

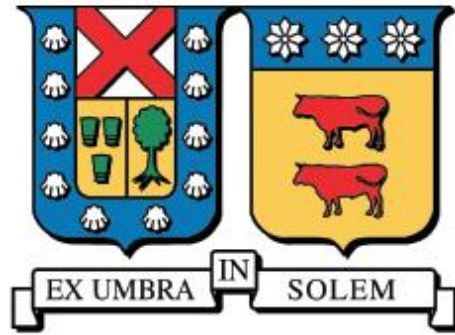
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**ESTUDIO DEL FENÓMENO DE IMPACTO EN
PUENTES ESVIADOS DE HORMIGÓN
ARMADO**

NIBALDO ANDRÉS NAVARRO CASTRO

MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA CIVIL

2022



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

ESTUDIO DEL FENÓMENO DE IMPACTO EN PUENTES ESVIADOS DE HORMIGÓN ARMADO

Tesis de Grado presentada por

NIBALDO ANDRÉS NAVARRO CASTRO

Como requisito parcial para optar al grado de

MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CIVIL

Profesor Guía

Ramiro Bazáez Gallardo

2022

Título de Tesis

**Estudio del fenómeno de impacto en puentes esviados
de hormigón armado**

Autor

NIBALDO ANDRÉS NAVARRO CASTRO

Trabajo de tesis, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Dr. Ramiro Bazáez

Dr. Rodrigo Astroza

Dr. Danilo Kusanovic

Agradecimientos

Resumen

En física, el térmico impacto se atribuye a la colisión entre cuerpos o sistemas físicos. Muchos científicos como Galilei, Newton, Bernoulli, entre otros han estudiado este fenómeno desde el punto de vista de las fuerzas, deformaciones, disipación de energía, vibraciones, etc. Desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica, es posible observar impacto entre estructuras colindantes, en donde por efecto del movimiento relativo generado por los eventos sísmicos, estas estructuras impactan y generan efectos negativos en estas. En particular, en puentes se han observado grandes daños y colapsos en terremotos como los de San Fernando (1971), Northridge (1994), Kobe (1995), Maule (2010), entre otros, debido en parte a este fenómeno. En el terremoto de Maule del 2010 se observó el colapso de al menos 10 puentes viales, y tras diferentes trabajos de terreno se concluyó que esto se debió a la gran demanda de desplazamientos en la superestructura, lo que se puede atribuir al fenómeno de impacto. A raíz de lo anterior en este trabajo se busca estudiar el fenómeno de impacto y analizar el efecto de éste en el desempeño sísmico de puentes esviados de hormigón armado.

Para esto, se construyeron modelos no lineales de diferentes puentes en el software OpenSees y se realizaron análisis dinámicos no lineales con el objeto de construir curvas de fragilidad. Los diferentes modelos fueron definidos en base a parámetros de interés para el estudio, entre los que se encuentran, el ángulo de esviaje, el número de vanos y el parámetro “n” del modelo de impacto utilizado en este trabajo. Cabe destacar que se utilizó el modelo de impacto de Muthukumar y a partir de un análisis de sensibilidad local y global se obtuvo que el parámetro de mayor relevancia es el parámetro “n”. A partir de los resultados, se obtuvo que el efecto del ángulo de esviaje produce grandes variaciones en las curvas de fragilidad, lo que se explica por el efecto combinado del impacto y del ángulo de esviaje, los que inducen grandes demandas de desplazamiento. Por otro lado, se observó que el número de vanos no produjo variaciones significativas con respecto al ángulo de esviaje. Finalmente, se obtuvo que, si bien el parámetro “n” del modelo de impacto modifica las fuerzas obtenidas en los análisis, esto no se ve reflejado en grandes variaciones en las curvas de fragilidad.

Abstract

In physics, the impact term has been attributed to the collision of the body or physical systems. Many scientists throughout history, such as Galileo, Newton, or Bernoulli have studied these phenomena in terms of forces, deformations, energy dissipation, vibrations, etc. From an earthquake engineering standpoint, seismic events can produce an impact on adjacent structures, which leads to detrimental effects on them. It has been observed damage and collapse of bridges after earthquakes such as San Fernando (1971), Northridge (1994), Kobe (1995), Maule (2010), etc. After the 2010 Maule earthquake, many bridges suffered damage and at least 10 collapsed. After many fields work it was concluded that most of the damage was produced by large displacements and rotations of the superstructure, which can be partly attributed to the impact between the deck and the abutments. Because of that this thesis presents a study of the impact phenomena and analyzes the effect on the seismic performance of different reinforced concrete skewed bridges.

With that aim, nonlinear models were developed for different highway bridges in the software OpenSees and nonlinear dynamic analyzes were performed to obtain fragility curves. The models were defined based on the parameters studied, like skew angle, the number of spans, and the “n” value. The “n” value is a parameter of the Muthukumar impact model and the main reason to analyze this parameter is the local and global sensitivity analyses developed in this study, which concluded that “n” is the most relevant parameter. The results show that the skew angle causes high variations on fragility curves, which can be explained by the combined effect of the skew angle and impact forces that induce high demands of displacements in the superstructure. On the other side, the span number did not produce relevant variations in fragility curves as the skew angle. Finally, the results show that although the “n” parameter affects the impact forces, this did not result in big variations in fragility curves.

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Introducción General	1
1.2	Objetivo General.....	3
1.3	Objetivos Específicos	3
1.4	Metodología de la Investigación.....	3
1.5	Relevancia de la investigación.....	4
1.6	Estructura del trabajo de tesis	5
2	MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1	El fenómeno de impacto	6
2.1.1	Contexto histórico.....	6
2.1.2	Teoría clásica del impacto – “Stereomechanical impact”	8
2.2	Modelación numérica de la fuerza de impacto durante la colisión de estructuras	10
2.2.1	Modelo Lineal Elástico.....	10
2.2.2	Modelo de Kelvin – Voigt (lineal viscoelástico).....	11
2.2.3	Modelo de Hertz	12
2.2.4	Modelo de Hertz modificado (Hertz damp model)	14
2.2.5	Modelo de Muthukumar	17
2.3	El fenómeno de impacto en estructuras	19
2.3.1	Fenómeno de impacto en edificios	19
2.3.2	Fenómeno de impacto en puentes.....	21
2.4	Estado del arte respecto a estudios numéricos y experimentales en puentes.....	23
2.4.1	Estudios experimentales	26
2.4.2	Estudios numéricos.....	29
3	Análisis de sensibilidad	34

3.1	Análisis de sensibilidad local – Correlación Input/Output	34
3.2	Análisis de sensibilidad global – Coeficientes de Sobol	36
3.3	Generación de muestras	37
3.4	Metodología de análisis	41
3.5	Resultados	41
4	Modelación del prototipo	47
4.1	Definición de prototipos	47
4.2	Descripción general del modelo	48
4.3	Superestructura	49
4.4	Placas de apoyo elastoméricas	51
4.5	Topes sísmicos	54
4.6	Barras sísmicas	57
4.7	Cepas	60
4.8	Interacción suelo-estructura	62
4.9	Estribos	62
4.10	Efecto pasivo del suelo	63
4.11	Impacto	65
5	Amenaza sísmica y selección de registros	66
5.1	Análisis de múltiples franjas (MSA)	66
5.2	Análisis modal	67
5.3	Amenaza sísmica	69
5.4	Espectro objetivo	71
5.5	Selección de registros	72
6	Análisis de resultados	76
6.1	Análisis Dinámicos No Lineales	76

6.2	Estados de daño y obtención de curvas de fragilidad	80
6.3	Análisis de resultados	81
6.3.1	Efecto del impacto	81
6.3.2	Efecto del esviaje.....	89
6.3.3	Efecto del número de vanos.....	94
7	Conclusiones.....	99
7.1	Trabajos Futuros	101
8	Bibliografía.....	102

Índice de Figuras

Figura 1-1 - Colapso de puentes esviados. (a) Colapso Paso Inferior Gavin Canyon [9](b) Paso Superior Lo Echevers [4]	2
Figura 1-2 - Plan de trabajo	4
Figura 2-1 - Evolución del estudio del estado del arte del impacto	7
Figura 2-2 – Esfuerzo deformación – Stereomechanical impact.....	9
Figura 2-3 – Impacto entre esferas [14].....	9
Figura 2-4 - Modelo lineal elástico [8].....	11
Figura 2-5 - Modelo de Kelvin – Voigt [8]	12
Figura 2-6 - Modelo de Hertz [8]	13
Figura 2-7 - (a) Cuerpos previos a impacto - (b) Cuerpos durante el impacto.....	14
Figura 2-8 - Modelo Hertz damp[8]	15
Figura 2-9 - Esquema impacto de cuerpos planos [17]	16
Figura 2-10 - Modelo de Muthukumar [10]	17
Figura 2-11 - Comparación modelo Muthukumar - Hertz damp. (a) Esquema del modelo realizado[10] (b) Comparación curvas histeréticas de impacto[10]	19
Figura 2-12 – Configuración de edificios vulnerables al impacto [22]......	20
Figura 2-13 – Daño en edificios provocado por impacto – (a) Terremoto de Christchurch (2011) [1];(b) Terremoto de Izmut (1999).	21
Figura 2-14 – Mecanismo de colapso – Rotación forzada y libre [8]	22
Figura 2-15 – Geometría fuerza de impacto en puentes.....	23
Figura 2-16 – Colapso Puente Hospital [4]	23
Figura 2-17 – Desplazamiento longitudinal y transversal – Cepas [32].....	26
Figura 2-18 – (a) Efecto de la interacción estribo – superestructura en rotación máxima del tablero – (b) Efecto de la fuerza de roce en la rotación máxima del tablero [32]	27
Figura 2-19 - Puente modelo con esviaje = 60 [°] [8]	28
Figura 2-20 - Estribo de puente modelo con esviaje = 0 [°].....	28
Figura 2-21 - Esquema del estribo - Experimento de Wu [8]	28
Figura 2-22 – Efecto del ángulo de esviaje en desplazamiento normal máximo [8].....	29

