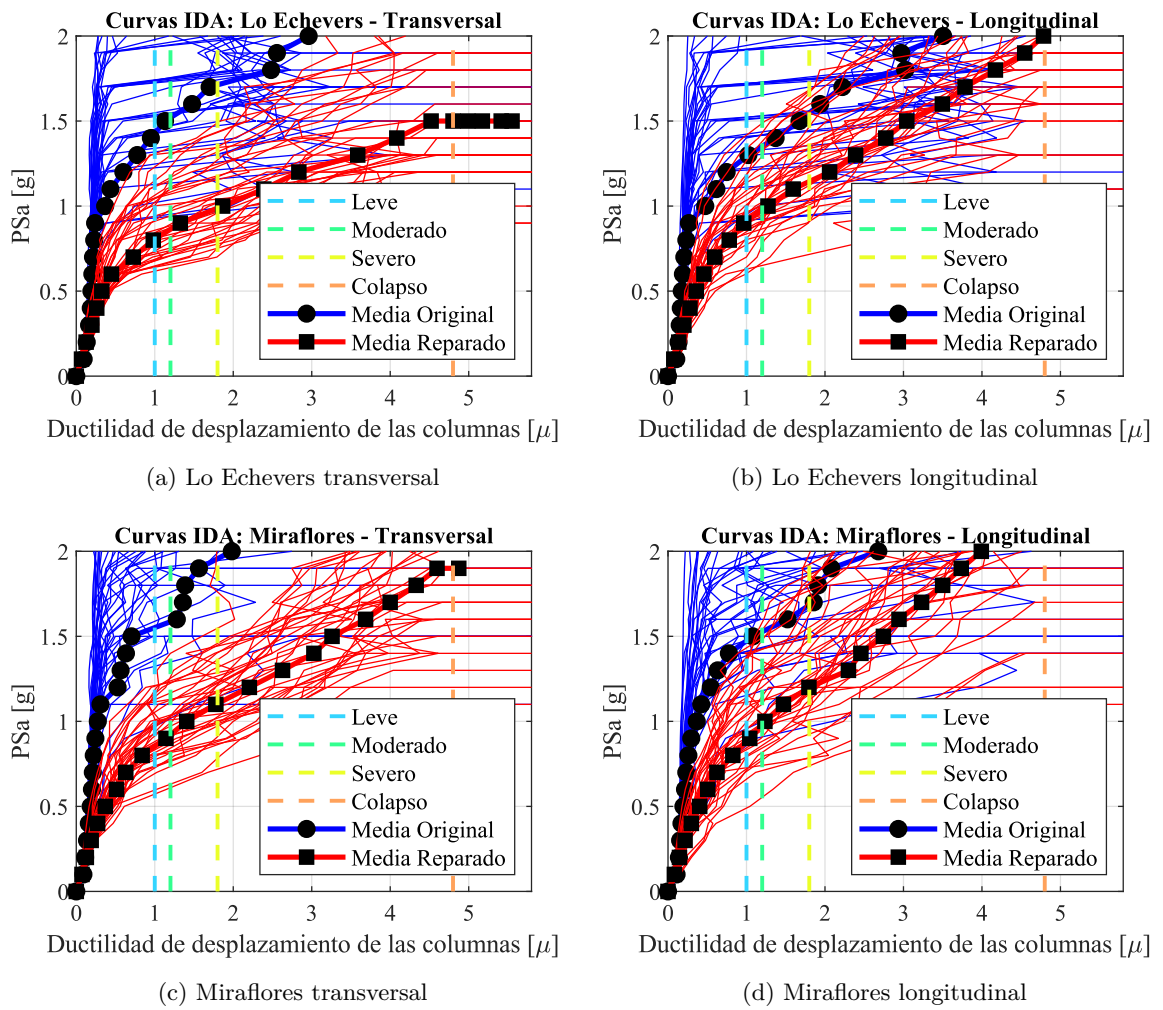


Figura B.5: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

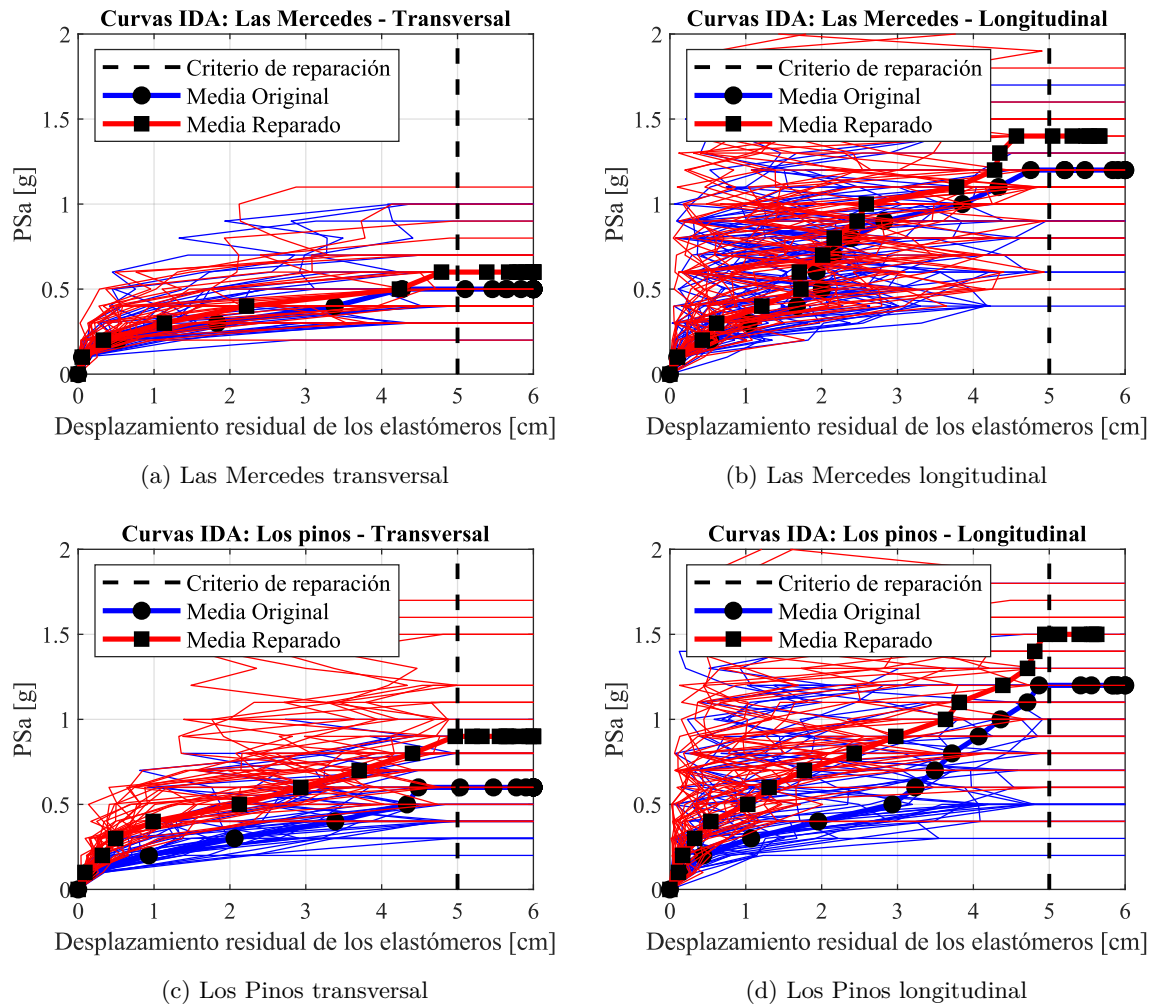


Figura B.6: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

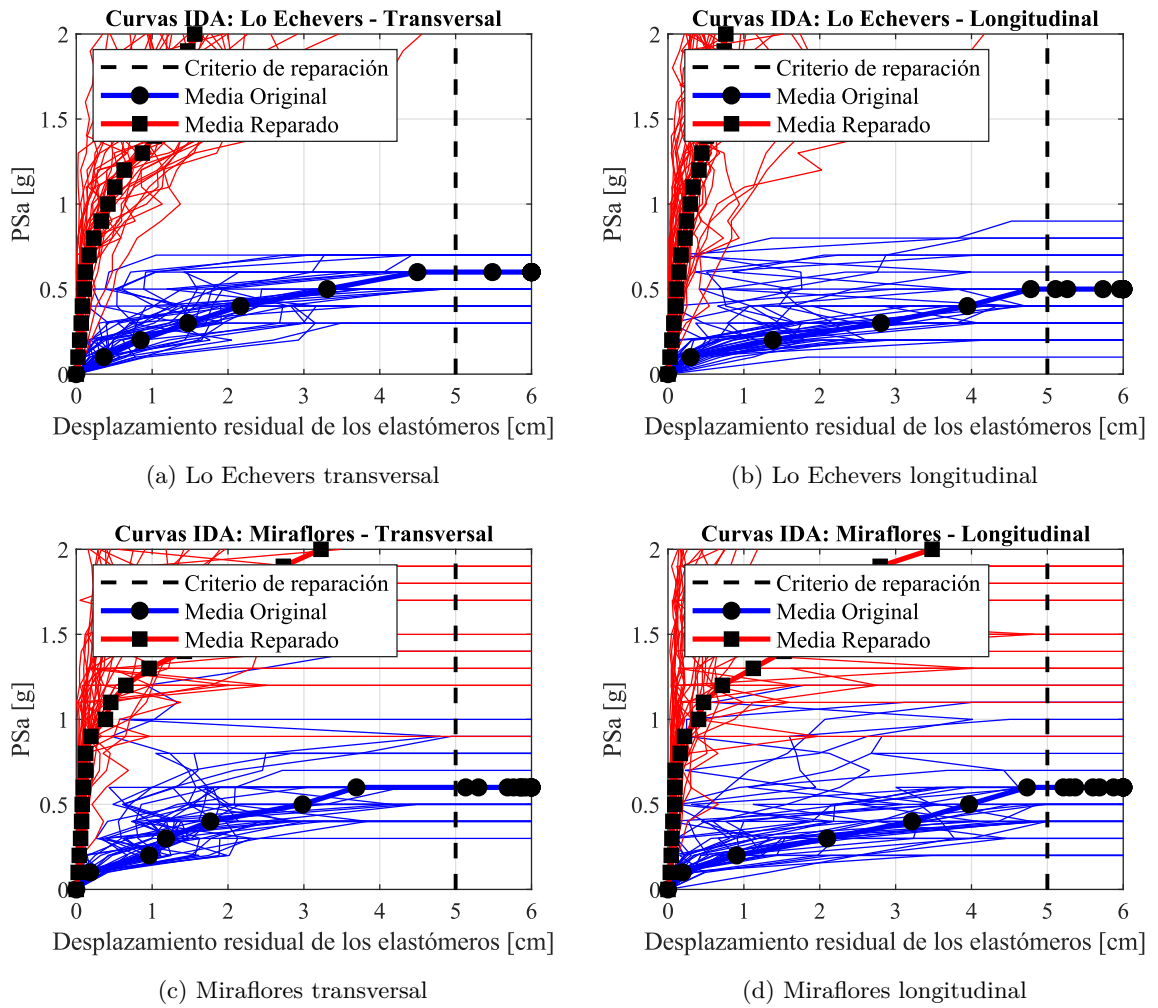


Figura B.7: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.1.2. Curvas IDA de análisis de la influencia del esviaje

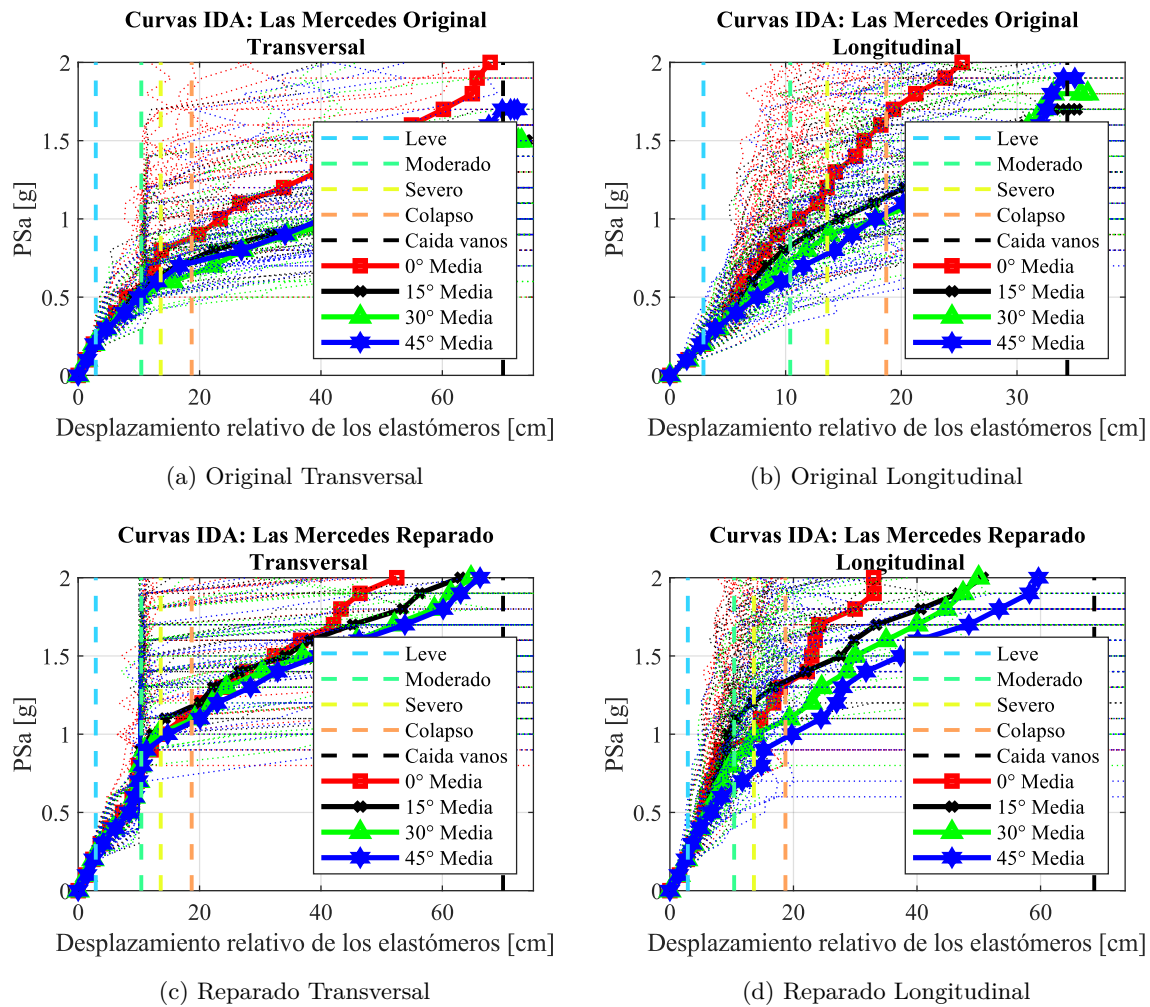


Figura B.8: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

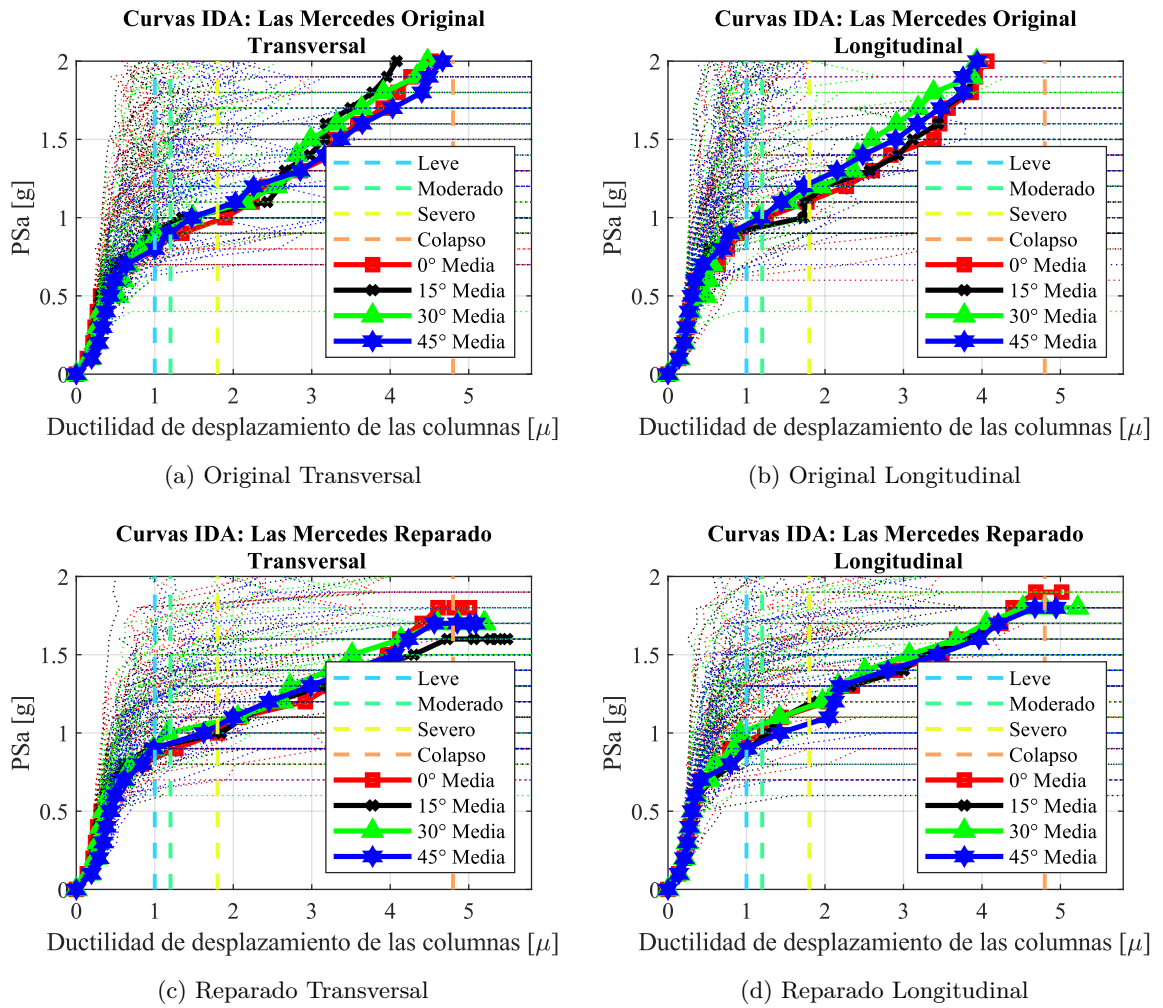


Figura B.9: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

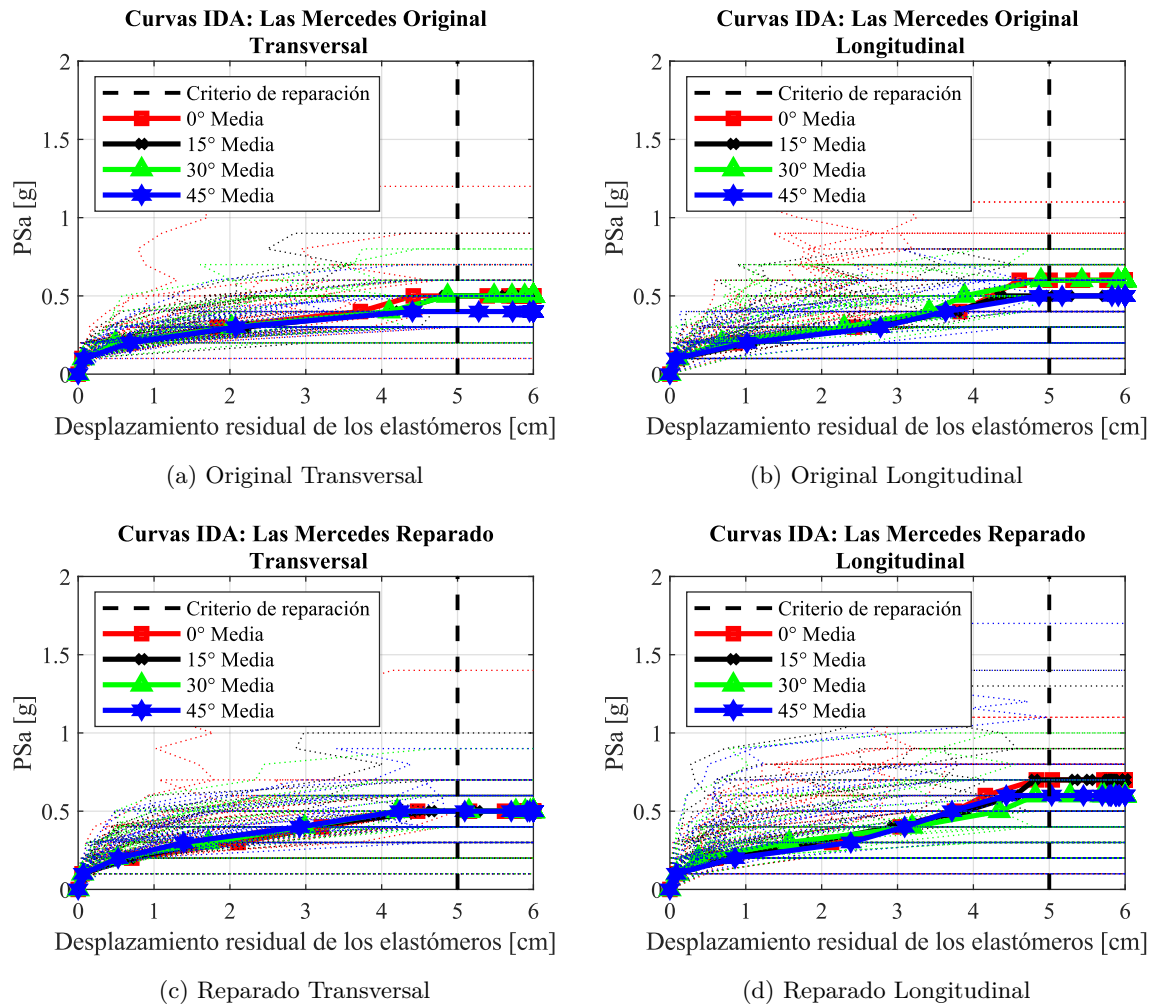
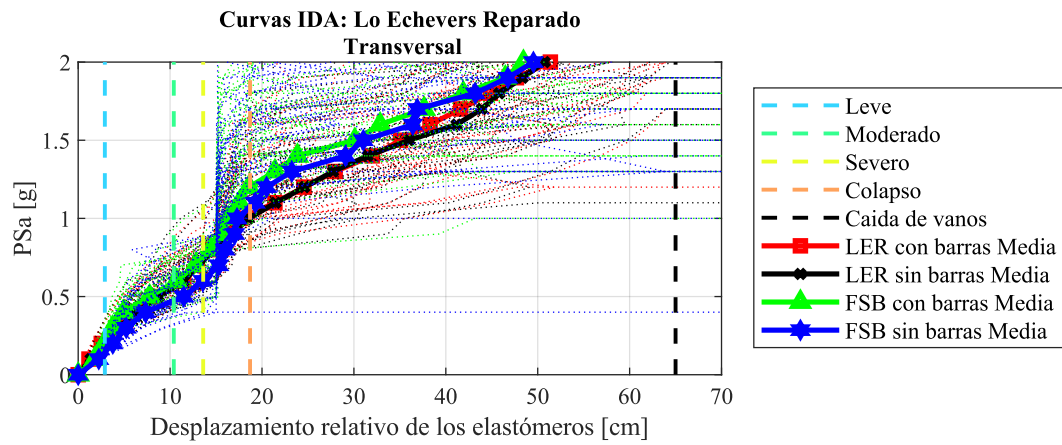
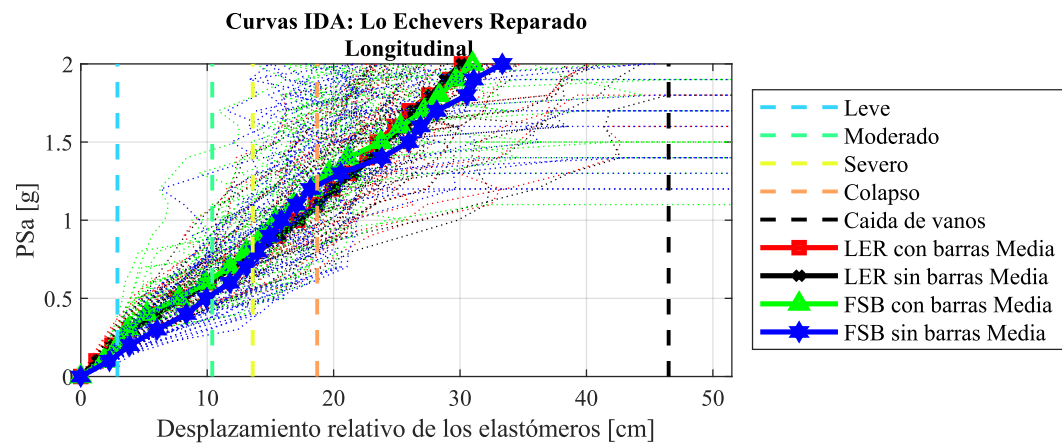


Figura B.10: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.1.3. Curvas IDA de análisis de los elastómeros y barras sísmicas

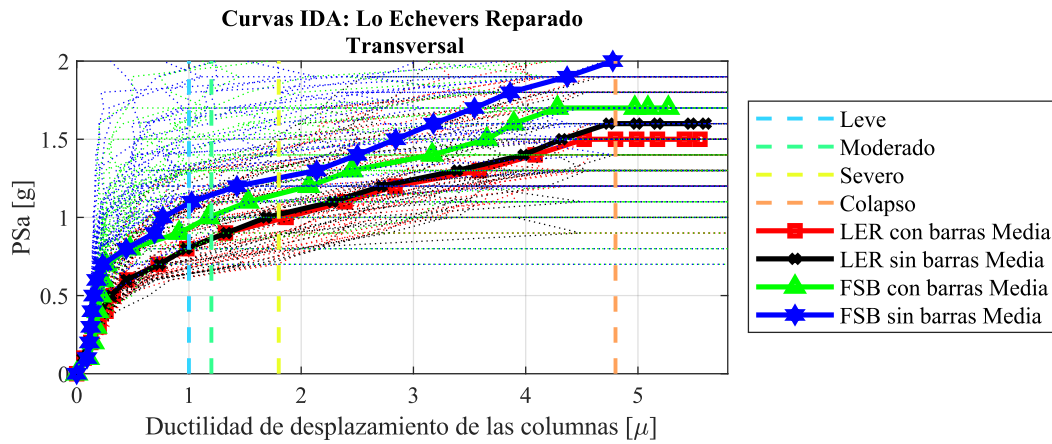


(a) Lo Echevers transversal

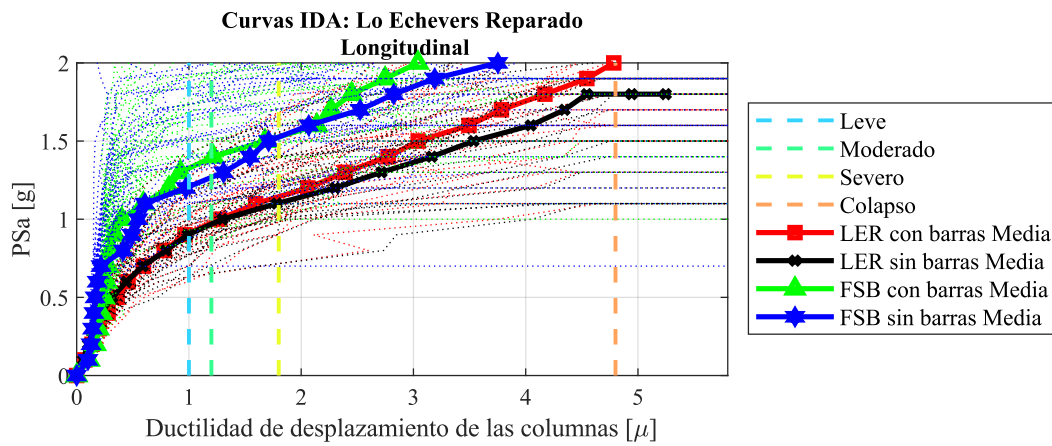


(b) Lo Echevers longitudinal

Figura B.11: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

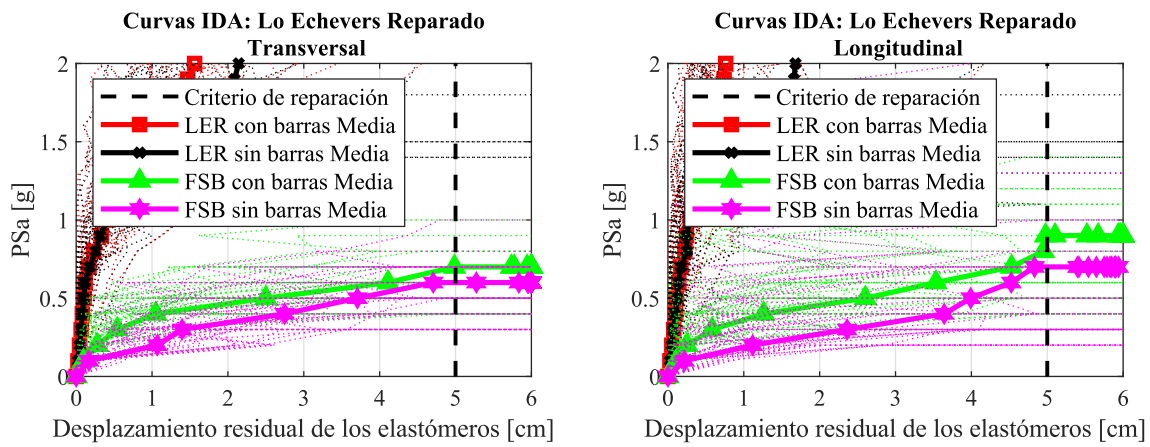


(a) Lo Echevers transversal



(b) Lo Echevers longitudinal

Figura B.12: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas



(a) Lo Echevers transversal

(b) Lo Echevers longitudinal

Figura B.13: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.1.3.1. Curvas IDA de análisis de la modelación de los elastómeros no anclados