Figura 2-23 - Curva de fragilidad de colapso para diferentes estructuraciones (Sin esviaje) – Columnas [28]	30
Figura 2-24 - Efecto del impacto y del ángulo de esviaje en la razón “r” – Columnas. (a) Modelo M2, (b) Modelo M3 [28].	31
Figura 2-25 - Sensibilidad de la rotación del tablero al coeficiente de roce (Ensayo 7) [30]	32
Figura 2-26 - Influencia del coeficiente de roce en la rotación máxima del tablero [30]	33
Figura 3-1 – Diferencias entre correlación lineal y de Spearman	36
Figura 3-2 - Curvas fuerza-desplazamiento modelo Hertz damp: (A) 1 vano (B) 2 vanos (C) 3 vanos (D) 4 vanos. (E) Desplazamiento máximo en función de la velocidad de impacto	40
Figura 3-3 - Modelo del experimento – Wu [8]	41
Figura 3-4 - Contraste análisis de sensibilidad con resultados Wu [8] . (a) Resultados del análisis de sensibilidad local. (b) Resultados del análisis de sensibilidad global.....	42
Figura 3-5 - Contraste análisis de sensibilidad con resultados Wu [4] post iteración. (a) Resultados del análisis de sensibilidad local. (b) Resultados del análisis de sensibilidad global	44
Figura 3-6 - Análisis de sensibilidad local y global - Parámetros modelo ImpactMaterial .	46
Figura 4-1 - Casos en estudio	48
Figura 4-2 - Esquema de la modelación	50
Figura 4-3 - Placas elastoméricas [41]	51
Figura 4-4 - Placa elastomérica anclada [1]	52
Figura 4-5 - Esquema elemento Flat Slider Bearing [12].....	53
Figura 4-6 - Comportamiento histerético placa elastoméricas - Dirección horizontal.....	53
Figura 4-7 - Topes sísmicos exteriores e interiores.....	54
Figura 4-8 - Esquema modelo topes sísmicos exteriores [43].....	56
Figura 4-9 - Curva histerética - Tope sísmicos exterior	56
Figura 4-10 - Curva histerética - Tope sísmico interior	57
Figura 4-11 – Barras sísmicas en puentes	58
Figura 4-12 - Modelo barras sísmicas - Componente Horizontal [46].....	59
Figura 4-13 - Curva histerética - Barras sísmicas.....	60
Figura 4-14 - Sección tipo fibra.....	60

Figura 4-15 - Curva histerética – Hormigón confinado	61
Figura 4-16 - Curva histerética - Hormigón no confinado	61
Figura 4-17 - Curva histerética - Acero de refuerzo.....	61
Figura 4-18 - Curva histerética - Interacción suelo-estructura	62
Figura 4-19 - Estribo independiente auto-estable.....	63
Figura 4-20 - Curva histerética - Efecto pasivo del suelo	64
Figura 4-21 - Curva histerética impacto - Caso 2 vanos - $n = 1.5$	65
Figura 5-1 - Formas modales de los casos de estudio	68
Figura 5-2 - Árbol lógico PSHA.....	69
Figura 5-3 - Curva de amenaza: $S_a(0.7[s])$	70
Figura 5-4 – Desagregación sísmica para diferentes probabilidades de excedencia en 50 años. (a) 40 %. (b) 10%. (c) 5%. (d) 2%	71
Figura 5-5 – Media geométrica de espectros de aceleración de registros seleccionados	73
Figura 6-1 - Resultados análisis tiempo-historia. Desplazamiento transversal y normal de la superestructura, placa elastomérica y barra sísmica.....	78
Figura 6-2 - Resultados análisis tiempo-historia. Topes sísmicos exteriores, columnas, efecto pasivo del suelo e impacto	79
Figura 6-3 - Curvas de fragilidad - Efecto del impacto y del parámetro "n": (a) Estado de daño leve (b) Estado de daño moderado (c) Estado de daño extenso (d) Estado de daño completo	82
Figura 6-4 - Máximas diferencias en probabilidades de excedencia producto del impacto. (a) Con topes sísmicos (b) Sin topes sísmicos.....	83
Figura 6-5 - Efecto del parámetro "n" en la fuerza de impacto – Caso con topes sísmicos: (A) Boxplot de todos los impactos ocurridos (B) Boxplot de los primeros impactos (C) Gráfico de barras de magnitudes de primeros impactos.....	85
Figura 6-6 -Gráficos boxplot – Efecto del impacto en desplazamientos normales, transversales y rotaciones máximas – Con y sin topes sísmicos	86
Figura 6-7 - Efecto del impacto en rotaciones y desplazamientos transversales – Registro estación HMBCX (2014). (a) Tiempo-historia de la fuerza de impacto. (b) Tiempo-historia de la rotación de la superestructura. (c) Tiempo-historia del desplazamiento transversal de la superestructura.....	88

Figura 6-8 - Efecto del impacto en rotaciones y desplazamientos transversales – Registro estación ARICA CHACALLUTA (2001). (a) Tiempo-historia de la fuerza de impacto. (b) Tiempo-historia de la rotación de la superestructura. (c) Tiempo-historia del desplazamiento transversal de la superestructura.	89
Figura 6-9 - Efecto del ángulo de esviaje en las curvas de fragilidad	90
Figura 6-10 - Diferencias máximas en las probabilidades de excedencias - Efecto del esviaje. (a) Puente de 2 vanos. (b) Puente de 3 vanos. (c) Puente de 4 vanos.....	91
Figura 6-11 - Esquema de rotación del tablero por impacto	92
Figura 6-12 - Rotación inducida por impacto y ángulo de esviaje – Registro de la estación MAUL03R (2010): (a) Fuerza de impacto (b) Rotación de la superestructura (c) Desplazamiento transversal de un extremo de la superestructura	92
Figura 6-13 - Efecto del ángulo de esviaje en la rotación máxima del tablero - Caso puente de 2 vanos	93
Figura 6-14 - Efecto del número de vanos en las curvas de fragilidad	95
Figura 6-15 - Efecto de la cantidad de vanos – Ángulo de esviaje = 30 [°]: (A) Rotación máxima (B) Número de impactos (C) Fuerza máxima de impactos	97
Figura 6-16 - Efecto del ángulo de esviaje y del número de vanos en la fragilidad de puentes. (a) Estado de daño leve (b) Estado de daño moderado (c) Estado de daño extenso (d) Estado de daño completo	98

Índice de Tablas

Tabla 2-1 - Parámetro "m" para diferentes razones a/b [17]	16
Tabla 2-2 - Propiedades análisis Muthukumar	18
Tabla 2-3 - Estudios numéricos y experimentales - Efecto de impacto vulnerabilidad sísmica de puentes	25
Tabla 3-1 - Resumen de rigidez de impacto y masa del sistema - Casos de 1, 2, 3 y 4 vanos	39
Tabla 3-2 - Parámetros de distribución normal - ImpactMaterial	40
Tabla 3-3 – Iteración de los parámetros - ImpactMaterial	43
Tabla 3-4 - Parámetros de distribución normal obtenidos de iteración- ImpactMaterial	44
Tabla 4-1 - Geometría de puentes prototipo - Valores medios y adoptados	49
Tabla 4-2 - Parámetros modelo ImpactMaterial	65
Tabla 5-1 - Periodos fundamentales – Casos estudio	67
Tabla 5-2 - Resultados amenaza sísmica	71
Tabla 5-3 - Registros seleccionados - Franja 1 y 2	74
Tabla 5-4 - Registros seleccionados - Franja 3 y 4	75
Tabla 6-1 - Valores medios y desviaciones estándar - Estados de daño	81

CAPITULO I

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción general

Los puentes son estructuras esenciales para la conectividad vial de un país, por lo que asegurar un comportamiento óptimo de éstos frente a diversas sollicitaciones ha sido el foco del diseño y evaluación de puentes en el mundo [1] [2]. En ese contexto se ha observado daños severos y colapsos de puentes durante eventos sísmicos de gran magnitud. En muchos de estos casos se ha reportado que la gran demanda de desplazamientos de la superestructura es la principal causa de los daños y colapsos observados. Jennings [3] reportó que en el terremoto de San Fernando (1971) se observaron daños importantes en varios puentes, entre los cuales se encuentra el Paso inferior Foothill Boulevard. Este puente tenía cuatro vanos, 60 [°] de esviaje y una conexión monolítica entre la superestructura y cepas. En este puente se reportó 8 [cm] de deformación residual de la superestructura, lo que trajo como consecuencia que las columnas de las cepas sufrieran daños importantes. En la Figura 1-1 (a) se presenta el colapso del Paso Inferior Gavin Canyon, puente esviado de cinco vanos, tras el terremoto de Northridge (1994). En este caso, se sufrió pérdida de apoyo en el segundo y cuarto vano, debido a la gran demanda de rotaciones del tablero. Algo similar ocurrió tras el terremoto de Maule (2010), en donde muchos puentes esviados sufrieron daños por excesivas demandas de desplazamientos y rotaciones [4]. En la Figura 1-1 (b) se presenta a modo de ejemplo el colapso del Paso superior Lo Echevers, puente de tres vanos y 30 [°] de esviaje, con una superestructura apoyada sobre placas elastoméricas y estribos independientes auto-estables. Daños en puentes esviados se observaron en otros terremotos como Kobe (1995) [5], Wenchuan (2008) [6], y Nueva Zelanda (2011) [7]. Esta tendencia de mayor vulnerabilidad de puentes esviados se puede explicar, en parte, debido al impacto que ocurre entre el estribo y el tablero, o entre vanos de un puente. Al momento del impacto, se genera una fuerza que, dada la geometría del tablero y su ángulo de esviaje, se aplica con una excentricidad con

respecto al centro de masas del tablero, lo cual genera mayores rotaciones [8]. Este comportamiento se explica en detalle en la sección 2.3.2 de esta tesis.

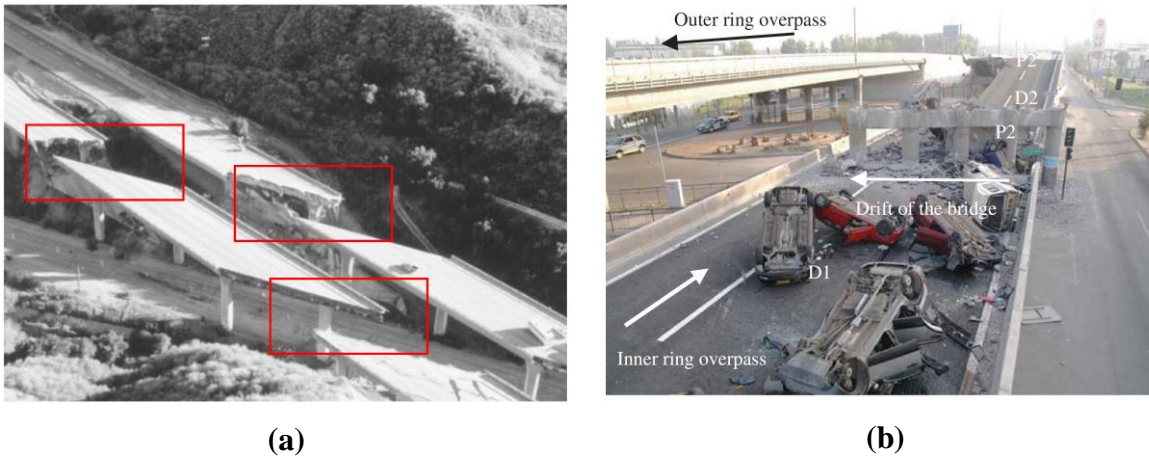


Figura 1-1 – Ejemplo de colapso de puentes esviados. (a) Colapso Paso inferior Gavin Canyon [9](b) Paso superior Lo Echevers [4]

El impacto es un fenómeno muy complejo de modelar y en la actualidad existen cuatro modelos utilizados en el estado del arte: Lineal, Kelvin-Voight, Hertz y Hertzdamp. El último de estos es el modelo más complejo y completo, pues considera la disipación de energía que ocurre durante el impacto y el efecto de la velocidad de los cuerpos que impactan. En este contexto, aún existen preguntas por contestar, las cuales están relacionadas a la gran incertidumbre que existe en la estimación de ciertos parámetros fundamentales para modelar el fenómeno como, por ejemplo: rigidez de impacto, penetración máxima, entre otros. Cabe destacar que modelos que consideren el impacto, o análisis que evalúen su influencia, no están incorporados o considerados en los códigos de diseño de puentes.