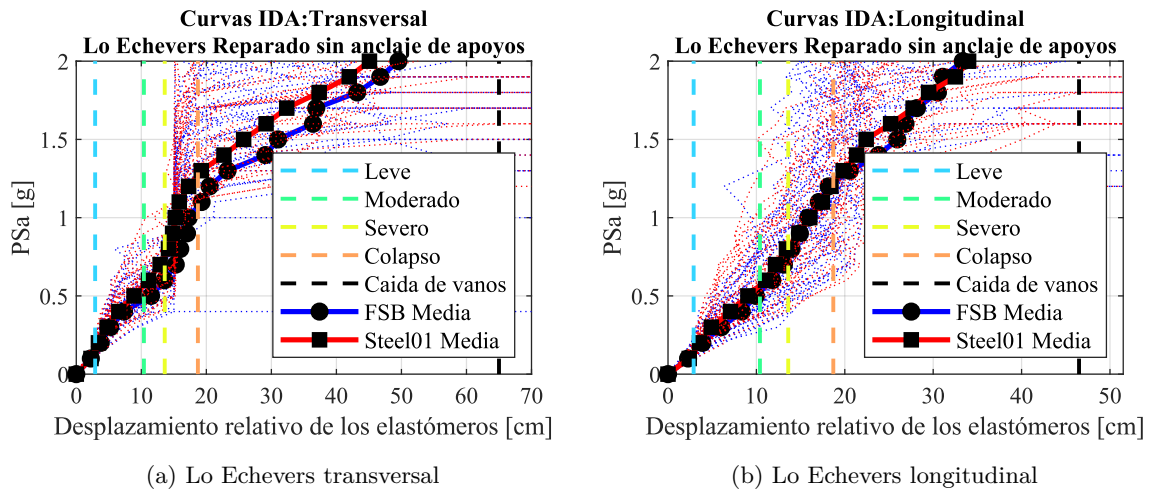


Figura B.14: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

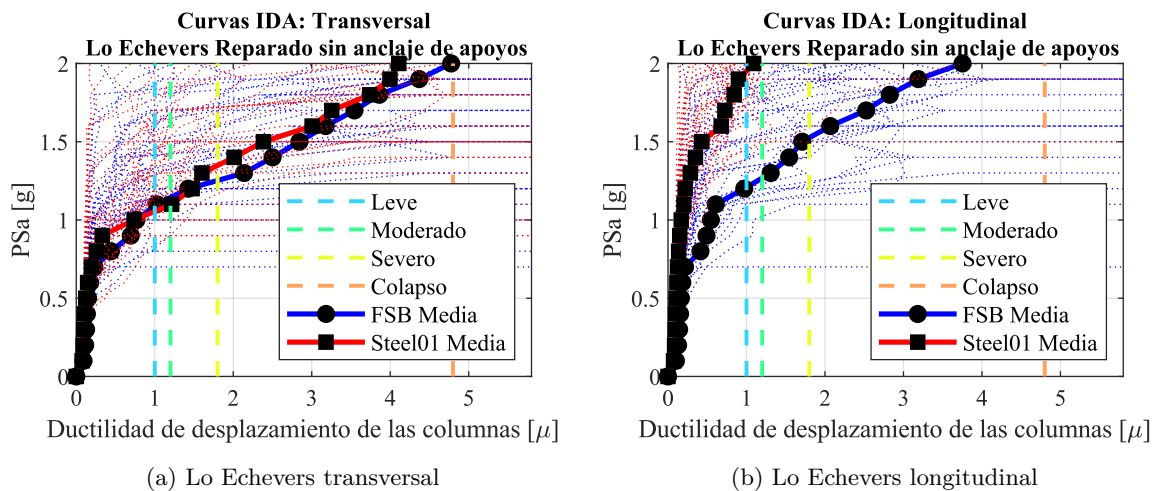


Figura B.15: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

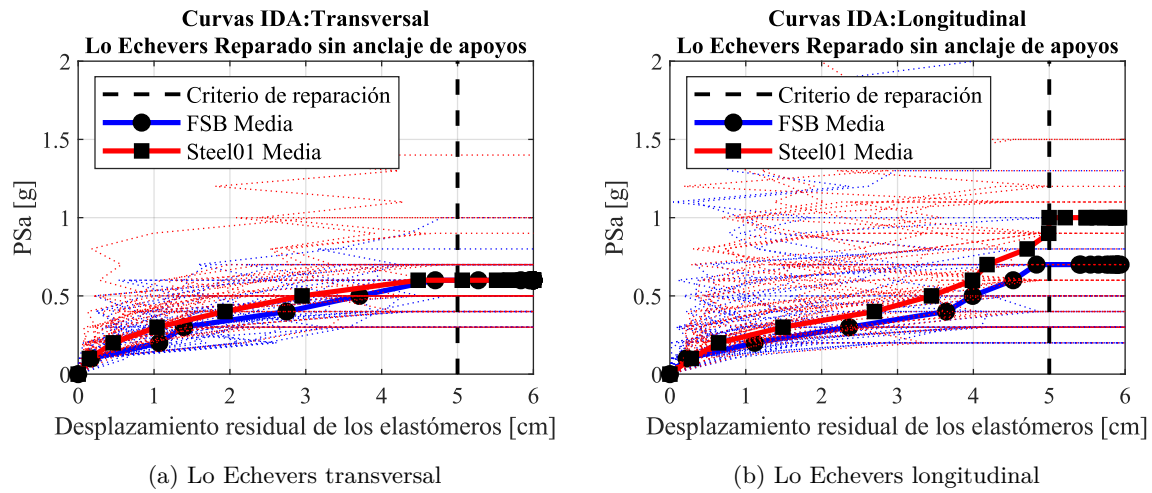


Figura B.16: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.2. Capítulo 4

B.2.1. Curvas IDA de análisis de disipadores diseñados

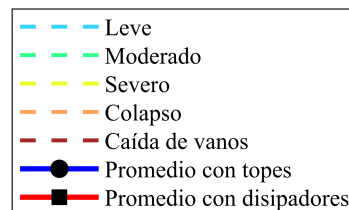


Figura B.17: Leyenda para curvas del desplazamiento relativo máximo del elastómero

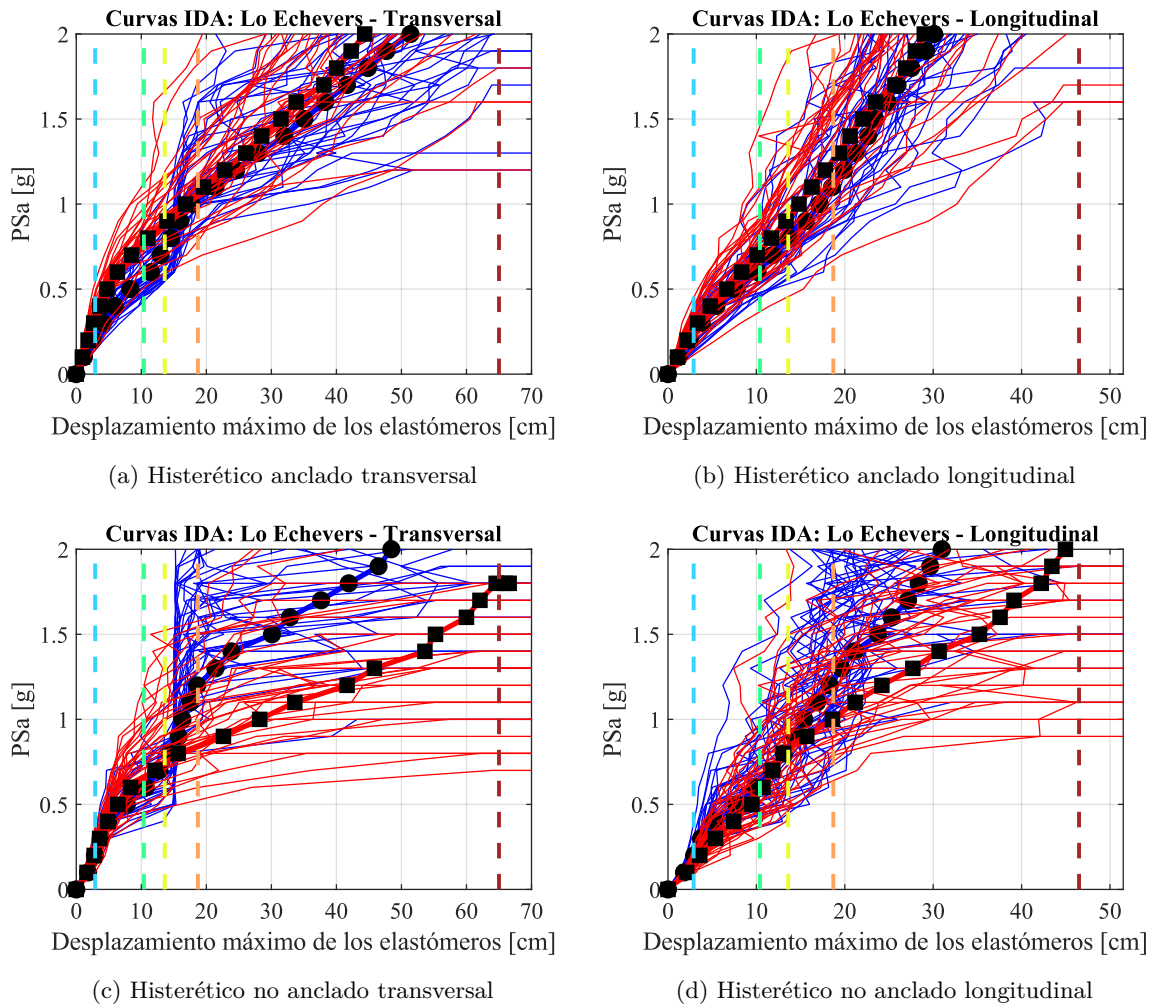


Figura B.18: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

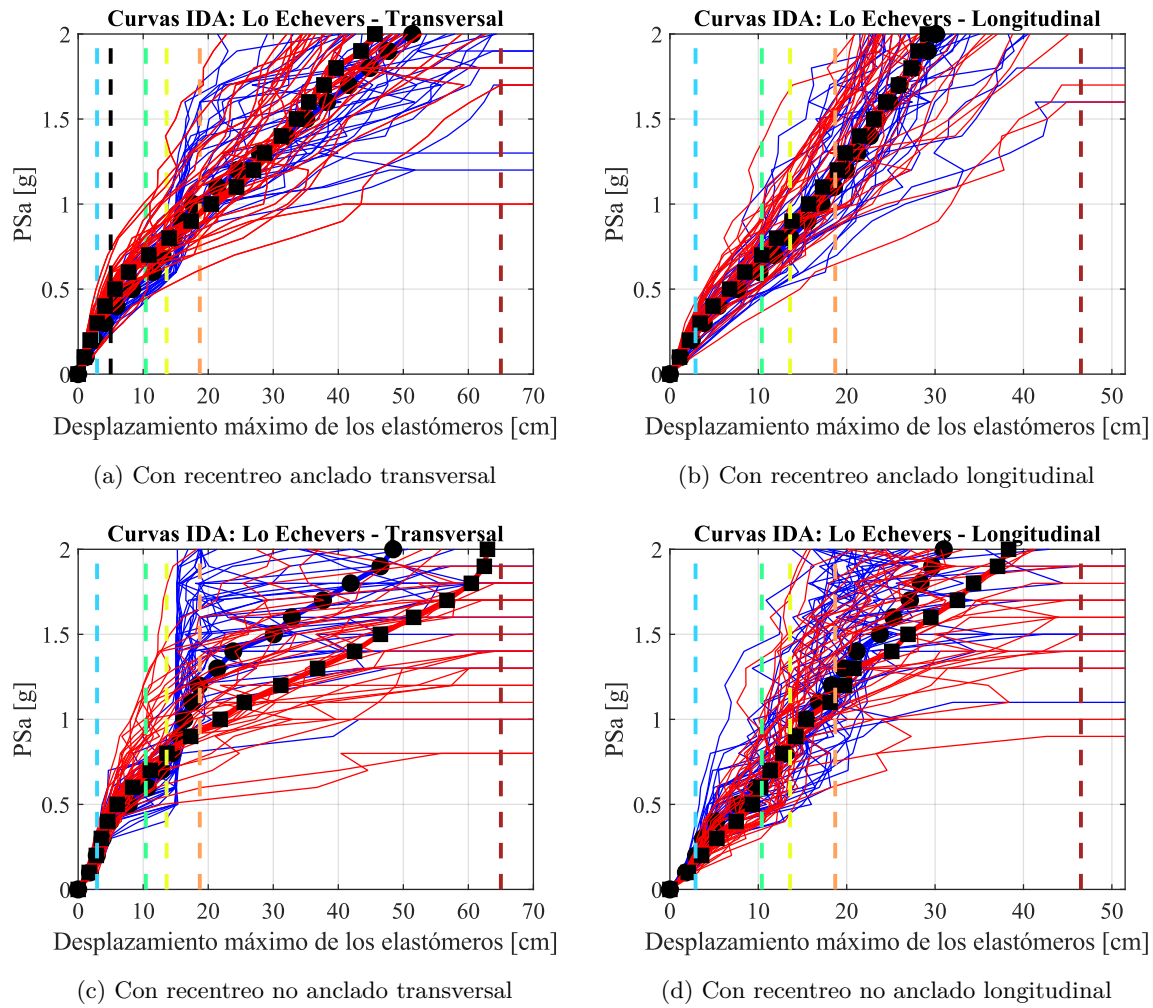
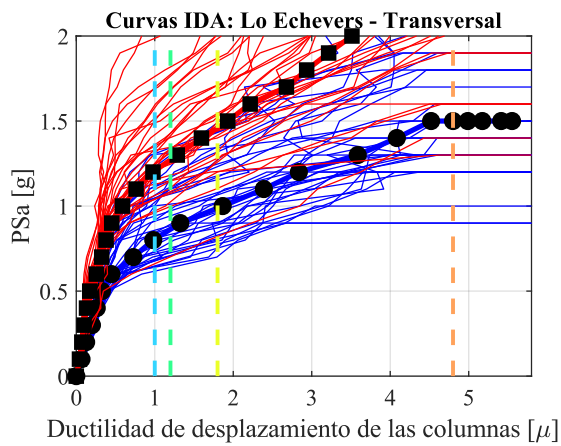


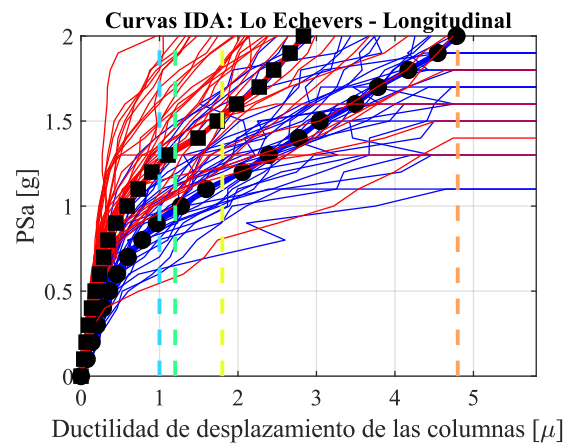
Figura B.19: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero



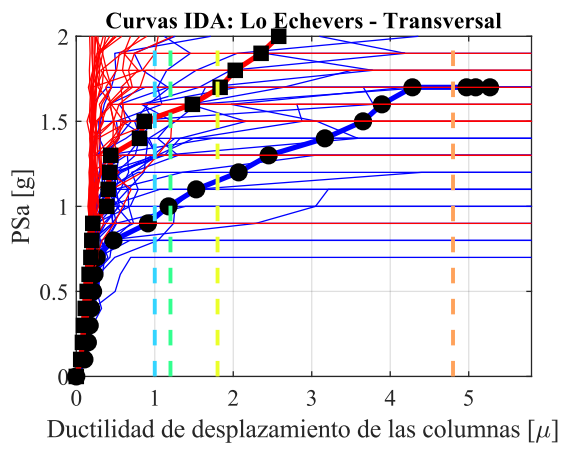
Figura B.20: Leyenda para curvas de la ductilidad de desplazamiento de las columnas



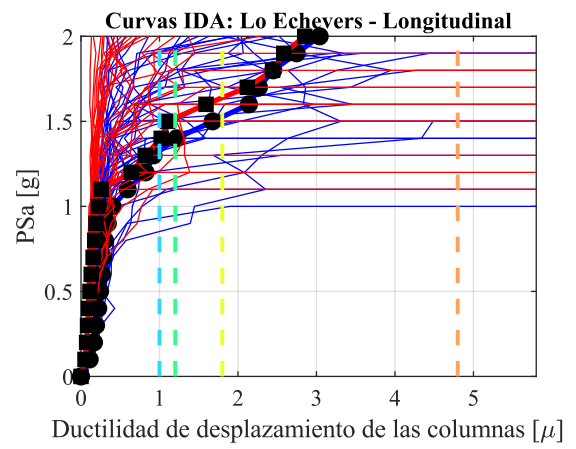
(a) Histerético anclado transversal



(b) Histerético anclado longitudinal



(c) Histerético no anclado transversal



(d) Histerético no anclado longitudinal

Figura B.21: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

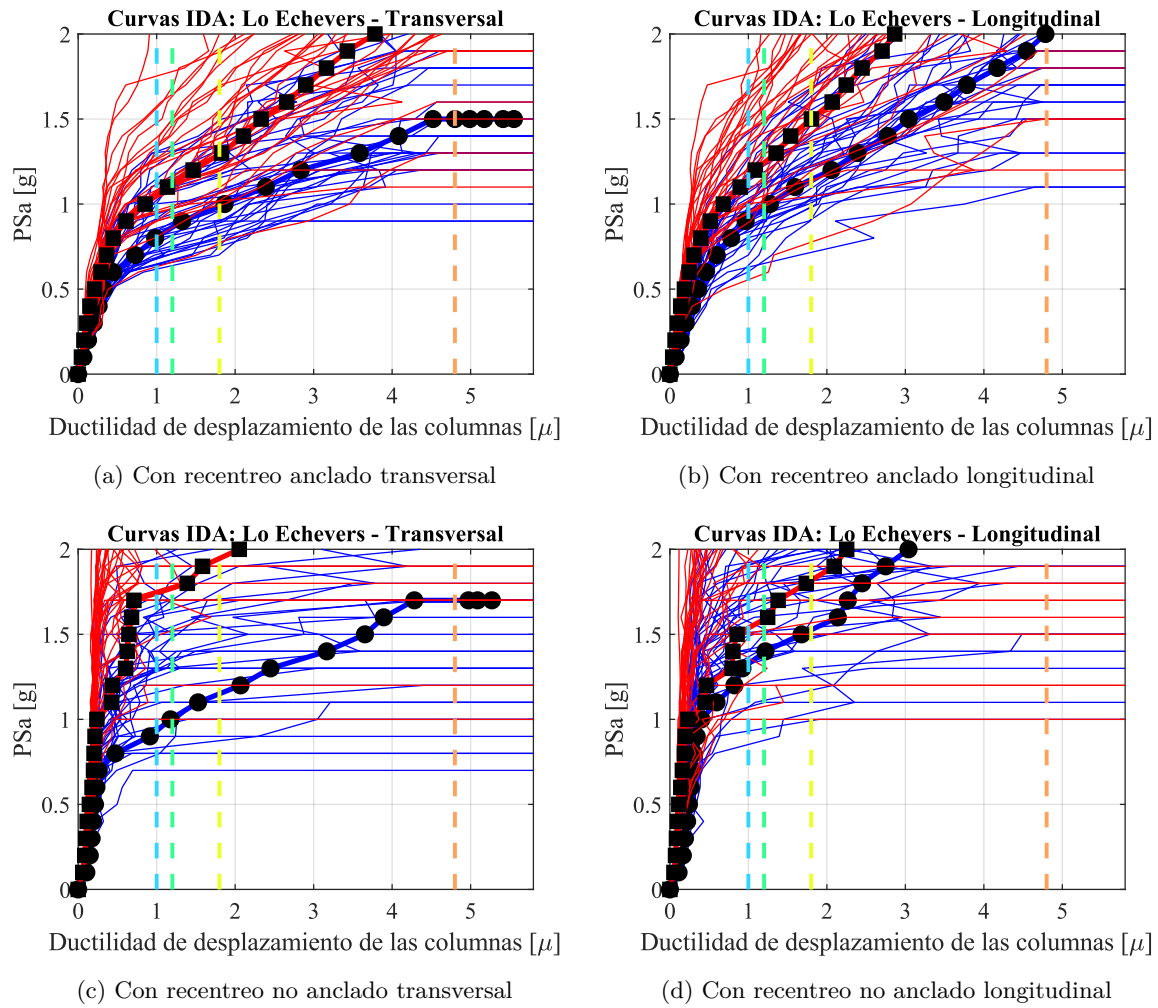


Figura B.22: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

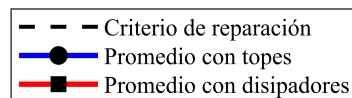


Figura B.23: Leyenda para curvas del desplazamiento relativo residual del elastómero

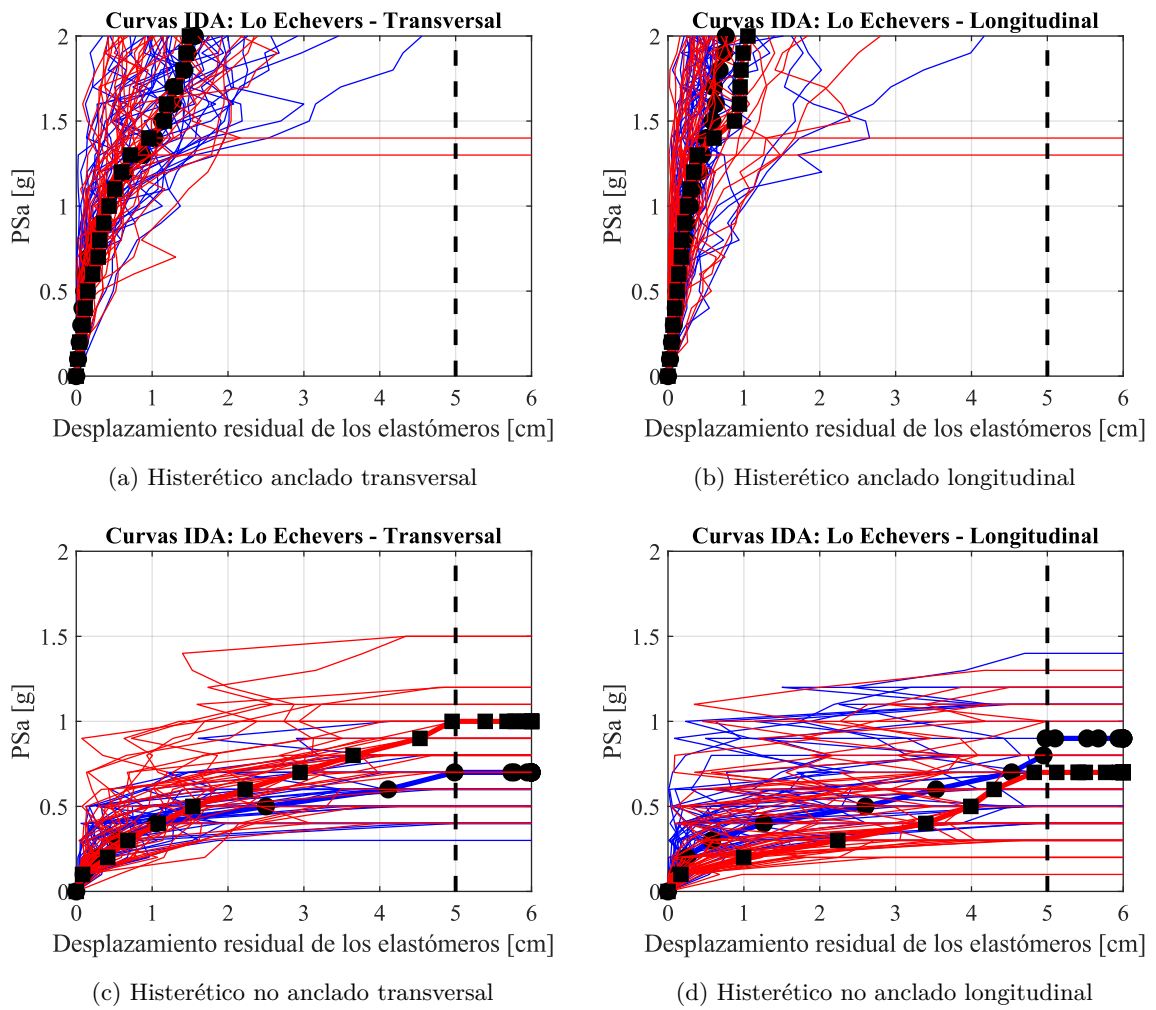


Figura B.24: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

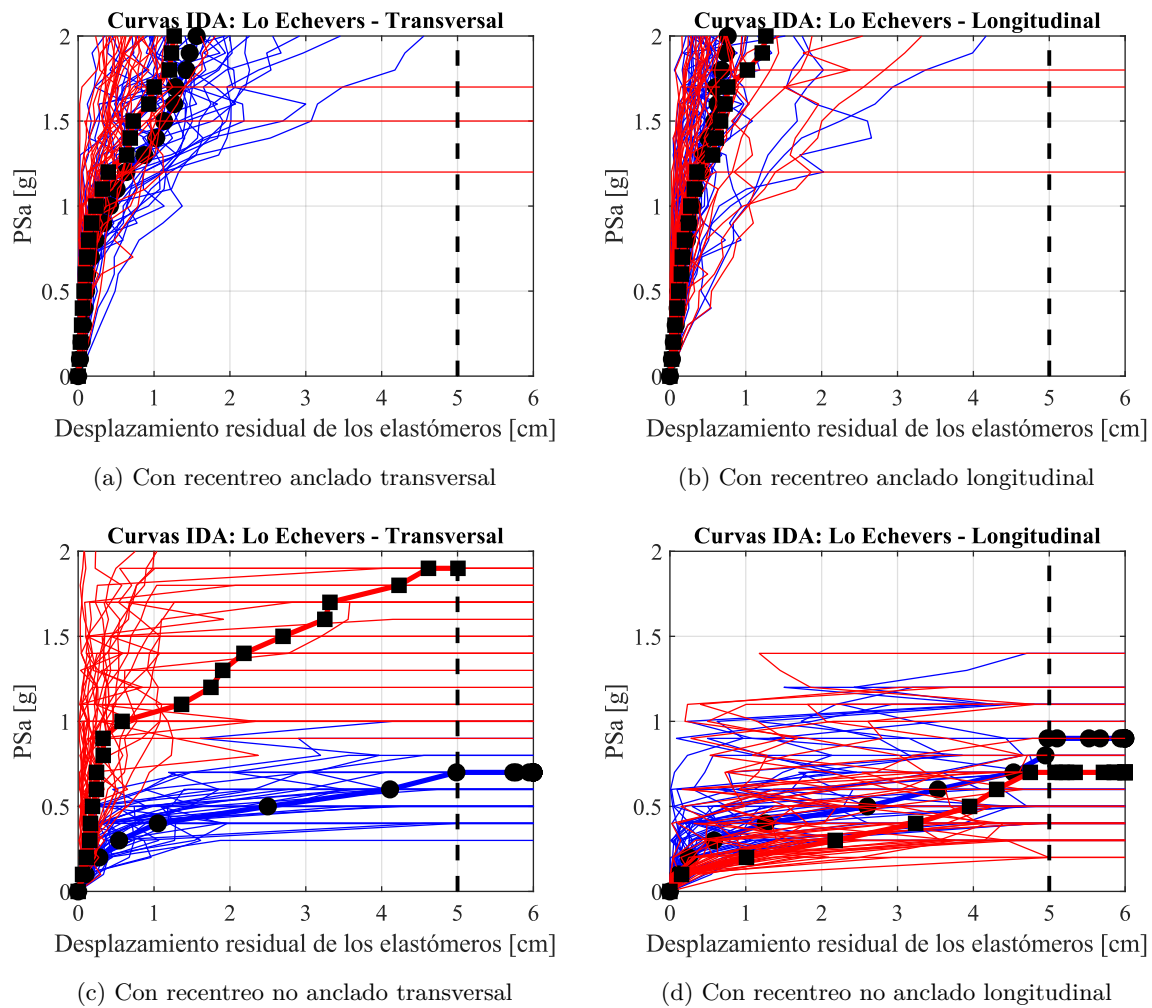
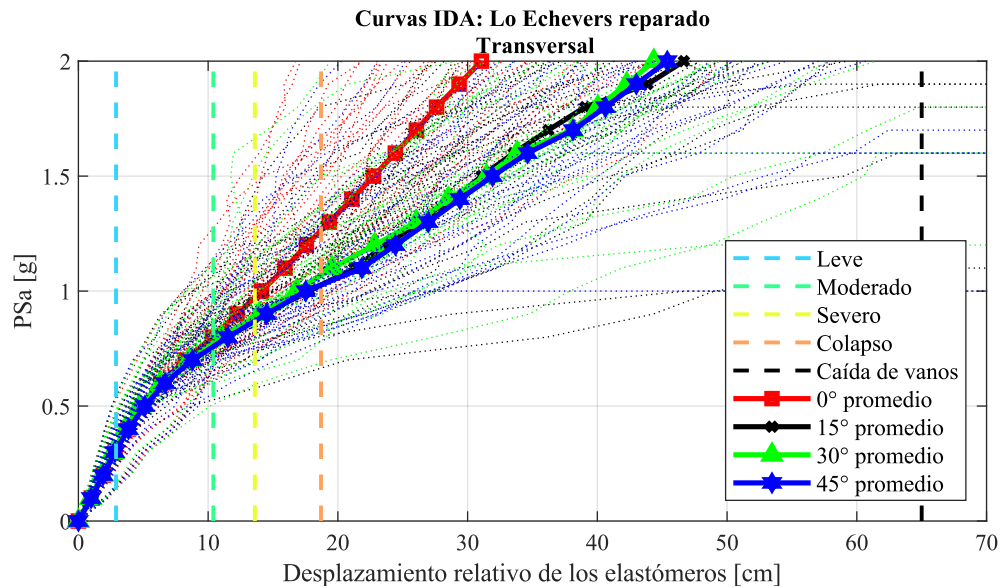


Figura B.25: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

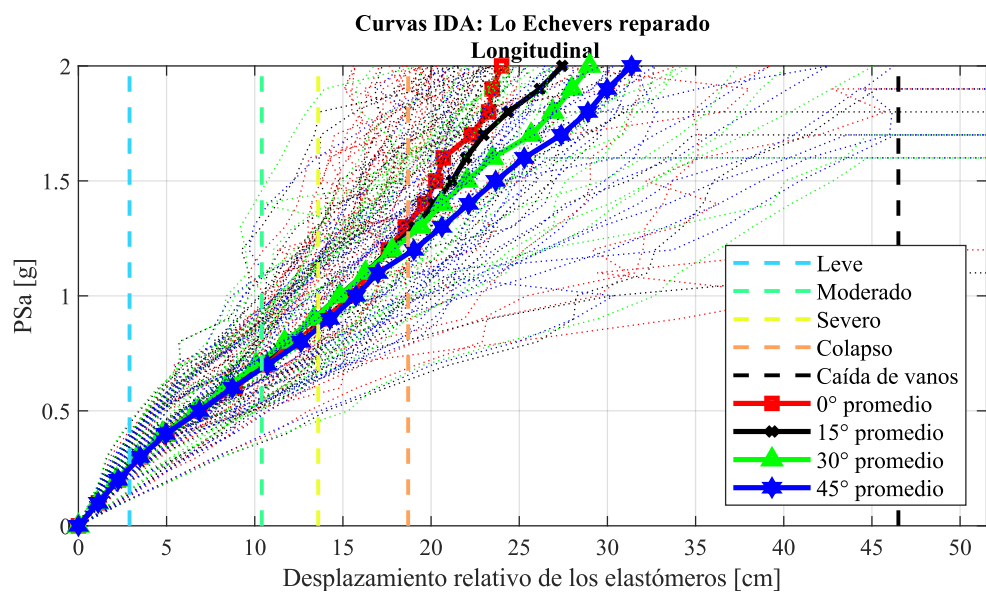
B.2.2. Curvas IDA del análisis de sensibilidad de disipadores - Disipadores Histeréticos