A raíz de lo anterior, en este trabajo se busca estudiar el fenómeno de impacto y su modelación. Además, se generan curvas de fragilidad para estudiar el efecto de diferentes parámetros. Cabe destacar que este trabajo está enmarcado en el proyecto Fondecyt N°11180882, el cual busca evaluar el desempeño de puentes esviados chilenos, para posteriormente proponer dispositivos de disipación de energía que permitan mejorar su desempeño.

1.2 Objetivo general

El objetivo de este trabajo es estudiar el fenómeno de impacto y analizar el efecto de éste en el desempeño sísmico de puentes esviados chilenos de hormigón armado.

1.3 Objetivos específicos

- Estudiar de manera detallada el fenómeno de impacto.
- Realizar un análisis de sensibilidad del modelo de impacto de Muthukumar [10].
- Construir modelos no lineales tridimensionales de diferentes puentes en OpenSees, incorporando el fenómeno de impacto.
- Realizar análisis no lineales tiempo-historia y construir curvas de fragilidad para diferentes estados de daño.
- Estudiar el efecto de los parámetros más relevantes del modelo de impacto, el ángulo de esviaje y el número de vanos en el desempeño sísmico de puentes esviados chilenos.

1.4 Metodología de la investigación

En la Figura 1-2 se presenta un esquema de la metodología llevada a cabo en esta tesis, la cual se detalla a continuación.

- Revisión de la literatura: Revisión de la literatura sobre el fenómeno de impacto, modelación y su efecto en el desempeño de puentes.
- Análisis de sensibilidad local y global del modelo de impacto propuesto por Muthukumar [10] con software UQLab [11], para así obtener los parámetros más relevantes del modelo.
- Definición de casos de estudio y variables. Puentes con ángulo de esviaje: 0 – 15 – 30 – 45[°], N° de vanos: 2 – 3 – 4 y el parámetro más relevante del modelo de Muthukumar obtenido del análisis de sensibilidad.
- Construcción de modelos no lineales en software OpenSees [12].
- Definición de amenaza sísmica y selección de registros.

- Cálculo de curvas de fragilidad y análisis de la influencia del impacto, ángulo de esviaje y número de vanos en el desempeño sísmico de puentes.

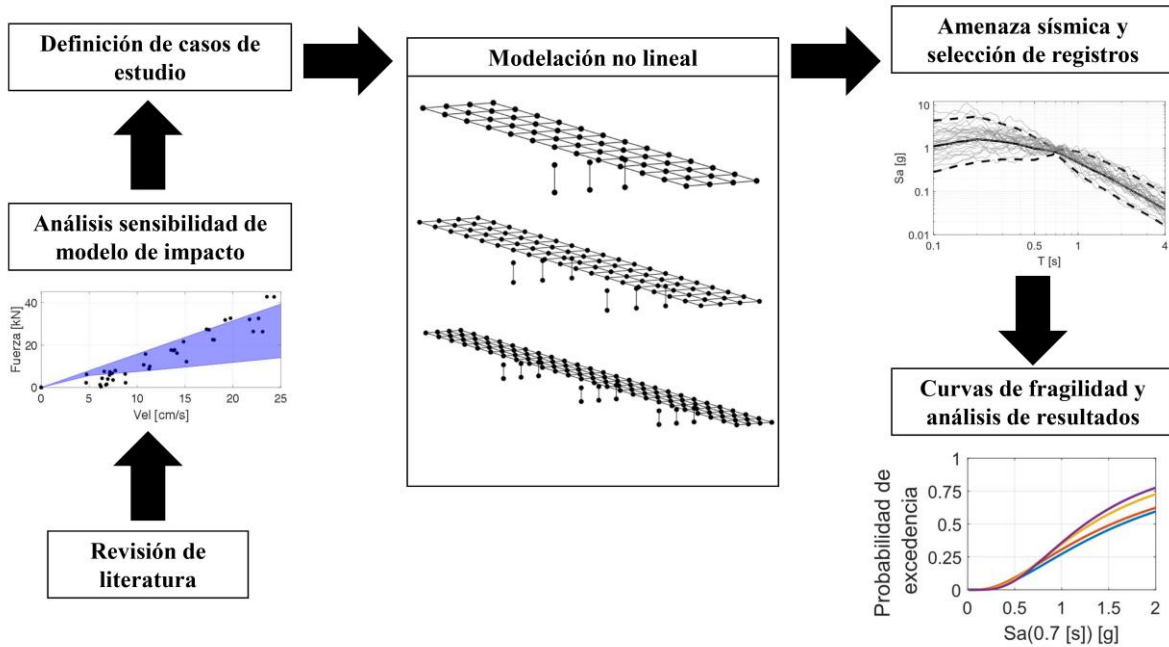


Figura 1-2 – Metodología utilizada

1.5 Relevancia de la investigación

En general, el objetivo de esta tesis es realizar un aporte al conocimiento respecto del fenómeno de impacto y su influencia en puentes esviados chilenos. Para lograr este objetivo, se propone estudiar el fenómeno de impacto en el contexto de la Ingeniería Civil y los modelos comúnmente utilizados en análisis dinámicos no lineales de puentes. Esto es de gran relevancia, pues si bien existen diferentes modelos en la literatura, existe una gran incertidumbre en los parámetros de entrada de estos modelos. Cabe destacar que no existen muchos ensayos experimentales de estructuras, como puentes o edificios, en donde se realice un análisis de los valores comúnmente adoptados en los modelos de impacto. En segundo lugar, este trabajo busca estudiar el efecto del impacto en puentes típicos chilenos, esto quiere decir, puentes de vigas de hormigón presforzado, las cuales se encuentran apoyadas en placas elastoméricas con estribos independientes auto-estables y subestructura de hormigón armado. Finalmente, evidenciar el efecto combinado del impacto con otras variables de interés como el ángulo de esviaje o el número de vanos.

1.6 Estructura del trabajo de tesis

En el capítulo 1 se presenta una breve introducción al tema en estudio, junto con los objetivos generales y específicos del mismo.

En el capítulo 2 se presenta el estado del arte sobre la modelación del fenómeno de impacto y el efecto de este en estructuras tipo edificios y puentes.

En el capítulo 3 se presenta un análisis de sensibilidad local y global del modelo de impacto definido por Muthukumar [10]. Además, se estudia la relevancia de cada uno de los parámetros y se define uno de estos a analizar en términos de curvas de fragilidad.

En el capítulo 4 se presenta la definición de los diferentes puentes prototipos considerados en el análisis, junto con la modelación no lineal en el software OpenSees.

En el capítulo 5 se presenta la selección de registros realizada, a partir de la obtención de curvas de amenaza sísmica. Además, se define la metodología MSA (Análisis de franjas múltiples), la que será utilizada para la construcción de curvas de fragilidad.

En el capítulo 6 se presentan los resultados de los análisis no lineales tiempo-historia realizados en el software OpenSees. En esta sección se busca estudiar el efecto del impacto, del parámetro “n” del modelo de impacto, del número de vanos y ángulo de esviaje en las curvas de fragilidad asociadas a diferentes estados de daño.

En el capítulo 7 se presentan las conclusiones y comentarios finales del estudio.

CAPITULO II

2 MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

2.1 El fenómeno de impacto

2.1.1 Contexto histórico

El término “impacto” tiene muchos significados, los que pueden ser aplicados en distintos contextos: físicos, ingenieriles, psicológicos, sociales, medioambiental etc. En el contexto de la física el impacto es un fenómeno atribuido a la colisión entre cuerpos o sistemas físicos. A continuación se presenta un breve resumen del contexto histórico del estudio del fenómeno de impacto desarrollado por Goldsmith [13], el cual se esquematiza en la Figura 2-1.

La idea inicial del impacto fue introducida por Galileo Galilei (1638) que estudió el impacto de cuerpos rígidos e identificó que la fuerza provocada durante el impacto hace trabajo. Sin embargo, en su trabajo no quedaban claras las ideas sobre el momentum y energía. Isaac Newton en el año 1686 introdujo el concepto de coeficiente de restitución, el que representa la pérdida de energía y es usado hasta la actualidad. Los primeros estudios sobre vibración en cuerpos producidos por impacto fueron realizados por Bernoulli, Navier y Poisson, mientras que Young y Cox obtuvieron relaciones para deflexiones dinámicas de vigas producidas por el fenómeno de impacto. Luego, tanto en los trabajos de St. Venant como en el de Boussinesq, se desarrolló un estudio detallado de vibraciones longitudinales y transversales en barras. Hertz en 1881 propuso su ley de deformaciones locales producidas por contacto, que ha sido usada bastante a pesar de algunas limitaciones, provenientes de que su derivación fue desarrollada considerando el caso estático y lineal-elástico [13]. Esta derivación obtenida por Hertz fue aplicada por Sears en colisiones longitudinales y por Timoshenko, quien estudio el impacto de esferas con vigas.

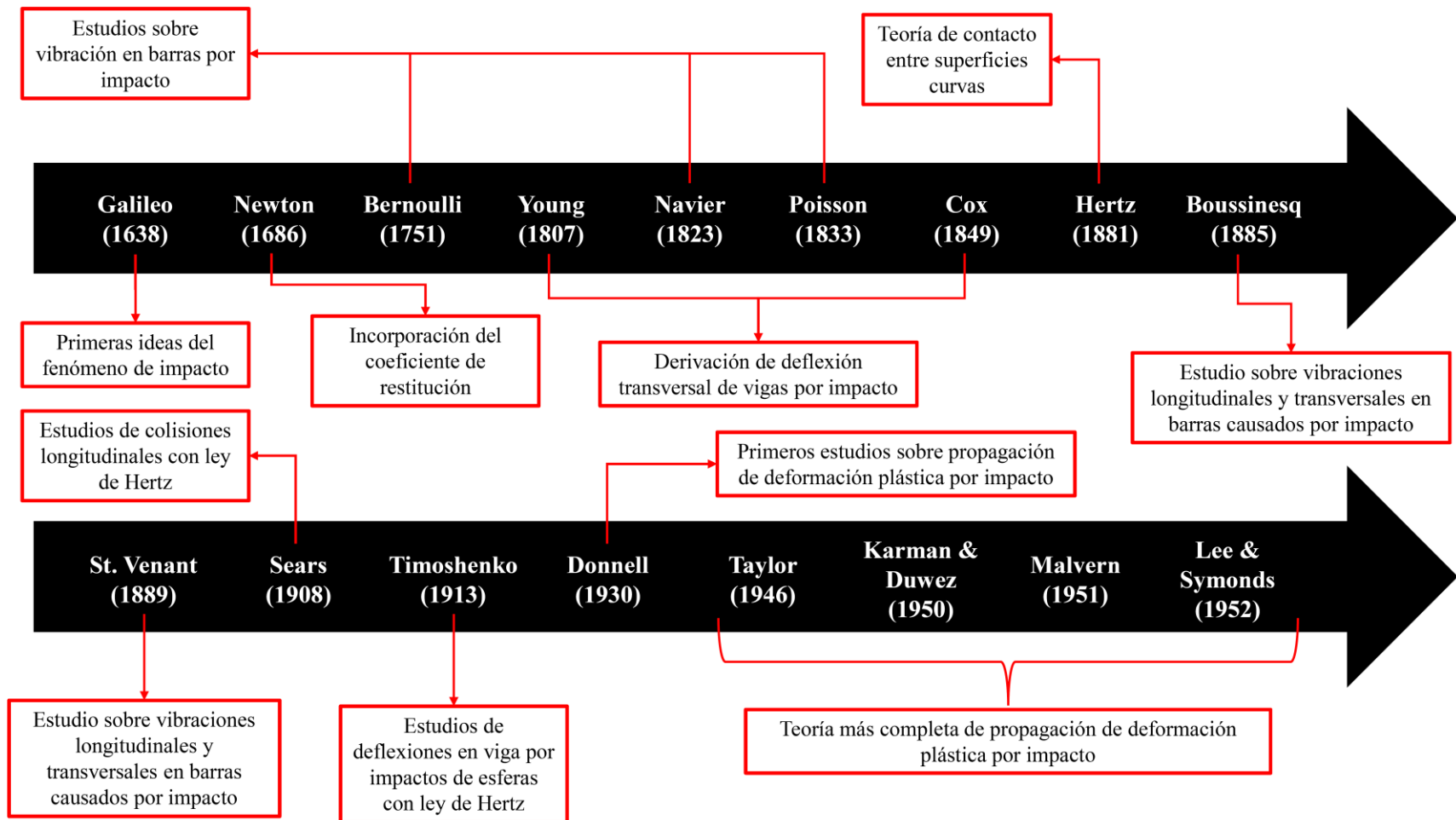


Figura 2-1 - Evolución del estudio del estado del arte del impacto (basado en [13]).

Donnell comenzó los primeros estudios sobre la propagación de deformación plástica en sólidos por el efecto del impacto, mientras que Karman & Duwez, Taylor, Lee & Symonds, Malvern, entre otros, desarrollaron una teoría más compleja.

2.1.2 Teoría clásica del impacto – “Stereomechanical impact”

La primera teoría de impacto desarrollada se conoce en inglés como “stereomechanical impact” y es un modelo que se basa solo en el balance de momentum y energía durante la colisión entre cuerpos rígidos. En este contexto se define el coeficiente de restitución “e”, el que denota el grado de plasticidad de los cuerpos durante el impacto. En la ecuación (2-1) se presenta una expresión para obtener el coeficiente de restitución. Sin embargo, este valor usualmente es obtenido y calibrado con ensayos experimentales.

$$e = - \frac{V_i^{(+)} - V_j^{(+)}}{V_i^{(-)} - V_j^{(-)}} \quad (2-1)$$

- $V_i^{(+)}$ y $V_j^{(+)}$ = Velocidad post – impacto de las partículas “i” y “j”.
- $V_i^{(-)}$ y $V_j^{(-)}$ = Velocidad previo al impacto de las partículas “i” y “j”.

Si el coeficiente de restitución toma el valor de 1 o 0 ocurre un impacto perfectamente elástico o plástico respectivamente. En la Figura 2-2 se observa el efecto del coeficiente de restitución, en donde mientras el valor sea más cercano a 1 la curva de deformación durante el impacto es simétrica y con un menor valor de deformación remanente.

Si bien esta teoría es relativamente simple, tiene algunos problemas que se indican a continuación:

- No puede explicar esfuerzos, fuerzas y deformaciones en función del tiempo.
- Uno de los supuestos es que una fracción pequeña de la energía cinética se transforma en vibración, lo que puede ser correcto en impacto entre esferas, pero no en otras geometrías.
- No se puede calcular la duración del impacto. Si la duración del impacto es significativa, el modelo puede tener problemas.

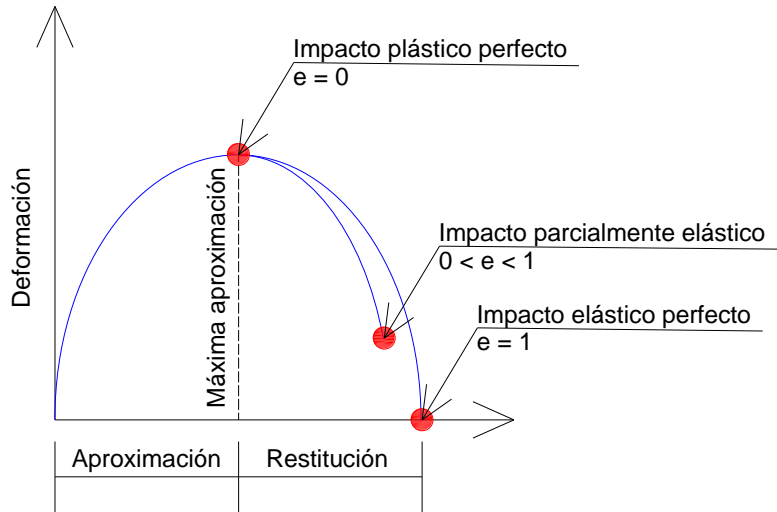


Figura 2-2 – Esfuerzo deformación – Stereomechanical impact

Como esta teoría se basa en la conservación de momentum y energía, solo puede obtener cambios de velocidad o de energía de los cuerpos que colisionan. En la Figura 2-3 se observa el impacto entre dos esferas “i” y “j”.

En la ecuación (2-2) se presenta la conservación de momentum entre el tiempo inicial y final ($t^{(-)}$ y $t^{(+)}$).

$$m_i (V_i^{(-)} - V_i^{(+)}) + m_j (V_j^{(-)} - V_j^{(+)}) = 0 \quad (2-2)$$

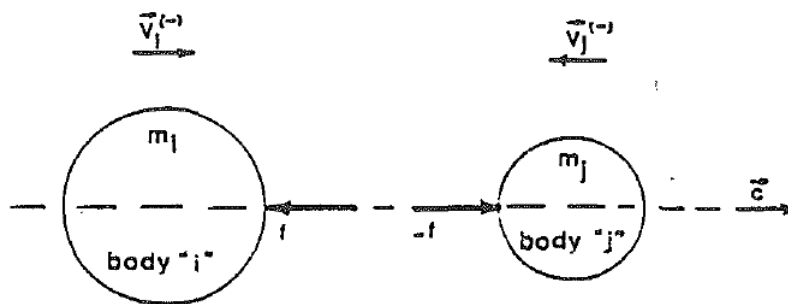


Figura 2-3 – Impacto entre esferas [14]

Aplicando el concepto de coeficiente de restitución presentado en (2-1) es posible obtener la velocidad post-impacto. Las ecuaciones (2-3) y (2-4) presentan la velocidad final de la esfera “i” y “j”.

$$V_i^{(+)} = \frac{1}{m_i + m_j} ((m_i - em_j)V_i^{(-)} + (1 + e)m_jV_j^{(-)}) \quad (2-3)$$

$$V_j^{(+)} = \frac{1}{m_i + m_j} ((m_j - em_i)V_j^{(-)} + (1 + e)m_iV_i^{(-)}) \quad (2-4)$$

Además, se puede obtener la disipación de energía durante el impacto (ΔT), realizando la conservación de energía cinética entre $t^{(-)}$ y $t^{(+)}$. En la ecuación (2-5) se presenta la energía disipada durante el impacto. Es posible observar que, si “e” toma el valor de 1 y 0, la disipación de energía es 0 y máxima respectivamente, tal como se indica en la curva de deformación durante el impacto presentada en la Figura 2-2.

$$\Delta T = \frac{1}{2}m_i (V_i^{(-)^2} - V_i^{(+)^2}) + \frac{1}{2}m_j (V_j^{(-)^2} - V_j^{(+)^2}) \quad (2-5)$$

$$\Delta T = \frac{1}{2} \frac{m_i m_j}{m_i + m_j} \delta^{(-)^2} (1 - e^2); \quad \delta^{(-)} = V_i^{(-)} - V_j^{(-)}$$

2.2 Modelación numérica de la fuerza de impacto durante la colisión de estructuras

2.2.1 Modelo lineal elástico

El modelo lineal elástico es utilizado para simular la fuerza de impacto a partir de un valor de rigidez (K_l) cuando el espacio libre (gap) entre dos nodos sea cero [15]. En la Figura 2-4 se presenta el modelo lineal elástico y en la ecuación (2-6) se presenta las expresiones que describen este modelo.

$$\begin{aligned} \text{Si } u_1 - u_2 - gap > 0 &\rightarrow F_c = K_l * (u_1 - u_2 - gap) \\ \text{Si } u_1 - u_2 - gap \leq 0 &\rightarrow F_c = 0 \end{aligned} \quad (2-6)$$

Donde,

- F_c = Fuerza de Impacto, [N].
- K_l = Rigidez del elemento, [N/m].
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2, en [m].
- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales, [m].

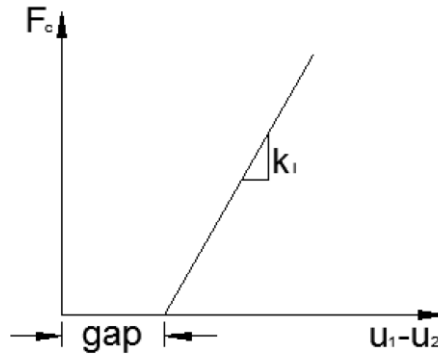


Figura 2-4 - Modelo lineal elástico [8]

Cabe destacar que este modelo es uno de los más utilizados en los estudios de impacto, debido a la simplicidad en su aplicación en los distintos programas. Sin embargo, no considera las pérdidas de energía durante el impacto.

2.2.2 Modelo de Kelvin – Voigt (lineal viscoelástico)

El modelo de Kelvin – Voigt es similar al modelo lineal elástico, con la diferencia que este incluye disipación de energía durante el impacto [16]. En la Figura 2-5 se presenta el modelo de Kelvin – Voigt y en la ecuación (2-7) se presenta las expresiones que describen este modelo.

$$\begin{aligned} \text{Si } u_1 - u_2 - gap > 0 &\rightarrow F_c = K_k * (u_1 - u_2 - gap) + c_k(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \\ \text{Si } u_1 - u_2 - gap \leq 0 &\rightarrow F_c = 0 \end{aligned} \quad (2-7)$$

Donde,

- F_c = Fuerza de impacto, [N].
- K_k = Rigidez del elemento, [N/m].
- c_k = Coeficiente de amortiguamiento, [N*s/m].
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2, en [m].
- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales, [m].
- \dot{u}_1 y \dot{u}_2 = Velocidades nodales, [m/s].