B.2.3. Influencia de los topes externos - caso anclado

B.2.4. Ángulo de esviaje - caso anclado

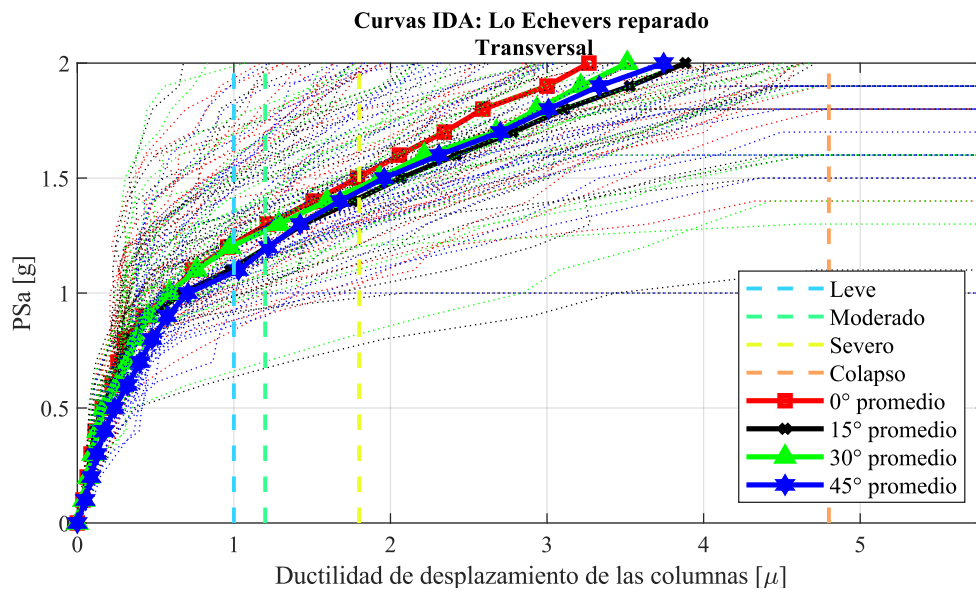


(a) Transversal

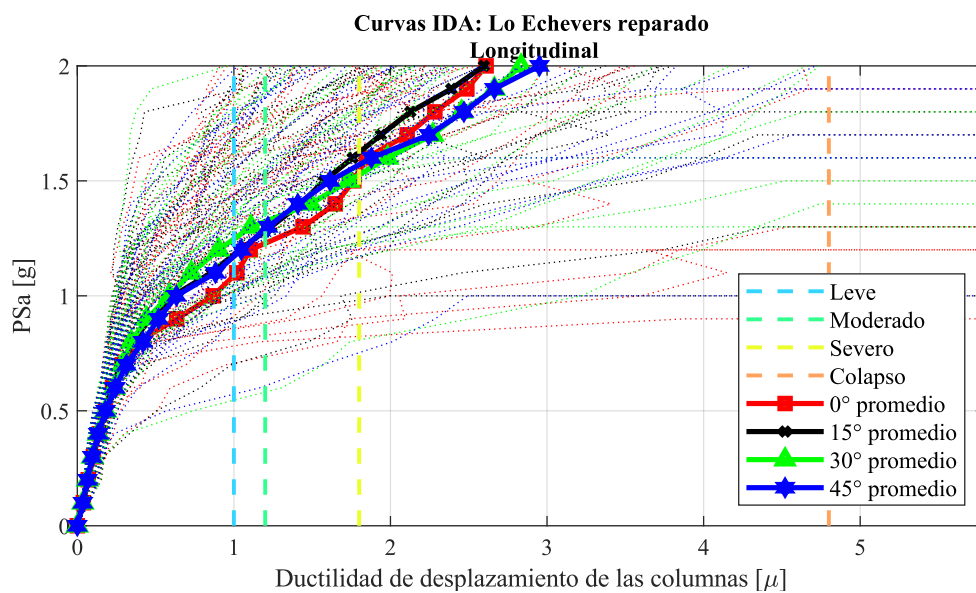


(b) Longitudinal

Figura B.26: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

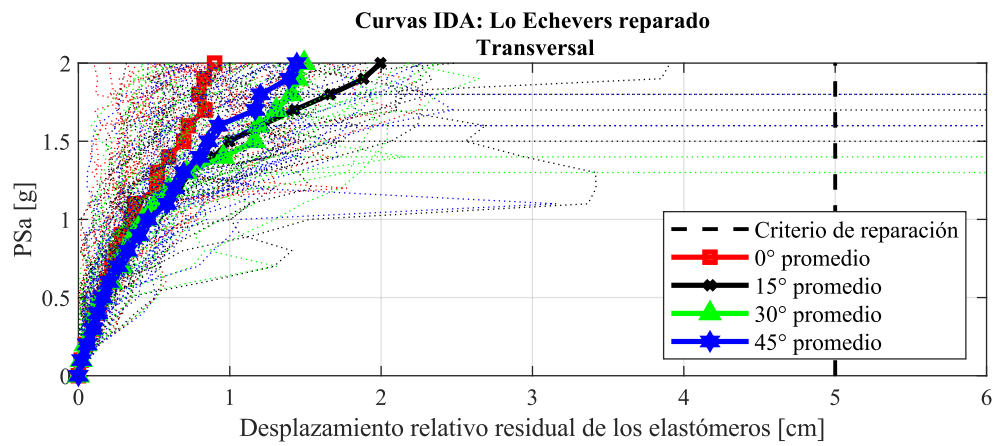


(a) Transversal

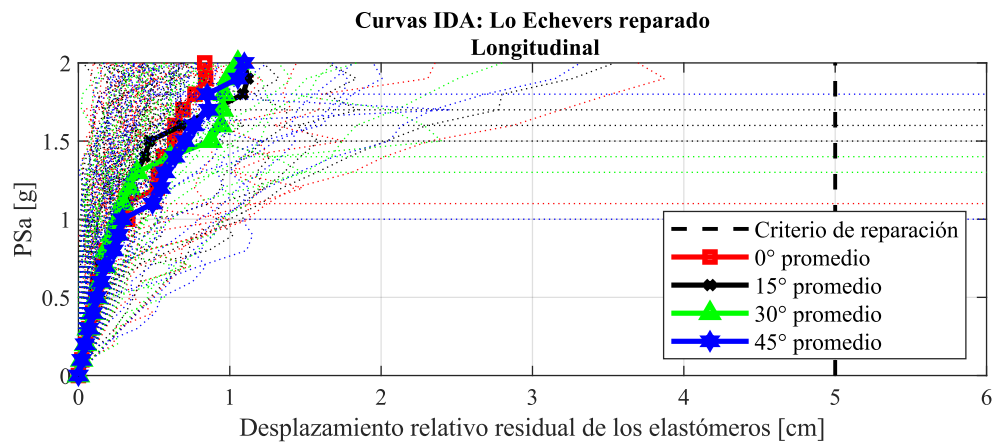


(b) Longitudinal

Figura B.27: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura B.28: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.2.5. Ángulo del disipador - caso anclado

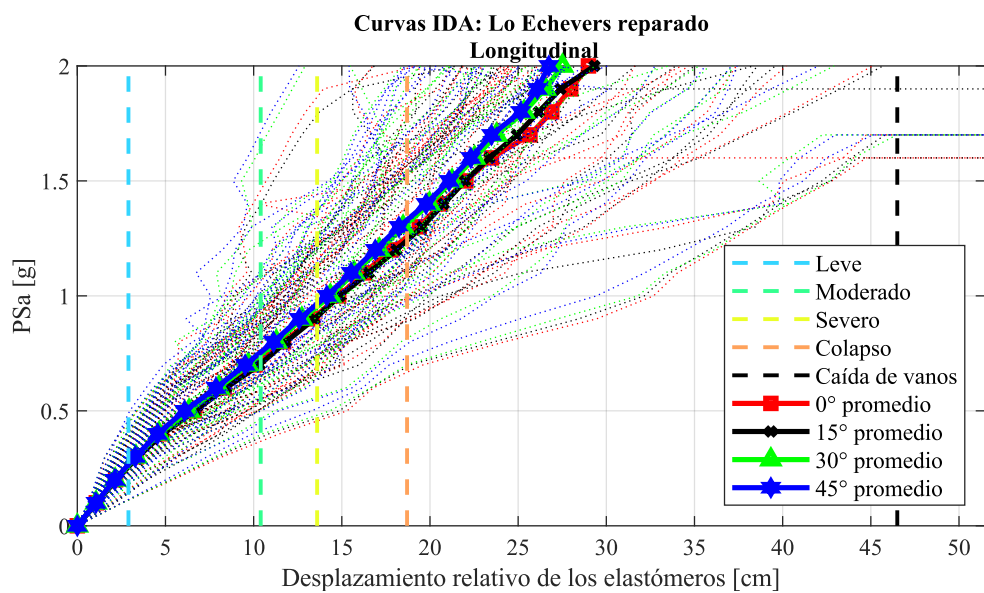
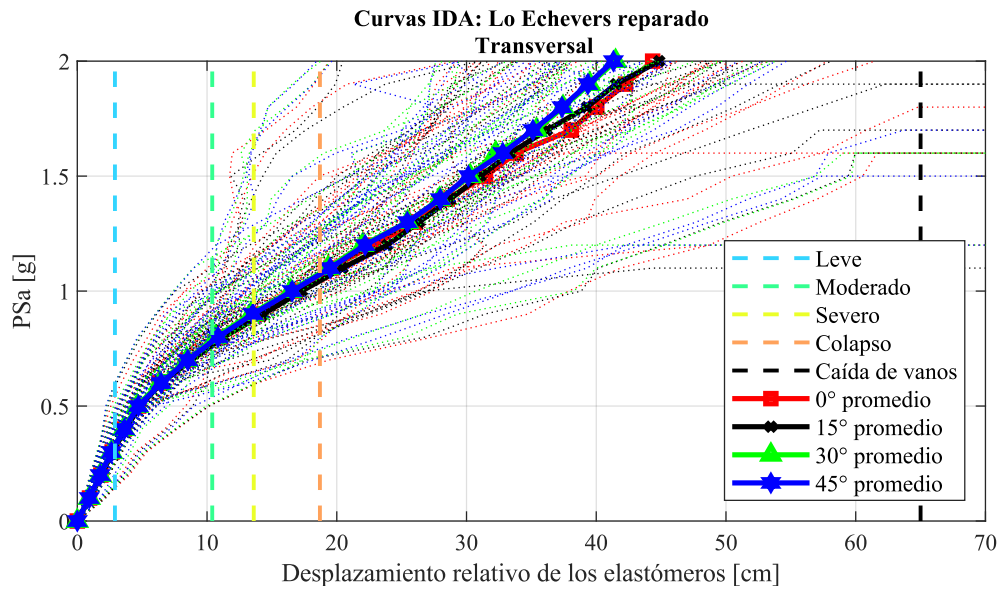
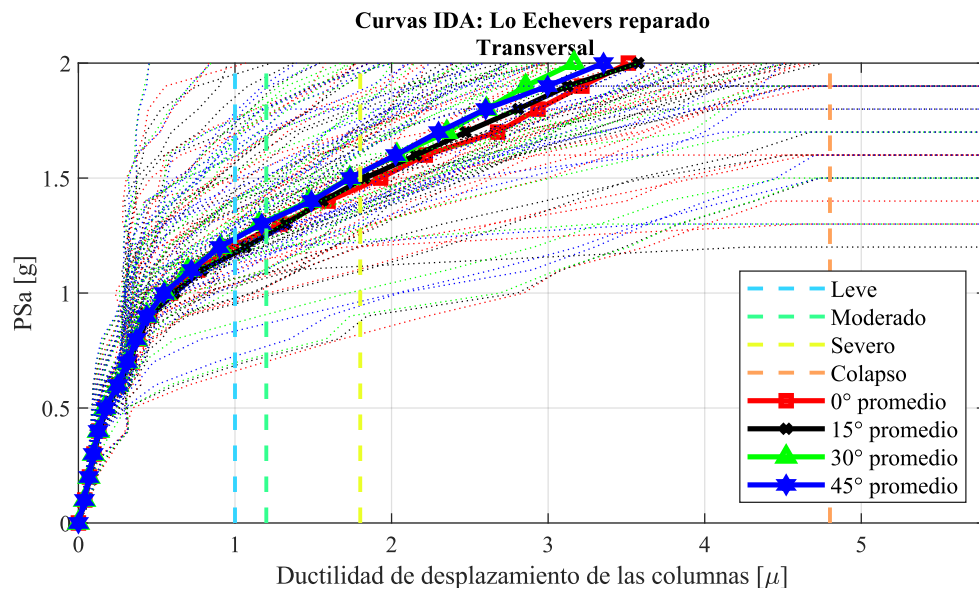
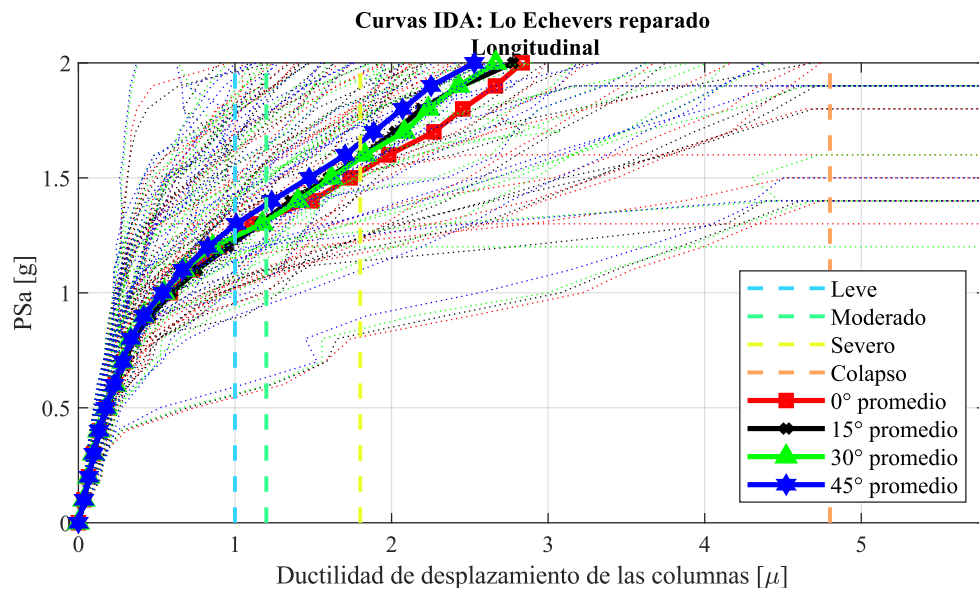


Figura B.29: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura B.30: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

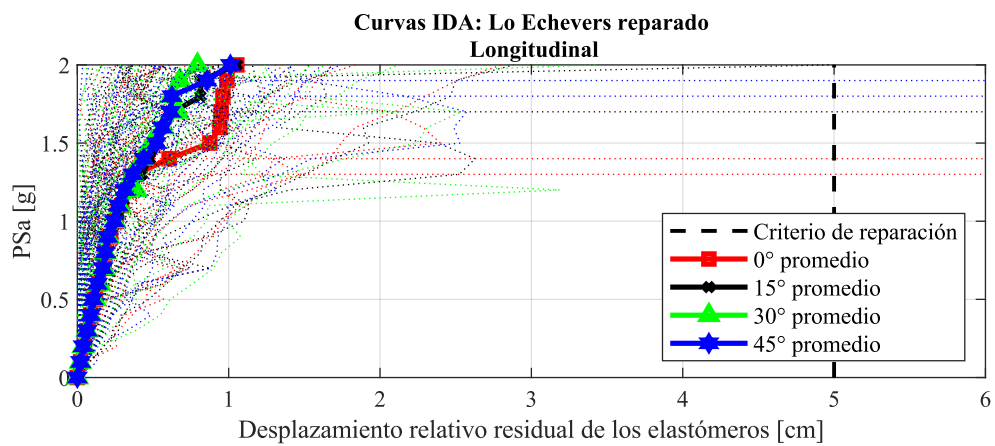
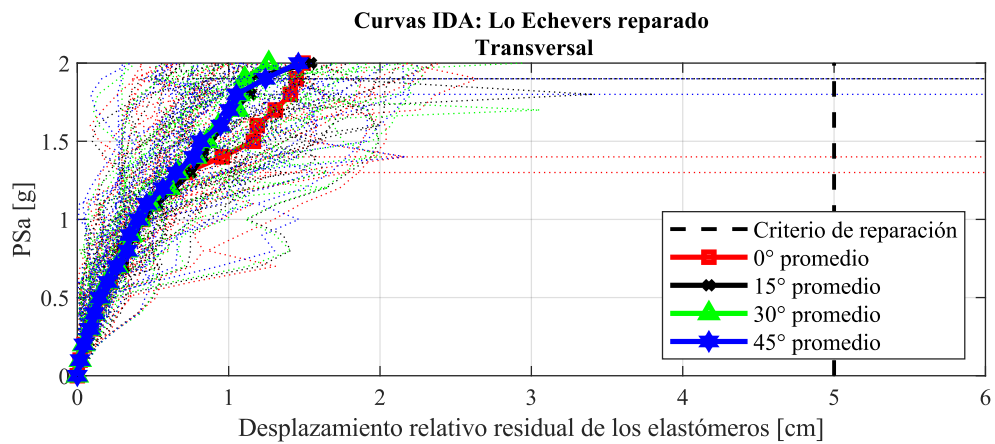
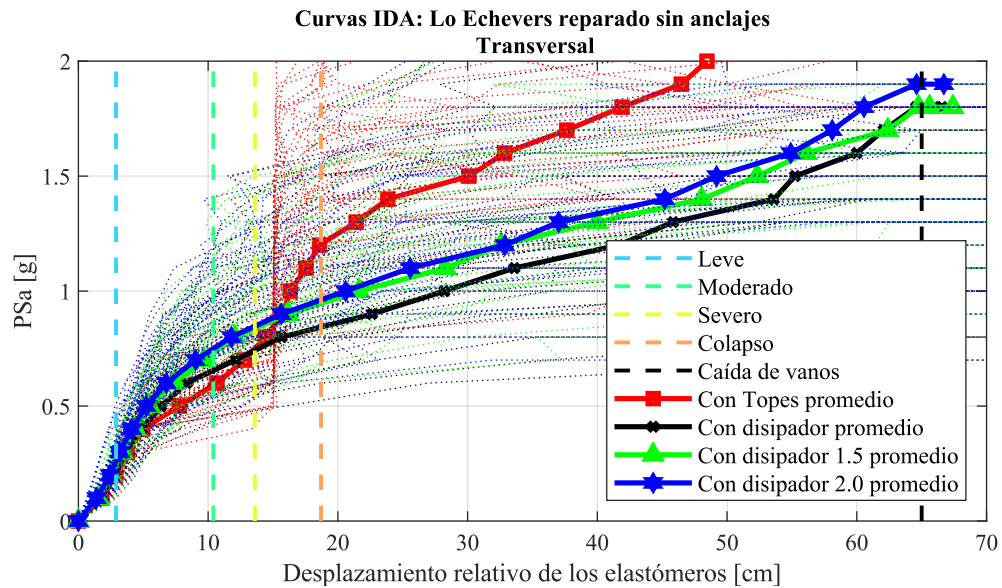
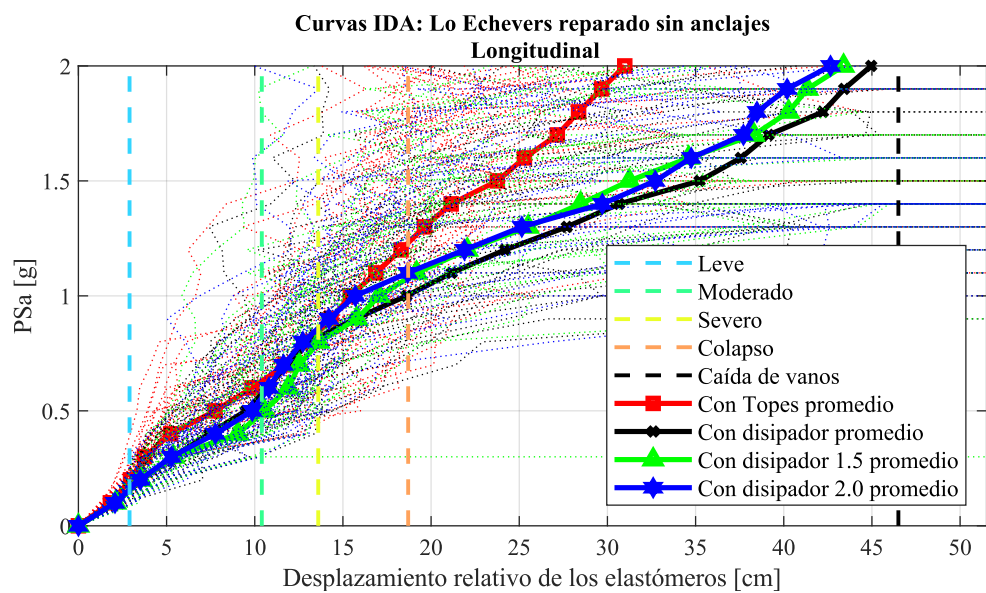