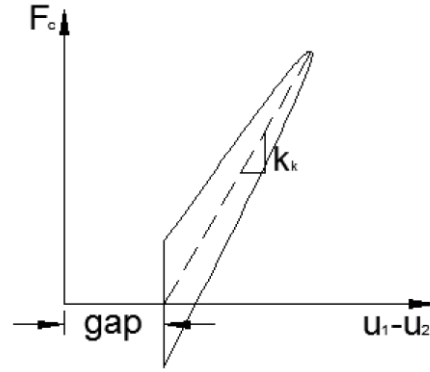


Figura 2-5 - Modelo de Kelvin – Voigt [8]

Este modelo, con el uso del amortiguamiento, es capaz de incorporar las pérdidas de energía durante el impacto. El coeficiente de amortiguamiento se puede obtener a partir de la ecuación (2-8):

$$c_k = 2 * \xi \sqrt{k_k * \frac{m_1 * m_2}{m_1 + m_2}} ; \xi = \frac{-\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + \ln(e)^2}} > 0 \quad (2-8)$$

Donde,

- c_k = Coeficiente de amortiguamiento [N*s/m].
- m_1 y m_2 = Masas de nodos que impactan [kg].
- ξ = Razón de amortiguamiento.
- e = Coeficiente de restitución.

2.2.3 Modelo de Hertz

El modelo de Hertz [17] es un modelo no lineal elástico que representa el impacto. Al igual que los modelos anteriores, se basa en el uso de una rigidez y el concepto del “gap” para identificar el momento del contacto entre 2 nodos. En la Figura 2-6 se presenta el modelo de Hertz y en la ecuación (2-9) se presenta las expresiones que describen este modelo.

$$\begin{aligned} \text{Si } u_1 - u_2 - \text{gap} > 0 &\rightarrow F_c = K_h * (u_1 - u_2 - \text{gap})^n \\ \text{Si } u_1 - u_2 - \text{gap} \leq 0 &\rightarrow F_c = 0 \end{aligned} \quad (2-9)$$

Donde,

- F_c = Fuerza de impacto [N].

- K_h = Parámetro asociado a la rigidez de impacto $[N/m^{3/2}]$. Depende del material y geometría de los cuerpos que impactan.
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2, en [m].
- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales [m].
- $n = 3/2$.

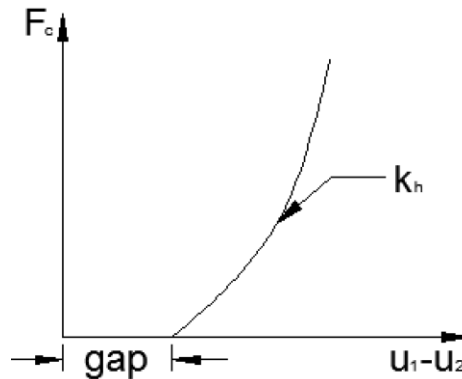


Figura 2-6 - Modelo de Hertz [8]

El valor de “n” usualmente se considera igual a 3/2, ya que algunos estudios [18] [19] concluyen que los desplazamientos de un sistema utilizando este modelo de impacto no se ven influenciados por el exponente “n”. Este valor fue obtenido en la derivación de la ecuación (2-9) realizada por Hertz, donde consideró el impacto de dos cuerpos isotrópicos y elásticos, con una superficie que puede ser aproximada a dos paraboloides, tal como se muestra en la Figura 2-7 (a). Adicional a esto, Hertz supuso que la superficie de contacto entre los dos paraboloides podía ser representado por una elipse, tal como se indica en la Figura 2-7(b). De la curvatura de los cuerpos iniciales y luego de la derivación realizada en base a la teoría de elasticidad, se obtiene el valor de “n” igual a 3/2 presentado en la ecuación (2-9).

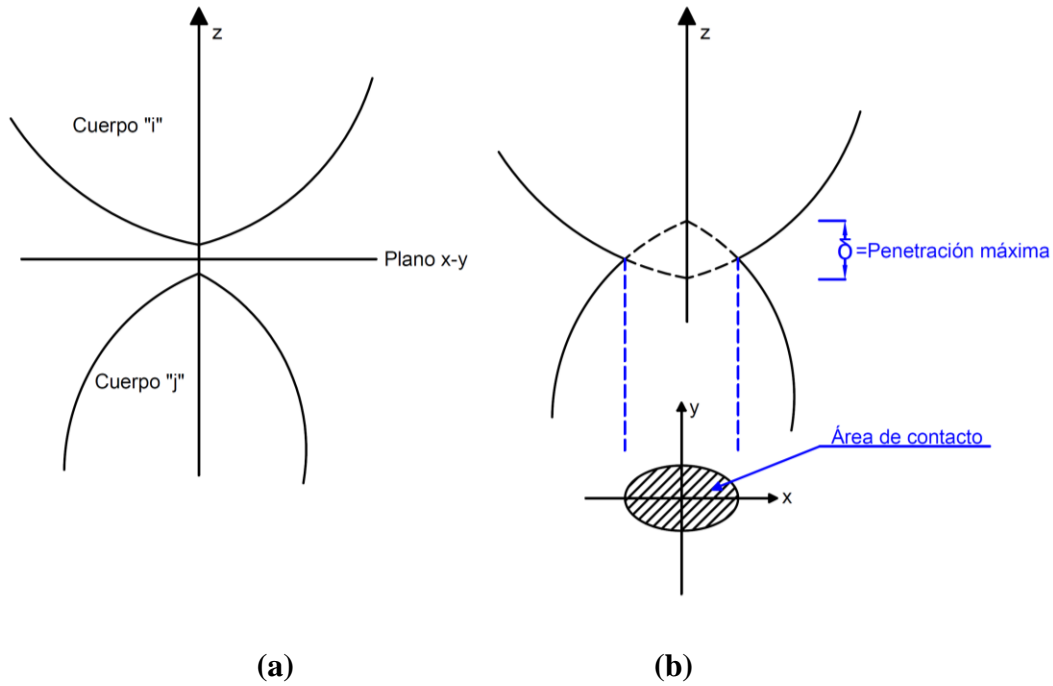


Figura 2-7 - (a) Cuerpos previos a impacto - (b) Cuerpos durante el impacto

2.2.4 Modelo de Hertz modificado (Hertzdamp model)

Esta es una modificación al modelo de Hertz realizado por Lankarani [20], al considerar la disipación de energía. Al igual que en el caso del modelo lineal elástico, se incluye una expresión asociada al uso del coeficiente de amortiguamiento, el cual representa las pérdidas de energía durante el impacto. En la Figura 2-8 se presenta el modelo Hertzdamp y en las ecuaciones (2-10) y (2-11) se presenta las expresiones que describen este modelo.

$$\text{Si } u_1 - u_2 - gap > 0 \rightarrow F_c = K_h * (u_1 - u_2 - gap)^n + c_h(\dot{u}_1 - \dot{u}_2); \quad (2-10)$$

$$\text{Si } u_1 - u_2 - gap \leq 0 \rightarrow F_c = 0;$$

$$c_h = \mu \delta^n ; \delta = u_1 - u_2 - gap \quad (2-11)$$

$$\mu = \frac{3 K_h (1 - e^2)}{4 (v_1 - v_2)}$$

Donde,

- F_c = Fuerza de impacto [N].
- K_h = Parámetro asociado a la rigidez de impacto [$N/m^{3/2}$]. Depende del material y geometría de los cuerpos que impactan.

- c_h = Coeficiente de amortiguamiento [N*s/m].
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2, en [m].
- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales [m].
- \dot{u}_1 y \dot{u}_2 = Velocidades nodales [m/s].
- μ = Factor histerético de amortiguamiento [N*s/m^{5/2}].
- $v_1 - v_2$ = Velocidades nodales previo al impacto [m/s].
- $n = 3/2$.

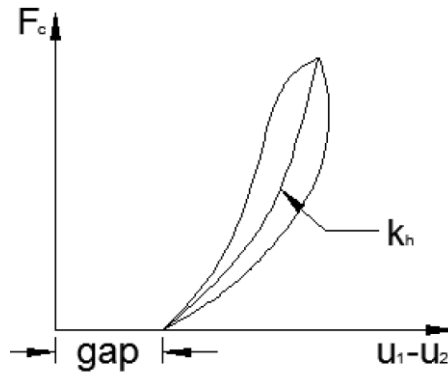


Figura 2-8 - Modelo Hertzdamp[8]

Reordenando las ecuaciones (2-10) y (2-11), se presenta en la ecuación (2-12) la fuerza de impacto reescrita.

$$F_c = K_h \delta^n \left(1 + \frac{3(1-e^2)\dot{\delta}}{4\dot{\delta}^{(-)}} \right); \dot{\delta}^{(-)} = v_1 - v_2 \quad (2-12)$$

Lankarani [20] en su trabajo definió los valores de K_h a partir del tipo de cuerpos que impactan, entre los que se encuentran esferas, cuerpos curvos no esféricos y superficies planas. A modo de ejemplo se presenta en las ecuaciones (2-13) y (2-14) los valores de K_h para esferas y para superficies planas, respectivamente.

$$K_h = \frac{4}{3\pi(h_1 + h_2)} \sqrt{\frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}} \quad (2-13)$$

$$h_i = \frac{1 - \nu_i^2}{\pi E_i}$$

$$K_h = \frac{2\sqrt{ab}}{m \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \right)} \quad (2-14)$$

Donde,

- R_1 y R_2 = Radio de las esferas 1 y 2, en [m].
- ν_i y E_i = Coeficiente de Poisson [-] y módulo de Young [N/m^2] de los cuerpos $i = \{1,2\}$.
- a y b = Dimensiones según Figura 2-9 [m].
- m = Según lo indicado en Tabla 2-1.

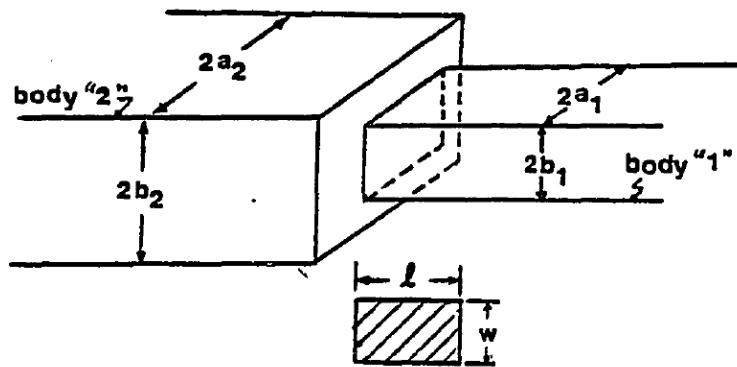


Figura 2-9 - Esquema impacto de cuerpos planos [20]

Tabla 2-1 - Parámetro "m" para diferentes razones a/b [20]

a/b	m
1	0.95
1.5	0.94
2	0.92
3	0.88
5	0.82
10	0.71
100	0.37

Al mismo tiempo, se indica en el trabajo de Lankarani [20] que el valor de $n=3/2$ solo tiene sentido en el impacto de cuerpos curvos, mientras que para el impacto de superficies planas el valor de n debe ser 1, pues no existe curvatura y por ende no linealidad geométrica.

2.2.5 Modelo de Muthukumar

Muthukumar [10] propuso un modelo simplificado bi-lineal a partir del modelo de Hertzdamp como se observa en la Figura 2-10. La idea general es obtener la rigidez K_{t1} y K_{t2} de tal manera de igualar la energía de la curva esfuerzo – deformación del modelo Hertzdamp. Las ecuaciones (2-15), (2-16), (2-17), (2-18) y (2-19) permiten obtener los parámetros del modelo de Muthukumar. La derivación completa de estas se presenta en [10].

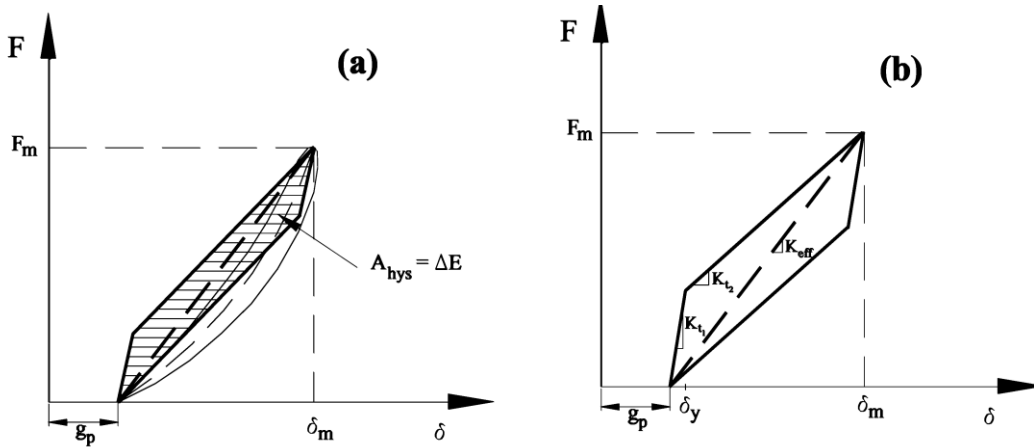


Figura 2-10 - Modelo de Muthukumar [10]

$$\Delta E = K_h \delta_m^{n+1} \frac{1 - e^2}{n + 1} \quad (2-15)$$

$$K_{eff} = K_h \sqrt{\delta_m} \quad (2-16)$$

$$\delta_y = a \delta_m \quad (2-17)$$

$$K_{t1} = K_{eff} + \frac{\Delta E}{a \delta_m^2} \quad (2-18)$$

$$K_{t2} = K_{eff} - \frac{\Delta E}{(1 - a) \delta_m^2} \quad (2-19)$$

Con respecto a K_h , este parámetro de rigidez es el mismo que se definió en el modelo de Hertz y Hertzdamp. Muthukumar indica que, frente a la falta de experimentos a gran escala de estructuras, el parámetro debe ser definido proporcional a $\left(\frac{EA}{L}\right)$ y que los valores típicos para puentes son 5000 – 30000 [Kip/in] (8.76E08 – 5.25E09 [N/m]). Tras esto, Muthukumar definió un factor de proporcionalidad de 2 y K_h igual a 25000 [Kip/in^{3/2}] (4.38E09 [N/m^{3/2}]).

Con respecto a “n” indica que el valor común a utilizar es 3/2, a pesar de lo indicado por Lankarani [20]. Con respecto al coeficiente de restitución, Muthukumar indica que los valores pueden variar entre 0.6 y 0.8. Con respecto al parámetro “a”, solo indica que debe ser menor a $1 - \frac{2}{5}(1 - e^2)$, con el objeto de asegurar que la rigidez K_{t2} sea mayor a 0.

El parámetro δ_m corresponde a la deformación máxima durante el fenómeno de impacto, considerando el modelo Hertzdamp, como se observa en la Figura 2-10. Esto quiere decir que, en estricto rigor, el parámetro δ_m debería calcularse para cada impacto que ocurra. A modo de comparación, Muthukumar realizó análisis tiempo-historia con un sistema de dos grados de libertad, esquematizado en la Figura 2-11 (a). En la Tabla 2-2 se presentan los parámetros que utilizó en su análisis realizado en el software DRAIN – 2DX [21] y con el terremoto de El Centro (1940). Cabe destacar que, en este caso, el parámetro δ_m fue definido como la penetración máxima obtenida del análisis tiempo – historia considerando el modelo Hertzdamp. En la Figura 2-11(b) se observa que si bien la fuerza máxima es similar (Punto (1)), existen otros ciclos en donde la fuerza presenta algunas diferencias (Puntos (2) y (3)). Esto se debe principalmente a que, como se mencionó anteriormente el parámetro δ_m depende de cada impacto.

Tabla 2-2 - Propiedades análisis Muthukumar

Propiedad	Valor
Periodos del sistema, T_1 y T_2	0.47 [s] – 1.12 [s]
Amortiguamiento del sistema, c_1 y c_2	Razón de amortiguamiento 5%
Comportamiento del sistema	Lineal elástico
gap	0.5 [in] (1.27 [cm])
K_h	25000 [Kip/in ^{3/2}] (4.38E09 [N/m ^{3/2}])
e	0.8
δ_m	0.63 [in] (1.6 [cm])
K_{t1}	48010 [Kip/in] (8.41E08 [N/m])
K_{t2}	16535 [Kip/in] (2.90 E08 [N/m])
a	0.1

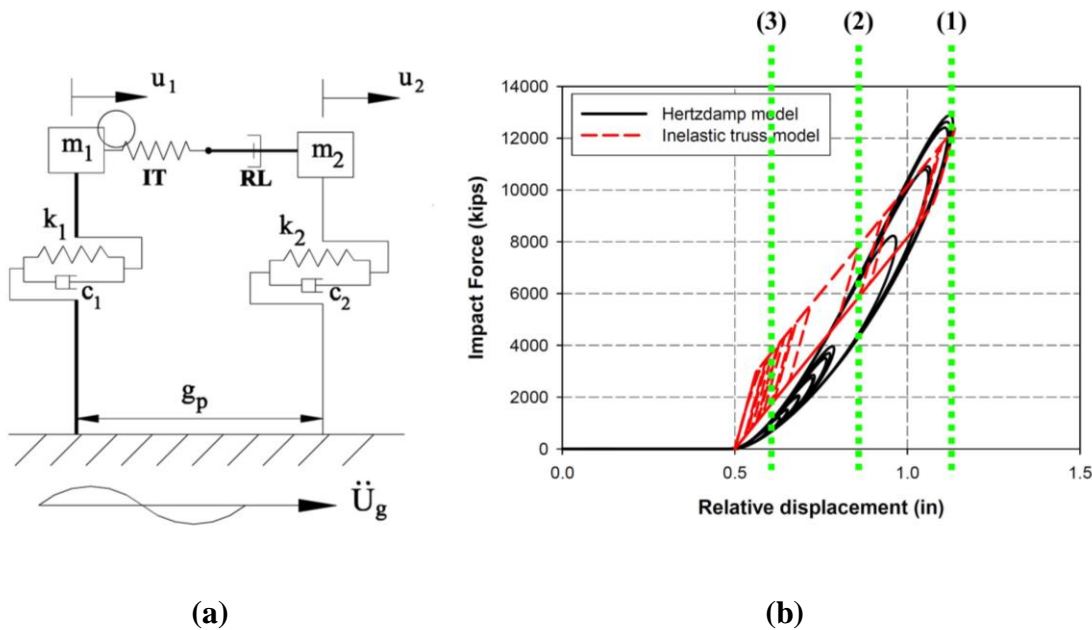


Figura 2-11 - Comparación modelo Muthukumar - Hertzdamp. (a) Esquema del modelo realizado[10]
 (b) Comparación curvas histeréticas de impacto[10]

2.3 El fenómeno de impacto en estructuras

2.3.1 Fenómeno de impacto en edificios

A lo largo de la historia se ha observado daño en edificios en diferentes eventos sísmicos debido al impacto entre estructuras colindantes. En el terremoto de Alaska (1964) se observó daño en el hotel Anchorage Westward por el impacto de este con un edificio colindante de tres pisos [22]. En el terremoto de San Fernando (1971) se observó daño por impacto en el edificio principal del Olive View Hospital [23]. Bertero [24] reportó que tras el terremoto de la Ciudad de México (1985), al menos el 15% del daño observado en edificios fue producto del fenómeno de impacto. En la Figura 2-13 se observa daños en edificios por impacto durante los terremotos de Izmut (1999) y Christchurch (2011) [25].

En el caso de edificios la ocurrencia del impacto ocurre principalmente por la pequeña separación que existe entre estructuras y las diferencias en las propiedades dinámicas de estos, lo que provoca un movimiento desincronizado de los edificios y la posterior serie de impactos. Cole [25] realizó una revisión del estado del arte sobre el impacto en edificios y reportó una serie de configuraciones de edificios vulnerables al impacto los cuales se detallan a continuación y se presentan en la Figura 2-12.

1. Impacto piso – columna: En este caso las columnas se ven sujetas a grandes demandas de corte y de ductilidad.
2. Edificios adyacentes con grandes diferencias de masa: Por conservación del momentum lineal, la estructura de baja masa puede sufrir grandes aumentos de velocidad por el impacto entre las estructuras.
3. Edificios con gran diferencia de altura: La colisión entre un edificio alto y otro bajo provoca cambios en los desplazamientos de la estructura alta, pues la zona de impacto se transforma en una restricción de movimiento para el edificio alto. Esto puede provocar un aumento en las demandas de corte y ductilidad del edificio alto, en el piso superior al piso donde se genera el impacto.
4. Edificios extremos de una fila de edificios con propiedades similares: Este escenario puede provocar daño en los edificios de los extremos por la transferencia de momentum del resto de edificios, de manera análoga a un péndulo de Newton.
5. Edificios sujetos a efectos torsionales derivados del impacto: Ciertas configuraciones de edificios son propensas a sufrir excitación de modos torsionales producto del impacto entre estructuras, aumentando las demandas en la estructura.
6. Edificios construidos con materiales frágiles: Por ejemplo, la albañilería no reforzada es muy vulnerable a cargas laterales y frente a una carga de impacto podría sufrir fallas frágiles en elementos estructurales.