Figura B.31: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.2.6. Influencia de la rigidez y fuerza de fluencia - caso no anclado



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura B.32: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

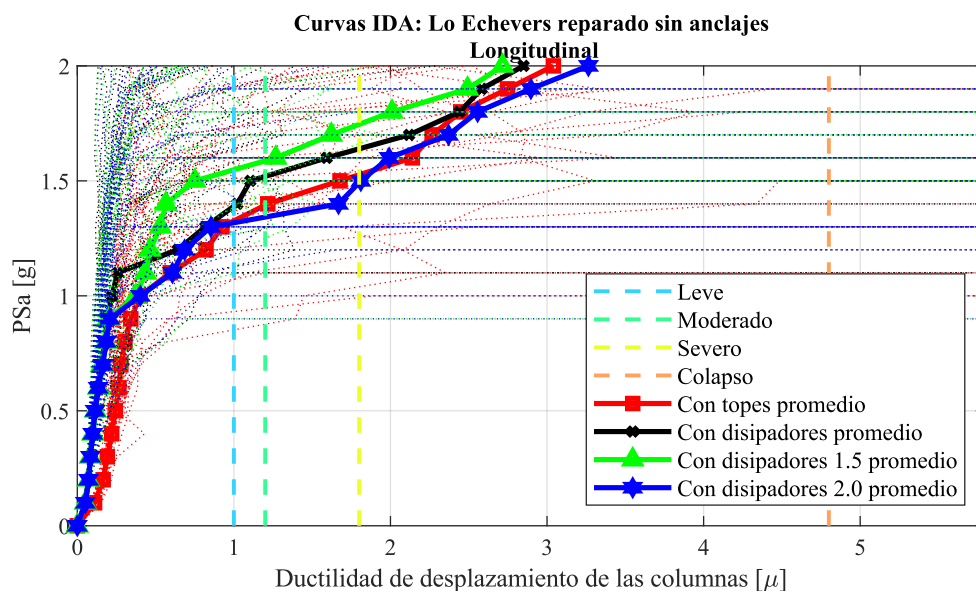
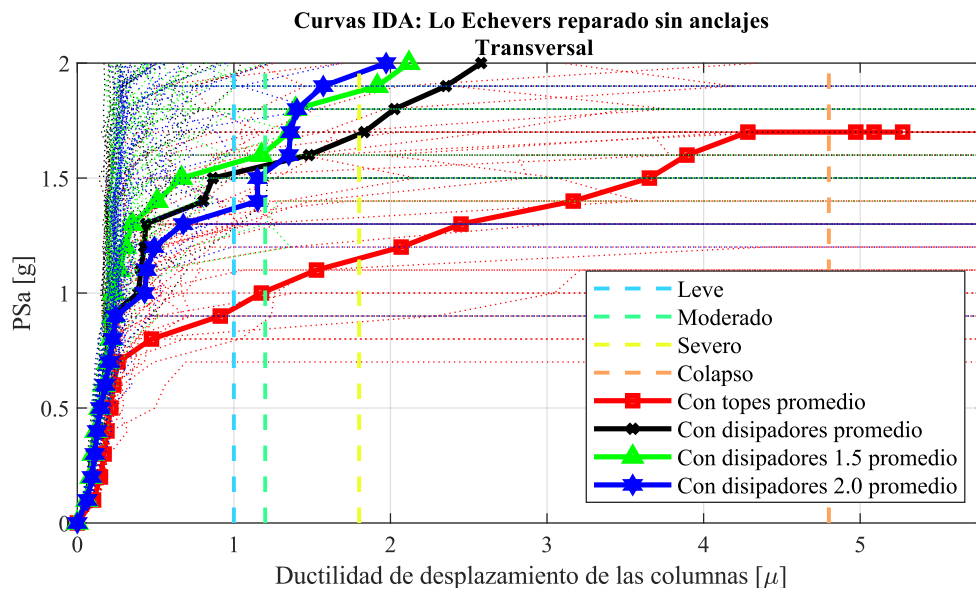


Figura B.33: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

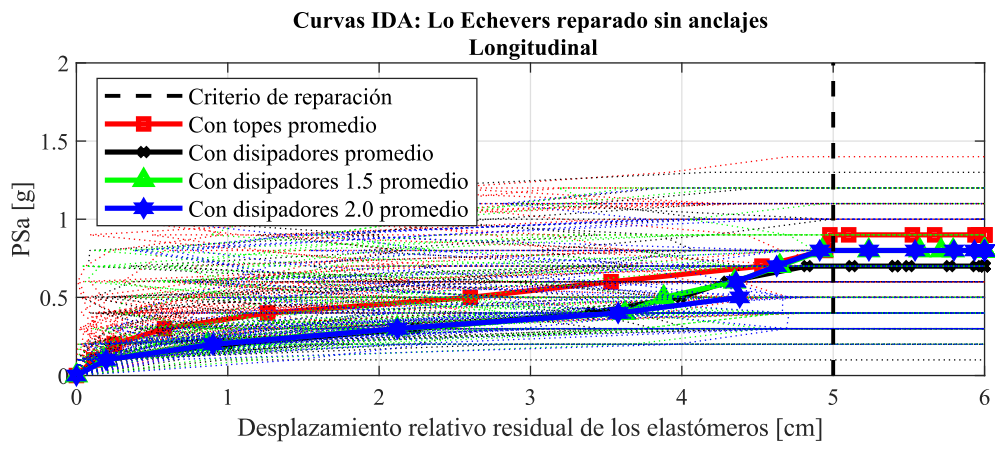
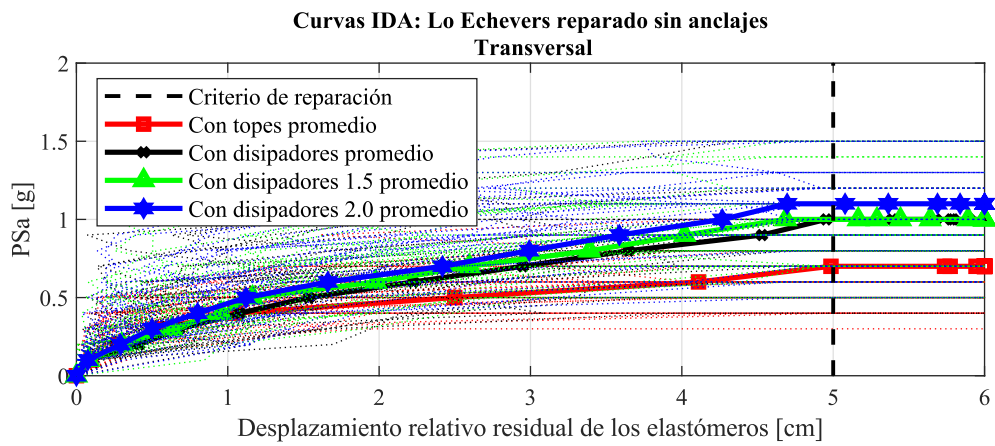
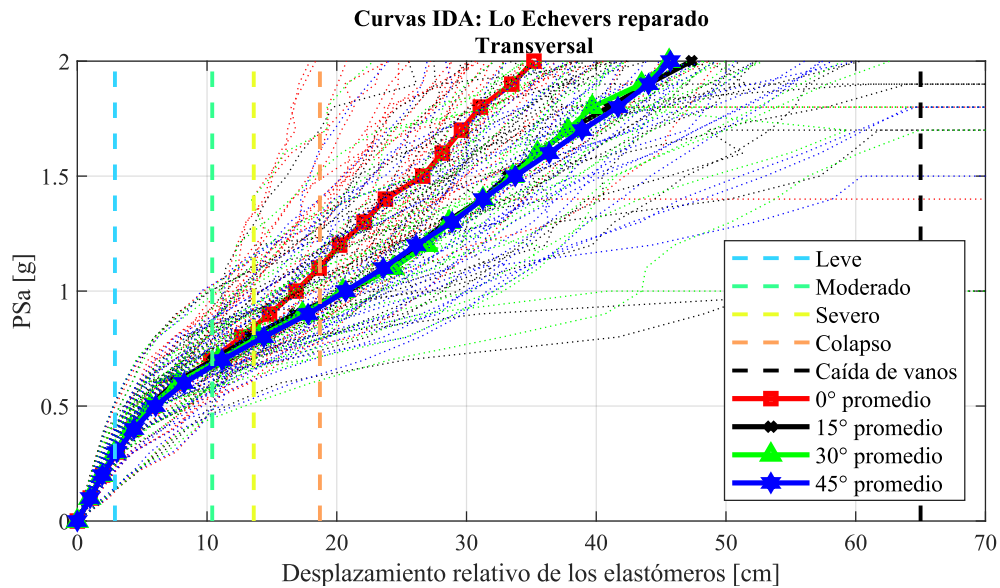


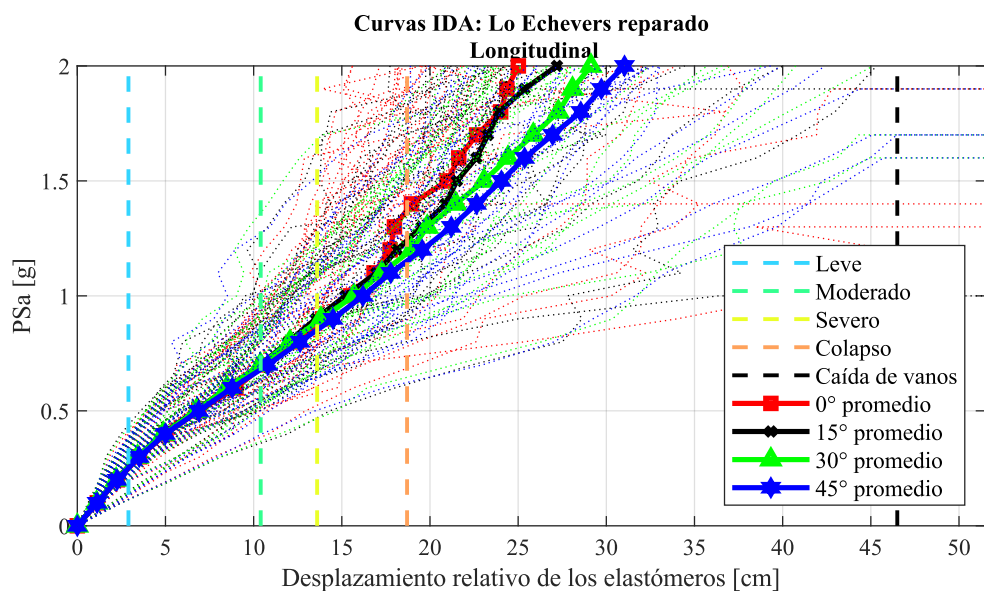
Figura B.34: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.2.7. Curvas IDA del análisis de sensibilidad de disipadores - Disipadores con recentreo

B.2.8. Ángulo de esviaje - caso anclado

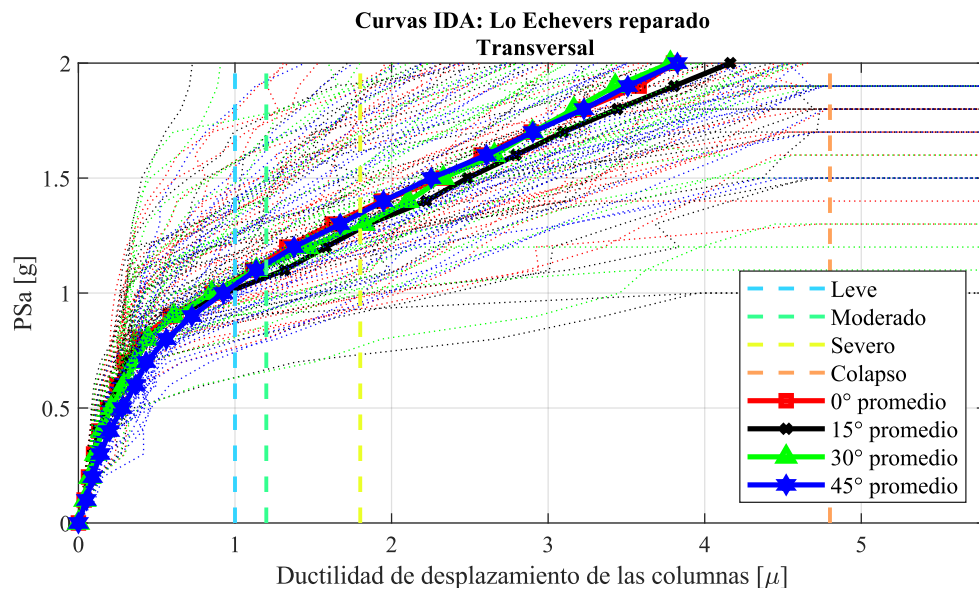


(a) Transversal

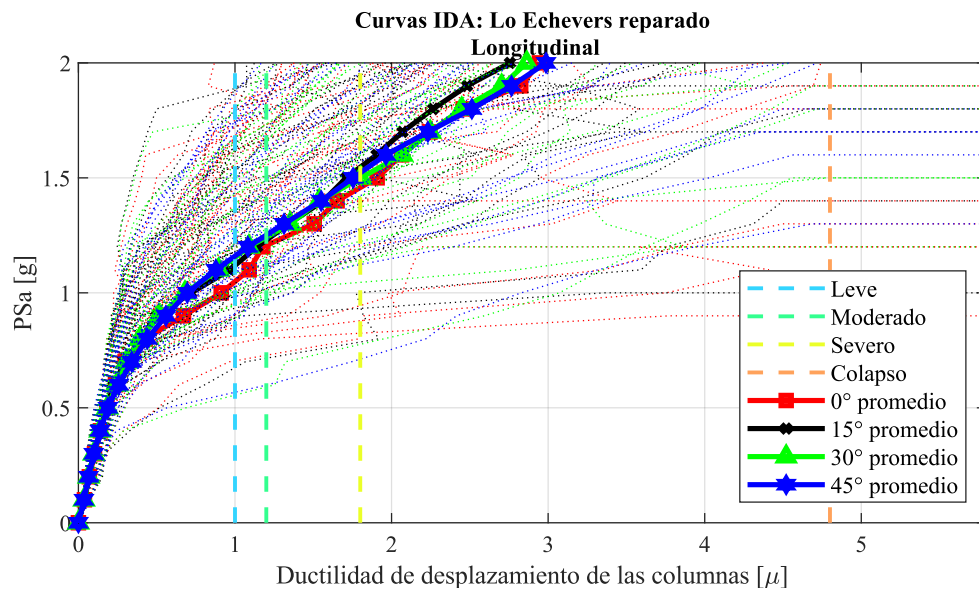


(b) Longitudinal

Figura B.35: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura B.36: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas