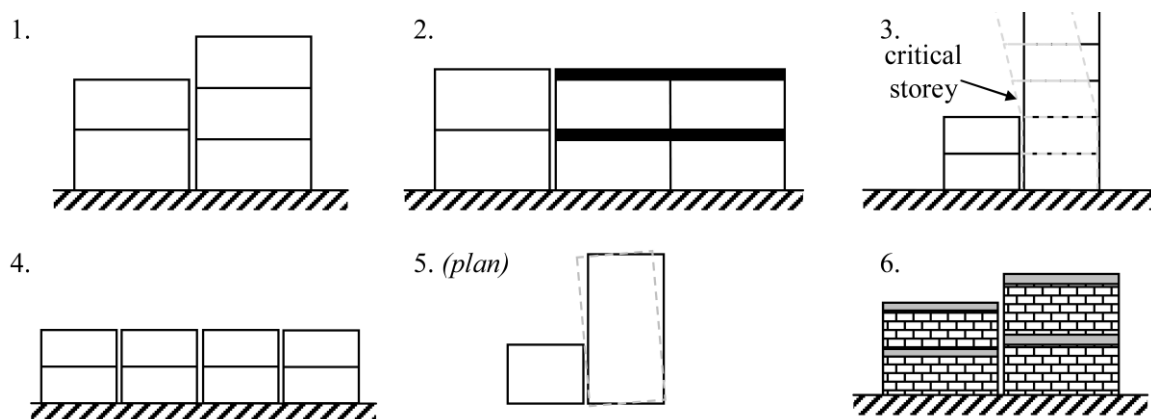
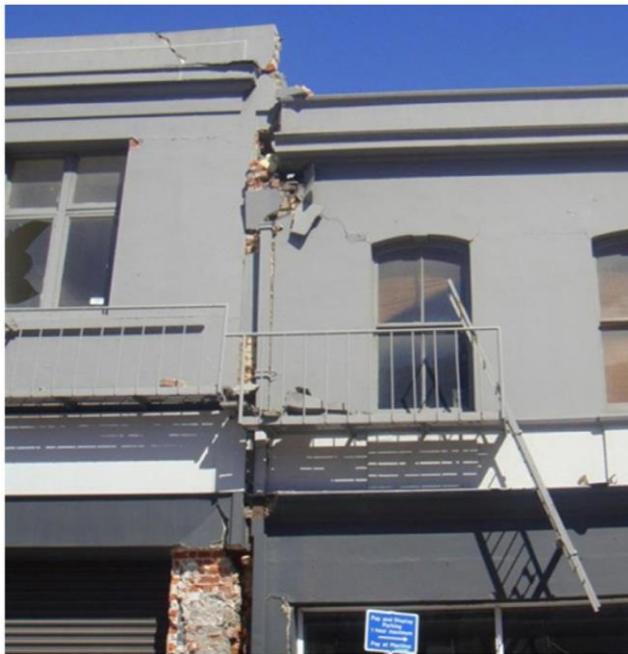


Figura 2-12 – Configuración de edificios vulnerables al impacto [25].



(a)



(b)

Figura 2-13 – Daño en edificios provocado por impacto – (a) Terremoto de Christchurch (2011) [1];(b) Terremoto de Izmut (1999).

2.3.2 Fenómeno de impacto en puentes

En el caso de puentes con tableros simplemente apoyados el fenómeno de impacto provoca grandes rotaciones y desplazamientos en planta del tablero dada la geometría de estos. Wu [8] propuso un mecanismo de colapso por rotación forzada y libre, el que se presenta en la Figura 2-14. Este mecanismo indica que el tablero comienza a oscilar producto del movimiento sísmico (Paso 1) y en algún momento impacta con el estribo (Paso 2). En este momento se generan fuerzas normales al estribo y se provoca una rotación del tablero como se observa en la Figura 2-15. Producto de esto el tablero rota en torno a la esquina obtusa (Paso 3) y en este punto puede o no ocurrir inestabilidad y caída del vano. De no ser así el tablero rebota con el estribo y sigue oscilando en torno a su centro de rigidez (Paso 4). Dada esta condición, el siguiente impacto puede ser entre el estribo y la esquina aguda (Paso 5-1), un impacto uniforme entre el estribo y el tablero (Paso 5-2) o un impacto entre el estribo y la esquina obtusa (Paso 5-3). Luego de este puede ocurrir una

inestabilidad y una posible caída del vano, de no ser así el tablero sigue rotando en torno al centro de rigidez (Paso 6).

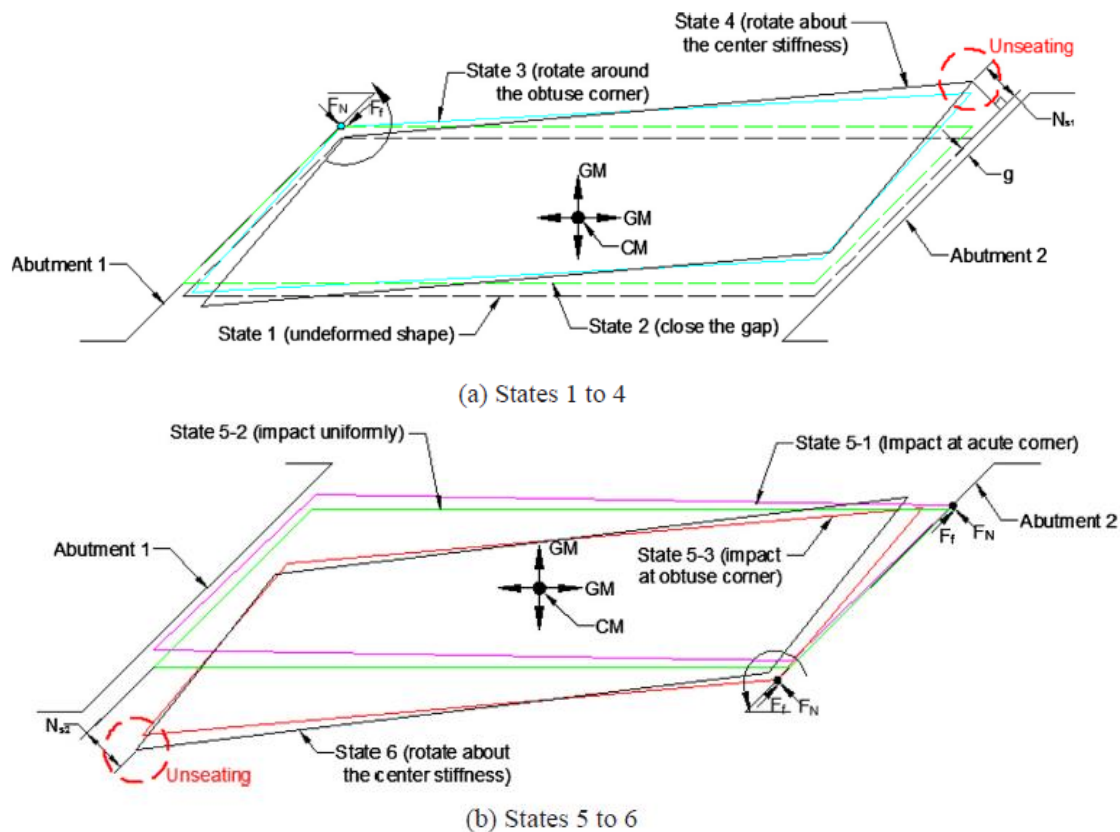


Figura 2-14 – Mecanismo de colapso – Rotación forzada y libre [8]

Las grandes rotaciones y desplazamientos que ocurren debido al impacto entre el estribo y el tablero pueden ser responsables del fallo de diferentes elementos en los puentes, como placas elastoméricas, topes sísmicos o incluso provocar la caída del vano de puentes. La caída del vano ha sido identificada en puentes durante diferentes eventos sísmicos, entre los que se encuentran los terremotos de San Fernando (1971) [8], Northridge (1994) [26], Kobe (1995) [5], Chile (2010) [4], New Zeland (2011) [7], entre otros. En la Figura 2-16 se presenta el colapso del puente Hospital durante el terremoto de Maule del 2010.

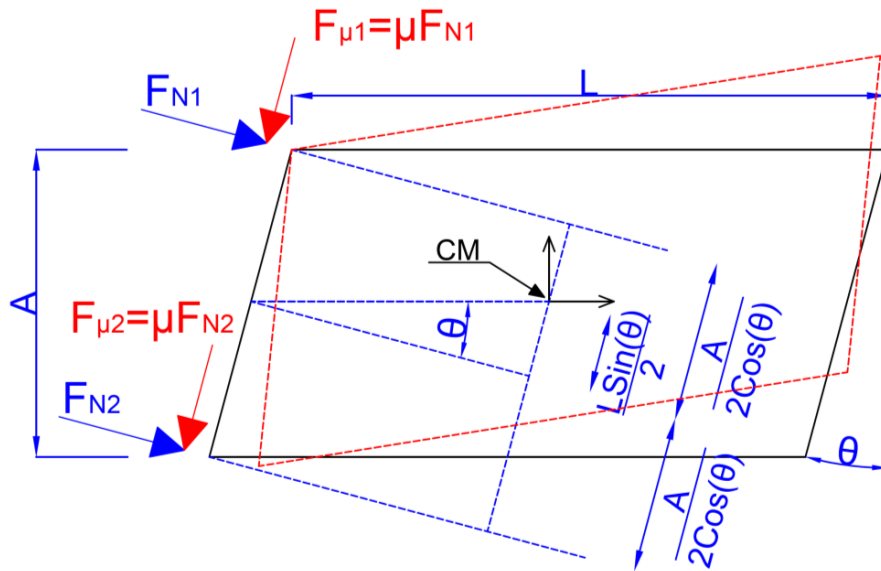


Figura 2-15 – Geometría fuerza de impacto en puentes



Figura 2-16 – Colapso Puente Hospital [4]

2.4 Estado del arte respecto a estudios numéricos y experimentales en puentes

Una gran cantidad de trabajos han sido desarrollados sobre el efecto del impacto en la vulnerabilidad sísmica de puentes, especialmente en puentes esviados.

Navarro [27] evaluó las expresiones para determinar las longitudes mínimas de la mesa de apoyo en puentes chilenos. En este trabajo el autor desarrollo la modelación no lineal del Paso superior Lo Echevers en el software OpenSees [12] y realizó análisis dinámicos no lineales con registros sísmicos del terremoto de Maule (2010). En este trabajo obtuvo que la rotación y desplazamientos del tablero aumentan con un aumento del ángulo

de esviaje y del coeficiente de roce. Adicional a esto, concluyó que si bien las expresiones para calcular la longitud de mesa de apoyo del Manual de Carreteras previo al 2010 no satisfacían las demandas de desplazamientos, esto logró ser subsanado con las modificaciones realizadas en versiones post 2010 del Manual de Carreteras [1].

Aldea et al [28] comparó el desempeño sísmico de cuatro puentes chilenos esviados, desde el punto de vista de curvas de fragilidad para diferentes estados de daño. Para esto desarrollo modelos no lineales en OpenSees [12] de cuatro puentes: Paso superior Lo Echevers, Las Mercedes, Los Pinos y Miraflores, en su condición original (previo al terremoto de Maule 2010) y reparada (post Maule (2010)). Análisis dinámicos incrementales (IDAs) fueron realizados para el cálculo de curvas de fragilidad asociadas a diferentes estados de daño. Dentro de su trabajo, Aldea estudio el efecto del esviaje en las curvas de fragilidad asociadas al desplazamiento máximo de elastómeros y evidenció que un aumento del ángulo de esviaje produce un aumento en las probabilidades de excedencia. Otros autores han llegado a conclusiones similares como, Deepu et al [29], Yang et al [30] y Huo et al [31], entre otros. El trabajo de este último será detallado posteriormente.