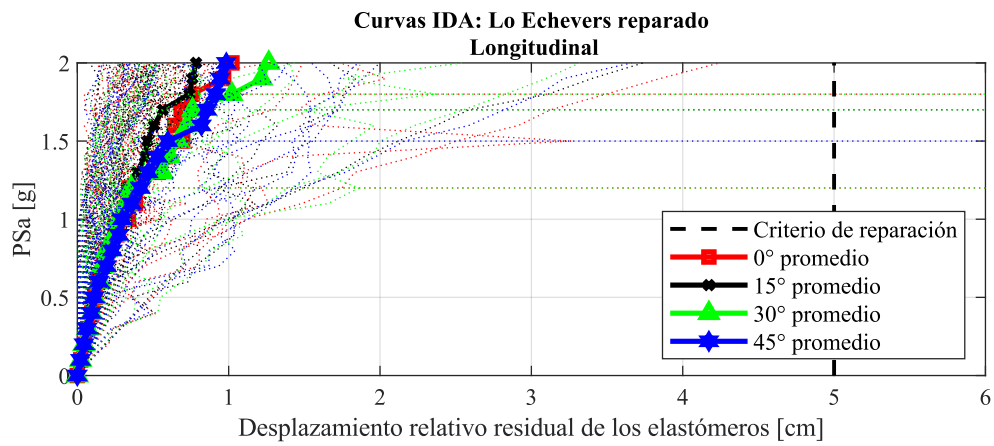
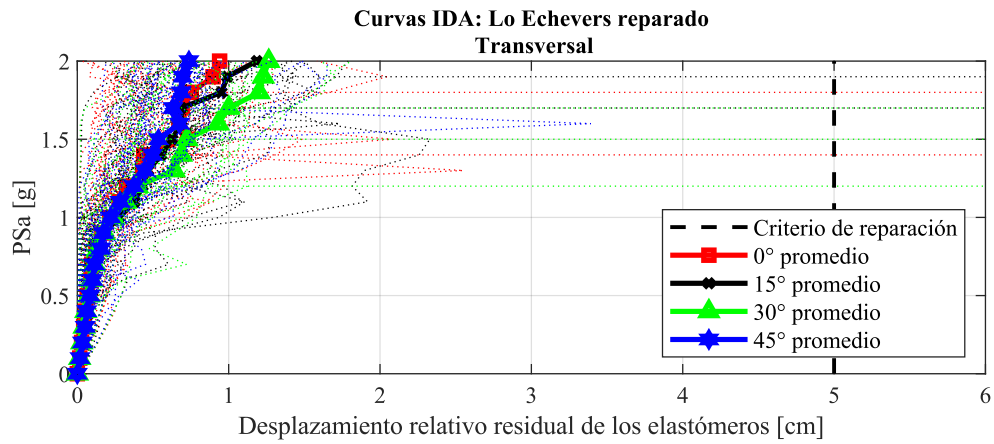
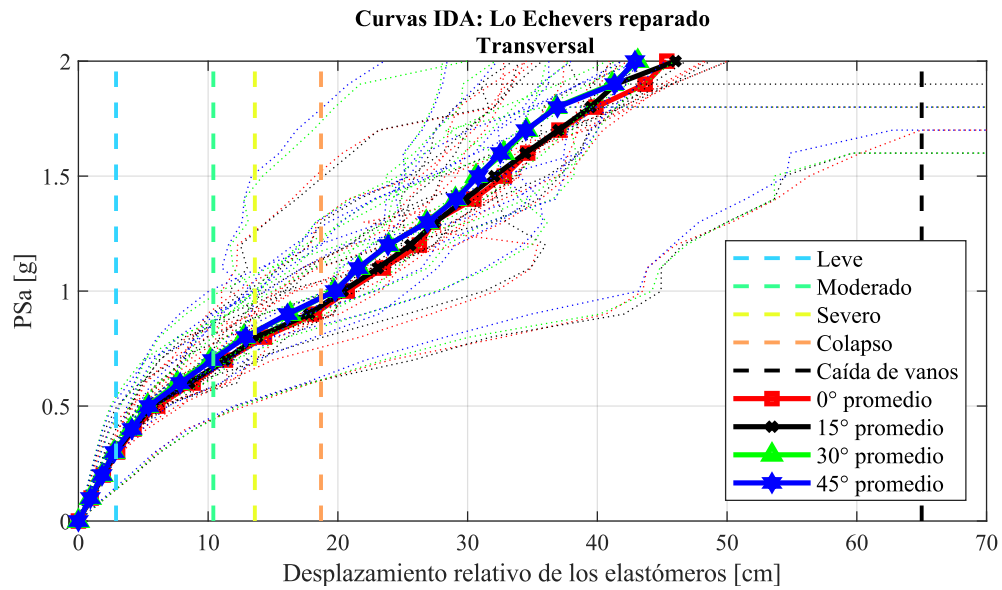
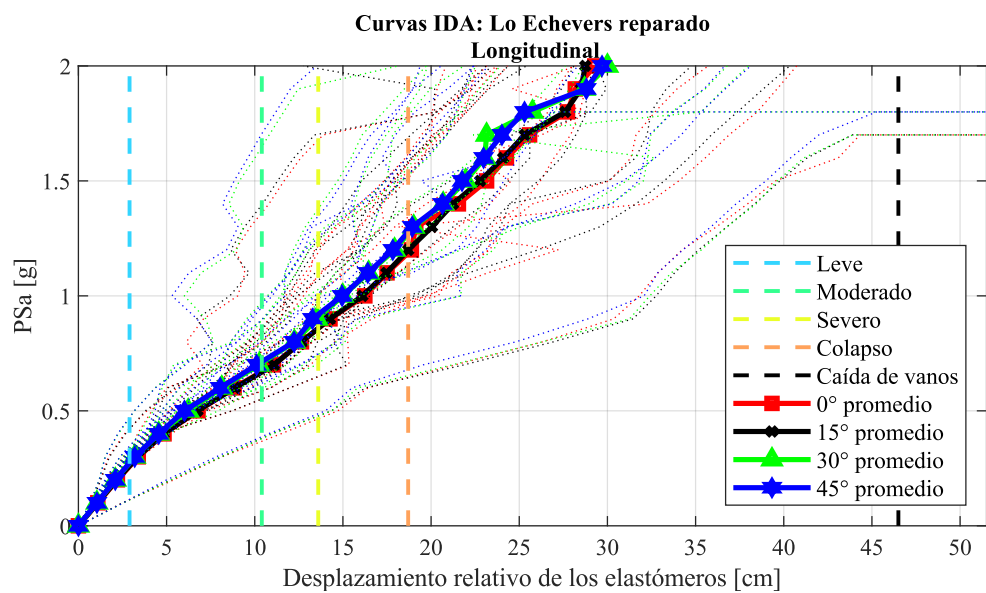


Figura B.37: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.2.9. Ángulo del dissipador - caso anclado



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura B.38: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

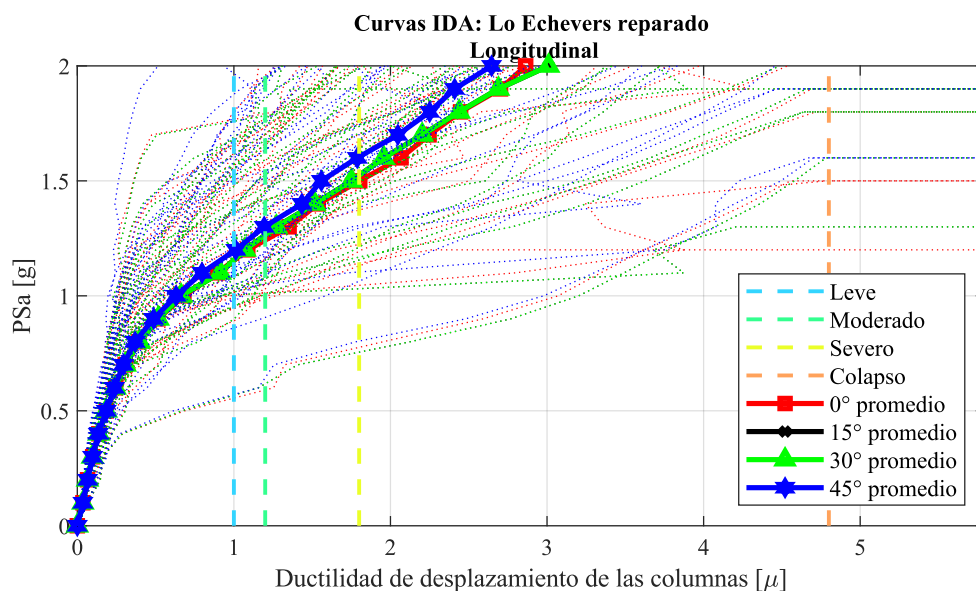
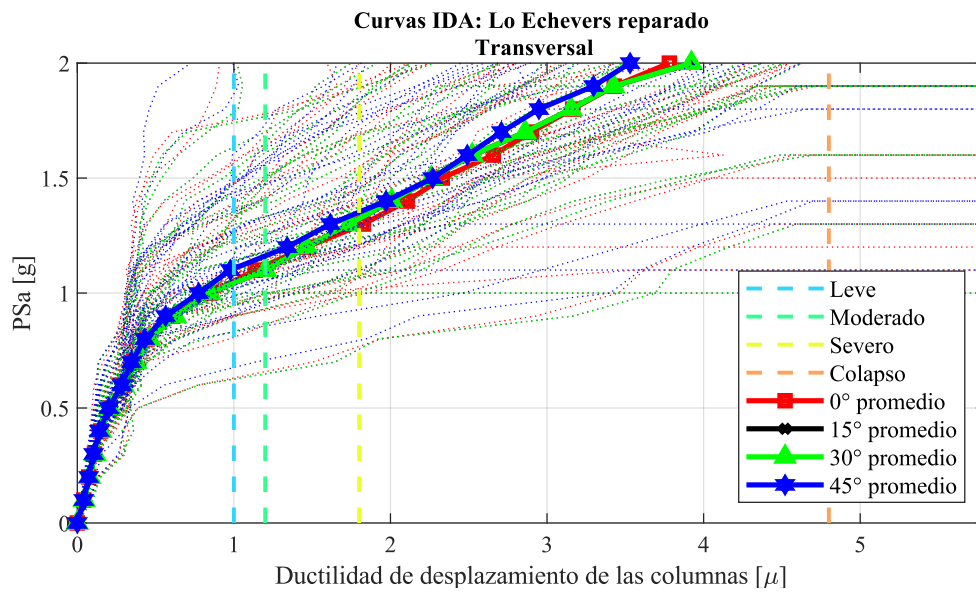
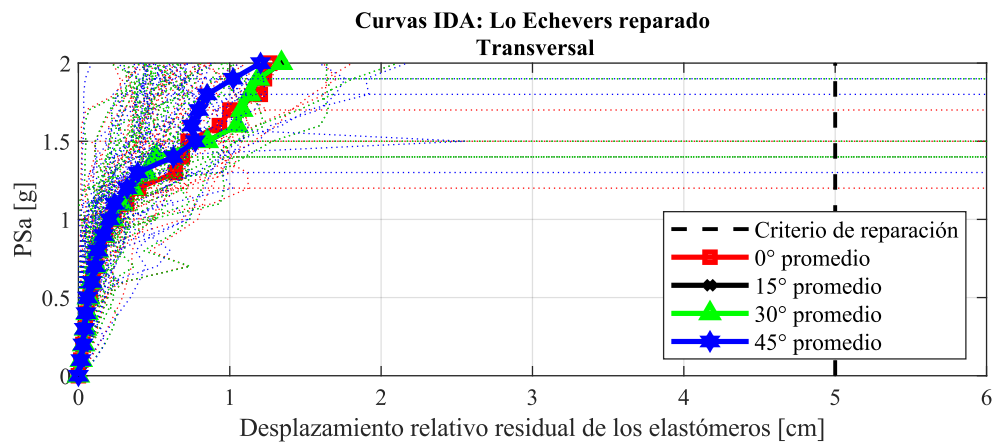
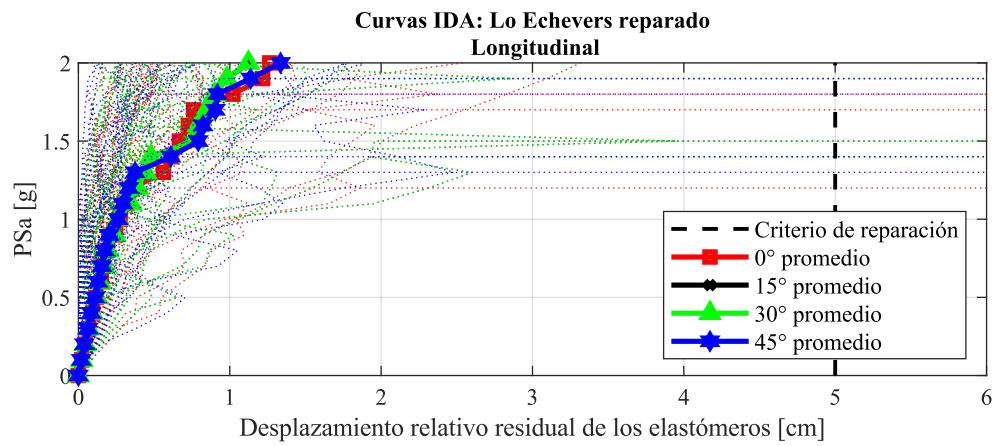


Figura B.39: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas



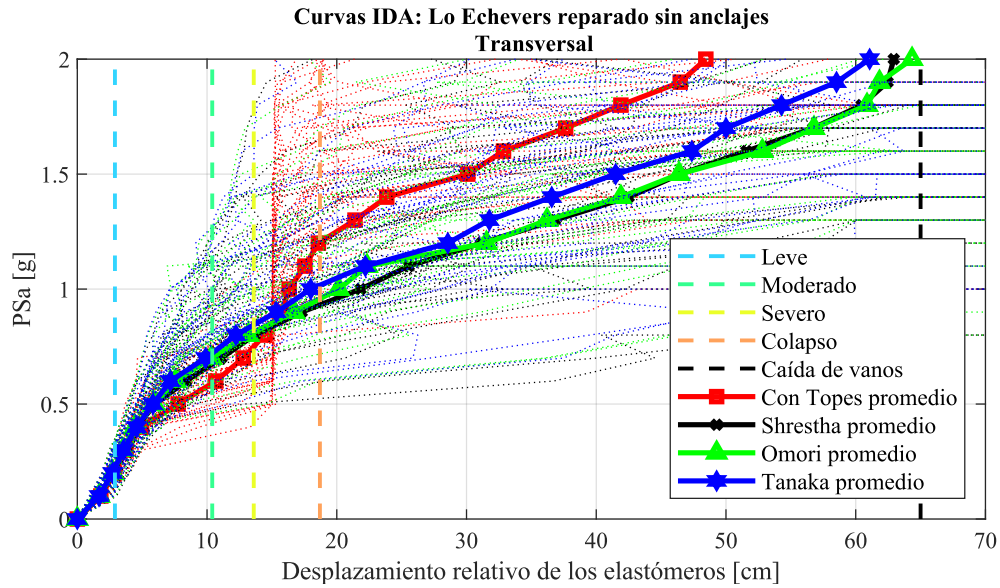
(a) Transversal



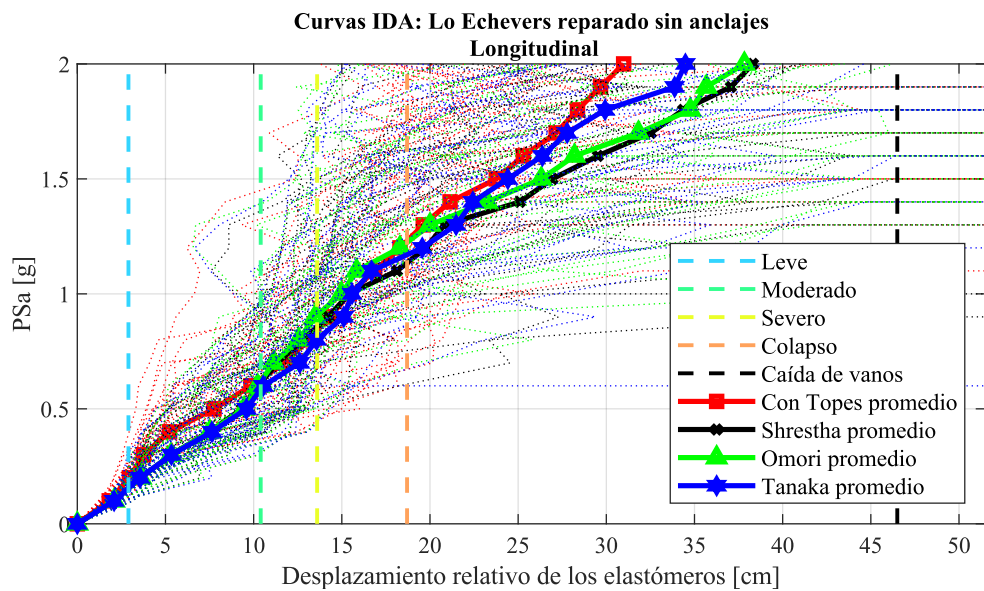
(b) Longitudinal

Figura B.40: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

B.2.10. Influencia de la materialidad - caso no anclado

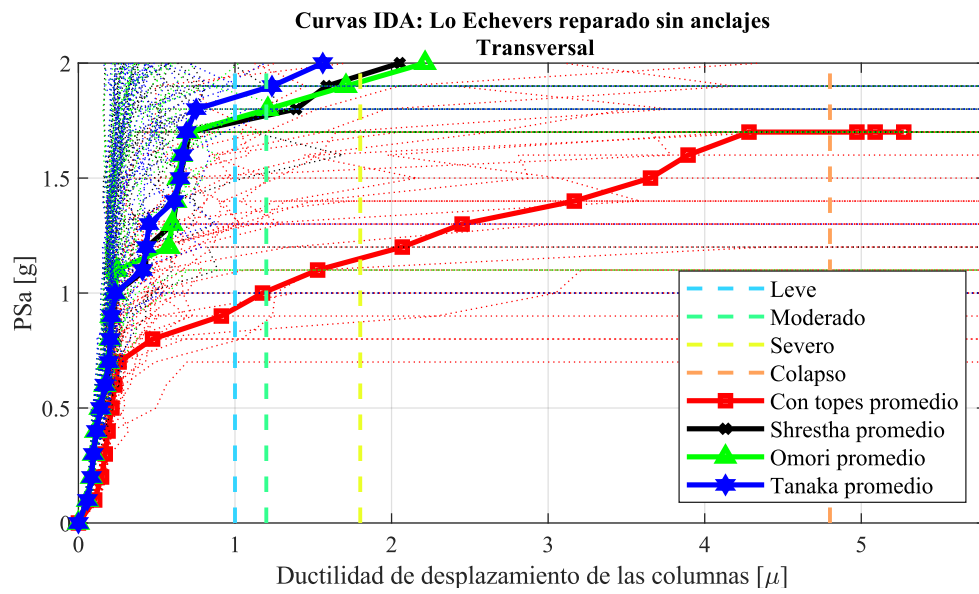


(a) Transversal

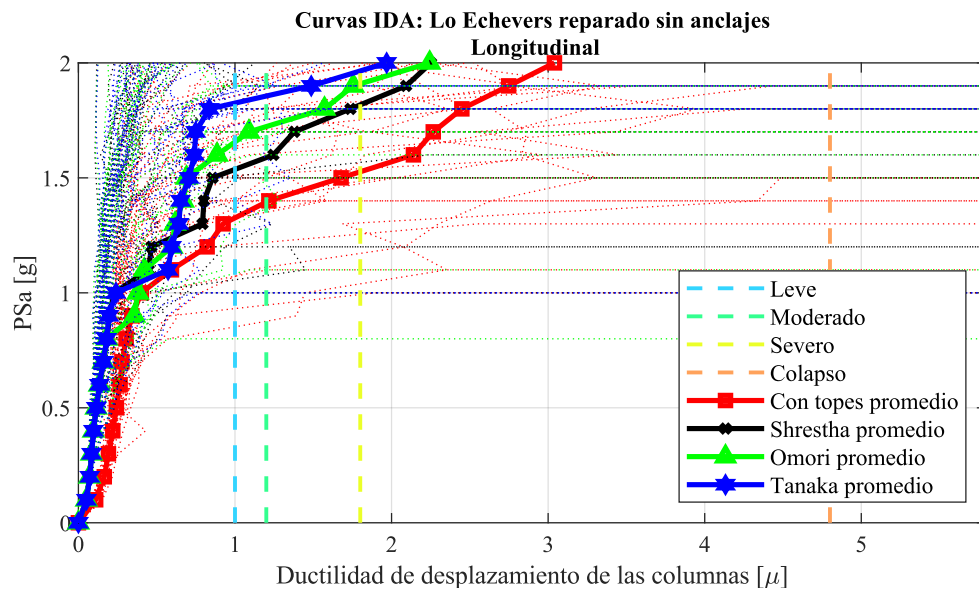


(b) Longitudinal

Figura B.41: Curvas IDA del desplazamiento relativo máximo del elastómero

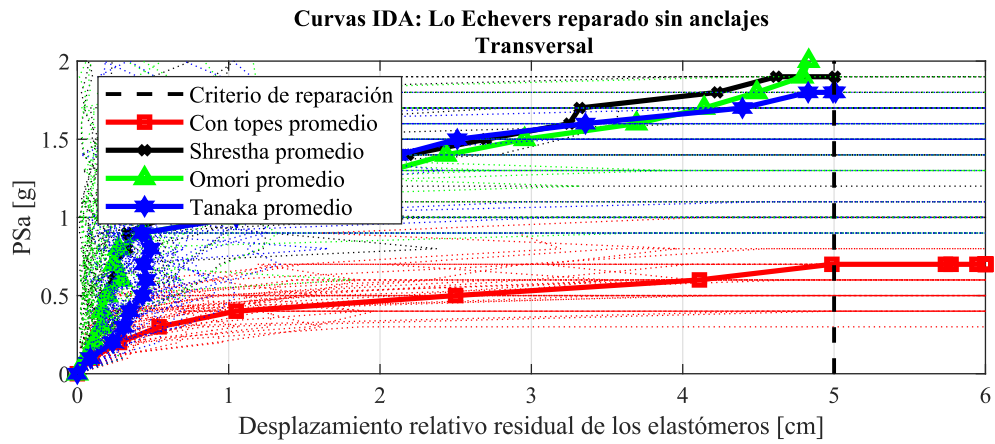


(a) Transversal

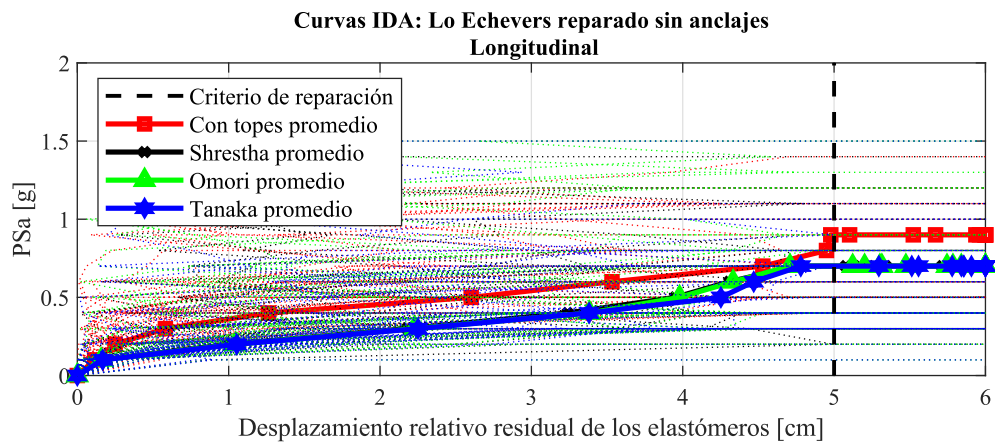


(b) Longitudinal

Figura B.42: Curvas IDA de la ductilidad de desplazamiento de las columnas



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura B.43: Curvas IDA del desplazamiento relativo residual del elastómero

ESCALADO DE ESPECTROS DE AMENAZA

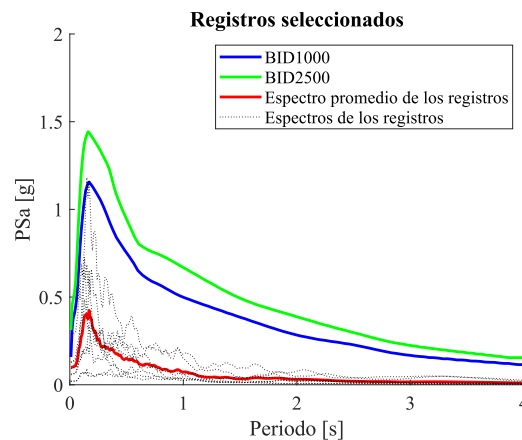
En este capítulo se explica el procedimiento de escalado de los espectros de amenaza obtenidos desde BID [67], para la ciudad de Santiago, con periodos de retorno de 1000 y 2500 años. Debido a que estos espectros son calculados en roca, se procede a escalarlos hacia espectros de amenaza para el suelo tipo del puente en estudio, a partir del siguiente procedimiento:

- Se seleccionan mínimo tres pares de registros sísmicos obtenidos desde estaciones en roca, que posean una forma espectral similar al espectro de amenaza a escalar.
- Se realiza *Spectral Matching* a los registros considerados, hacia el espectro de amenaza objetivo.
- Se caracteriza el suelo de fundación del puente, desde la base hasta llegar a la roca.
- Se propagan los registros a los que se les realizó *Spectral Matching*, a través del subsuelo considerado, utilizando el software DeepSoil.
- Se calculan los espectros de los registros propagados.
- Se calcula el espectro promedio.

Para cumplir con el procedimiento, se seleccionaron cuatro pares de registros sísmicos, los que se exponen en la Tabla C.1. Estos registros fueron obtenidos desde estaciones en roca, para los eventos de Maule 2010, Illapel 2015 y Valparaíso 2017, desde la red de acelerógrafos del CSN [61]. El criterio para elegir estos registros fue que tuvieran una forma espectral similar a la de los espectros de amenaza en roca del BID [67] para la ciudad de Santiago, lo que puede observarse en la Figura C.1.

Tabla C.1: Registros sísmicos considerados

Estación		Evento
V11A	3ra Comisaría San Felipe	Valparaíso 2017
V22A	Escuela Naval	Illapel 2015
VA03	San Esteban	Illapel 2015
Valparaíso UTFSM		Maule 2010

**Figura C.1:** Espectros de registros seleccionados en comparación con espectros de amenaza en roca de 1000 y 2500 años de periodo de retorno

A los registros seleccionados, se les procede a realizar el método de escalado de Spectral Matching para alcanzar los espectros de amenaza de 1000 y 2500 años, utilizando el software SeismoMatch, en un rango de periodos de 0.1 a 3 segundos. Resultados de esto pueden apreciarse en la Figura C.2, donde los espectros escalados simulan la forma espectral junto con las amplitudes de los espectros de amenaza en roca. Así, a los espectros escalados se les calcula el promedio y se compara con el espectro de amenaza correspondiente, coincidiendo éstos bastante en la forma y amplitudes. Por lo anterior, los registros seleccionados están listos para ser propagados por el suelo representativo del puente en estudio.

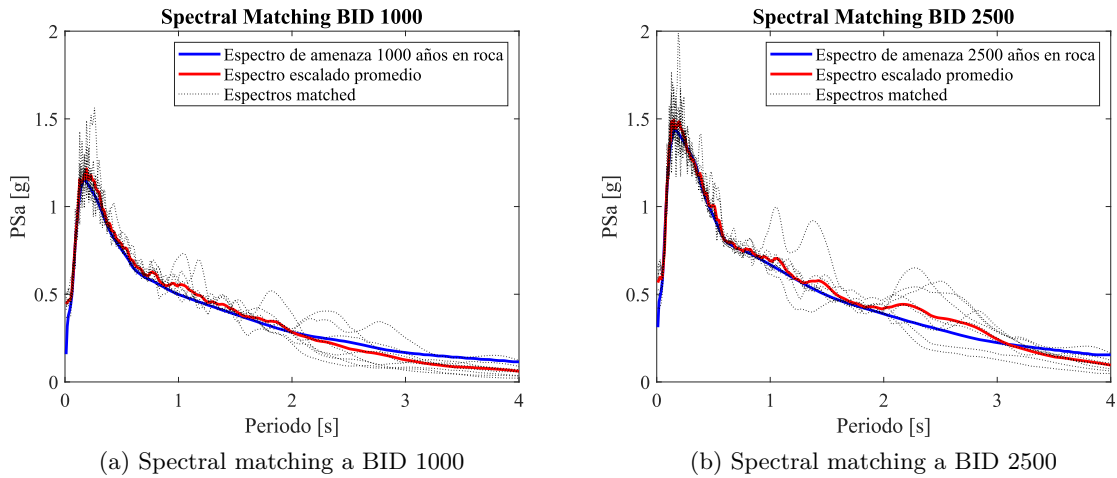


Figura C.2: Escalado de registros sísmicos a espectros de amenaza en roca mediante Spectral Matching

A continuación, se realiza la propagación de los registros sísmicos escalados por el suelo representativo del puente Lo Echevers. Esta estructura se encuentra ubicada en la zona nor-oeste de la ciudad, en la comuna de Quilicura, cercano al cerro de Renca.

Para caracterizar el suelo bajo el puente, se toma en cuenta la estratigrafía presente en los planos, que representa los primeros 15 metros de suelo, mediante un sondaje SPT. Para el subsuelo bajo estos 15 metros, se selecciona un perfil de velocidades de ondas de corte siguiendo con aquellas especificadas en [76], asumiendo una densidad del suelo de $20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$ hasta llegar a la roca basal, la que se supondrá ubicada a 125 metros desde la superficie. Por otro lado, la roca basal se modela con una velocidad de onda de corte de 2500 [m/s] y con una densidad de $26 \text{ [kN/m}^3\text{]}$, según lo especificado en [76]. Todo lo anterior se resumen en la Tabla C.2.

Tabla C.2: Caracterización del suelo de fundación

Estrato	Espesor [m]	Peso Específico $[\text{kN/m}^3]$	Velocidad de onda de corte $[\text{m/s}]$
Base granular, Arcilla	1.85	15	200
Arcilla	3.15	14.9	200
Limo arcilla, limo arena, limo arcilla y arenas finas	4.1	15.4	200
Limo arcilla y estratificadas	5.95	14.7	200
Subsuelo	27.7	17	600
Subsuelo	27.7	17	800
Subsuelo	27.7	17	1000
Subsuelo	27.7	17	1200
Roca Basal	-	26	2500

Los resultados de la propagación se resumen en la Figura C.3 y en la Tabla C.3.

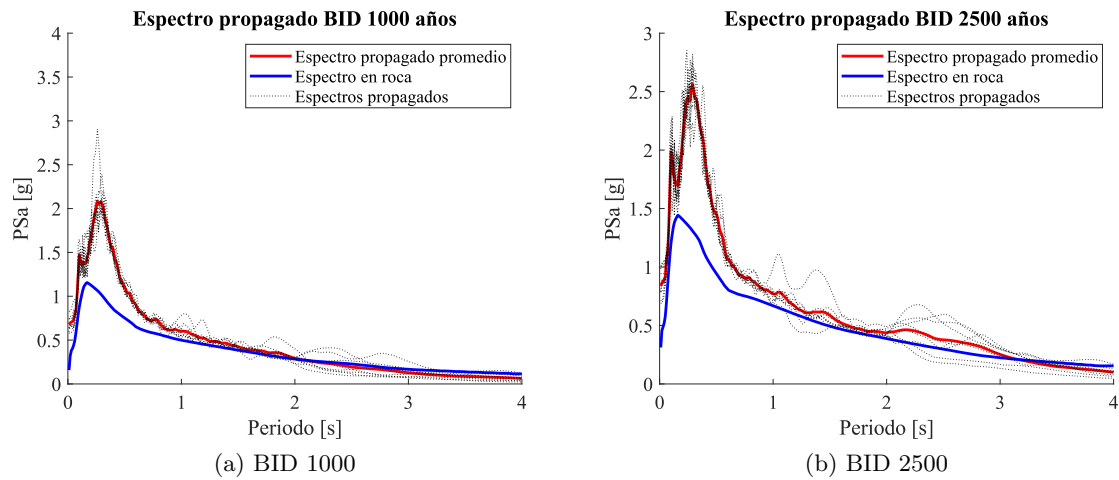


Figura C.3: Espectros de registros escalados, propagados por suelo mediante DeepSoil

Tabla C.3: Valores de la intensidad sísmica en PSa al periodo fundamental del puente, en su caso anclado y no anclado, para los distintos niveles de amenaza sísmica.

Lo Echevers Reparado		Valores espectro			En roca - No Propagados	
Puente	Periodo [s]	MCZ2S2 [g]	BID1000 [g]	BID2500 [g]	BID1000 [g]	BID2500 [g]
Anclado	0.76	0.24	0.74	0.90	0.58	0.75
No Anclado	0.79	0.24	0.72	0.91	0.57	0.74