Con respecto al efecto de la fuerza de roce, Cortés [32] estudio el efecto del coeficiente de roce tablero – estribo y su efecto en la rotación sísmica del tablero de puentes rectos. En este trabajo, Cortés desarrolló una modelación no lineal del Puente Chada, compuesta por dos vanos y sin esviaje, y llevó a cabo análisis dinámicos no lineales con 7 pares de registros del terremoto de Maule (2010) escalados a 0.5 – 1 – 1.5 – 2 – 2.5 [g] de aceleración espectral evaluadas en el periodo fundamental del puente ($T = 0.66$ [s]). Además, consideró cuatro coeficientes de roce: 0 – 0.2 – 0.3 – 0.4. El autor concluyó que los desplazamientos relativos máximos y residuales entre el tablero y la subestructura en dirección transversal se incrementan con el aumento del coeficiente de roce tablero - estribo. Esto también se evidenció en las rotaciones de la superestructura. Shi y Dimitrakopoulos [33] obtuvieron resultados similares con respecto al efecto del coeficiente de roce y su trabajo será detallado posteriormente.

Desde el punto de vista de los ensayos experimentales, no existen demasiados trabajos que analicen el efecto del impacto en puentes. Por ejemplo, Kun et al [34] estudió el efecto del impacto y del ángulo de esviaje en puentes. Para esto, los autores construyeron

un modelo a escala de un puente de 3 vanos, con tres ángulos de esviaje: 0 – 30 – 45 [°]. Cabe destacar que tanto el tablero como los estribos fueron diseñados en acero. Luego, los modelos a escala fueron ensayados en una mesa sísmica con tres registros generados sintéticamente y considerando dos casos: con y sin impacto. En su trabajo concluyó que, si bien los tableros esviados rotan cuando no se considera el impacto, al incluir este fenómeno el giro del tablero aumenta considerablemente, y más aún al aumentar el ángulo de esviaje. Wu [8] también ensayó tableros de acero esviados y obtuvo resultados similares. Por otro lado, Saiidi [35] realizó experimentos de un puente recto de hormigón armado a escala y concluyó que la fuerza de fricción puede ser relevante e incluso inducir rotaciones en la superestructura. Estos últimos trabajos serán detallados posteriormente.

A continuación se presentan algunos estudios tanto numéricos y experimentales sobre el impacto y su efecto en el comportamiento sísmico de puentes. Esta sección complementa el trabajo realizado por Hao et al [36] y Benavides [37]. En la Tabla 2-3 se presenta un resumen de algunos estudios, tanto numérico como experimentales, que tratan sobre el impacto y su efecto en la vulnerabilidad sísmica de puentes.

Tabla 2-3 - Estudios numéricos y experimentales - Efecto del impacto en vulnerabilidad sísmica de puentes

Trabajo	Año	Tipo de estudio
Huo y Zhang [31]	2013	Numérico
Deepu et [29]	2014	Numérico
Yang et al [30]	2015	Numérico
Shi y Dimitrakopoulos [33]	2017	Numérico
Cortes (2018) [32]	2018	Numérico
Navarro (2019) [27]	2019	Numérico
Aldea et al (2021) [28]	2021	Numérico
Saiidi [35]	2013	Experimental
Wu [8]	2016	Experimental
Kun et al [34]	2017	Experimental

2.4.1 Estudios experimentales

Saiidi et al (2013)

Saiidi et al [35] realizó ensayos dinámicos de un puente recto de cuatro vanos de hormigón armado con movimiento sísmico bi-direccional y unidireccional. El modelo usado cuenta con tres cepas de dos columnas cada una y estribos independientes auto-estables. Para estos ensayos se utilizó un registro modificado de la estación Century City del terremoto de Northridge (1994) y el protocolo consistió en siete ensayos en donde se fue aumentando la máxima aceleración del suelo (peak ground acceleration, PGA) del registro tanto en la dirección transversal como longitudinal.

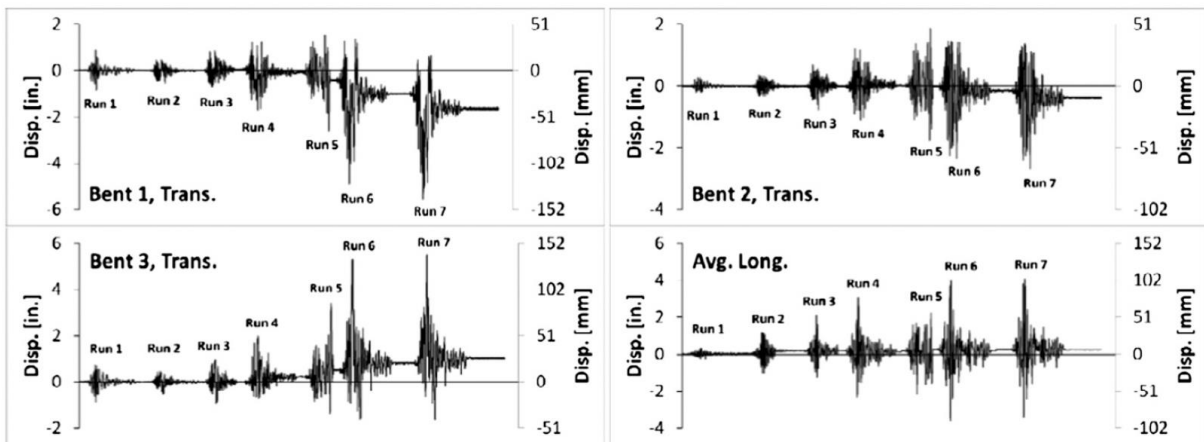


Figura 2-17 – Desplazamiento longitudinal y transversal – Cepas [35]

En estos ensayos se realizaron una gran cantidad de mediciones como el drift de las cepas, desplazamientos, fuerzas en cepas, deformaciones en barras de refuerzo, etc. Dentro de los ensayos realizados se observó rotación en planta la que se manifestó tanto en los desplazamientos de las cepas como de los bordes de la superestructura. En la Figura 2-17 se presenta los desplazamientos transversales de las cepas 1 – 2 – 3 durante los 7 ensayos realizados. Cabe destacar que las cepas 1 y 3 son aquellas que están ubicadas más cerca de los estribos. En esta figura se observa que a contar del ensayo 5 (Run 5) se observan desplazamientos transversales en direcciones opuestas en las cepas 1 y 3, lo que implica una rotación en planta de la superestructura. Es importante también notar que a contar del ensayo 5 se observó rotación residual del tablero, es decir, el tablero no volvió a su posición original.

Saiidi comparó sus resultados con los de Johnson et al [38], Figura 2-18 (a), en donde las curvas (a) y (b) fueron obtenidas por Saiidi y Johnson et al., respectivamente. La principal diferencia entre ambos trabajos es que Johnson et al no consideró la interacción del estribo en sus ensayos y, por consiguiente, no consideró el impacto. En la Figura 2-18 (a) se observa que el efecto de la interacción entre el estribo y la superestructura provoca un aumento en la rotación en planta de la superestructura. Además, Saiidi registró la fuerza de roce generada entre el estribo y el tablero, la cual se presenta en la Figura 2-18(b). En esta figura, se observa que a medida que aumenta la fuerza de roce aumentan las rotaciones máximas de la superestructura. Este estudio no solo presenta la relevancia de la fuerza de impacto en la rotación en planta, sino que además demuestra la relevancia que puede tener la fuerza de roce en dicha rotación tanto en puentes rectos como esviados.

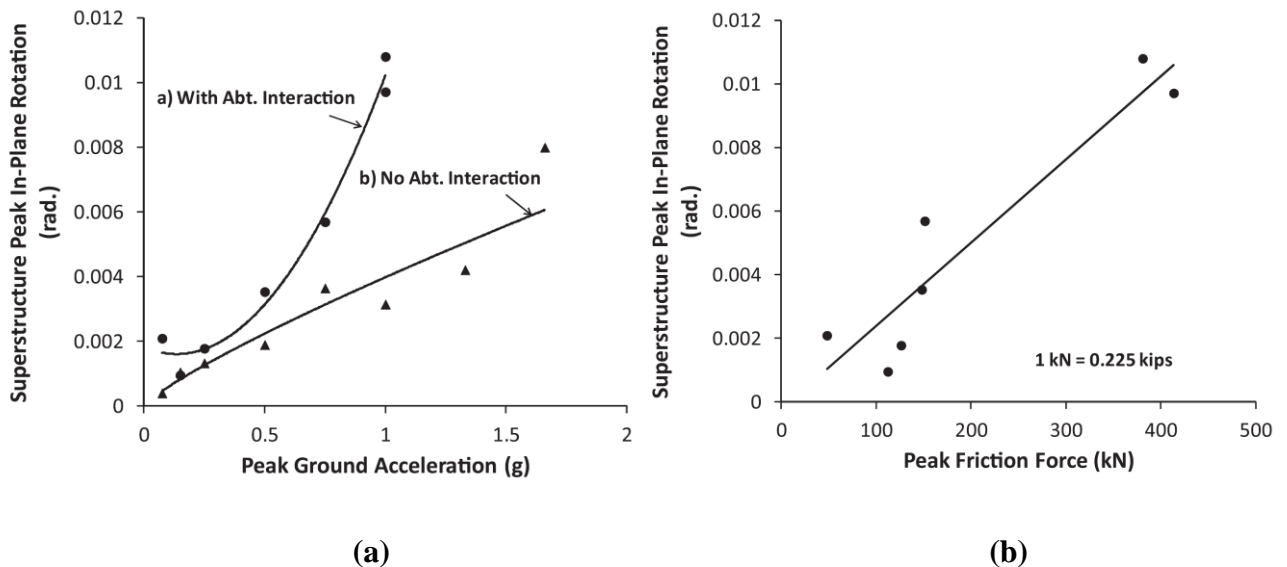


Figura 2-18 – (a) Efecto de la interacción estribo – superestructura en rotación máxima del tablero – (b) Efecto de la fuerza de roce en la rotación máxima del tablero [35]

Wu et al (2017)

Wu [8] realizó ensayos experimentales de tableros de un vano con el objeto de estudiar la caída del vano en puentes esviados. El tablero fue construido en acero y descansa sobre cuatro placas elastoméricas ubicadas en los extremos. Se construyó estribos de acero en los extremos, los cuales están conformados por dos vigas de acero, un perfil L y uno W. En la Figura 2-19 se presenta el tablero de acero para el caso de 60 [°] de esviaje y en la Figura 2-20 y Figura 2-21 se presentan los estribos usados por Wu.



Figura 2-19 - Puente modelo con esviaje = 60 [°] [8]



Figura 2-20 - Estribo de puente modelo con esviaje = 0 [°]

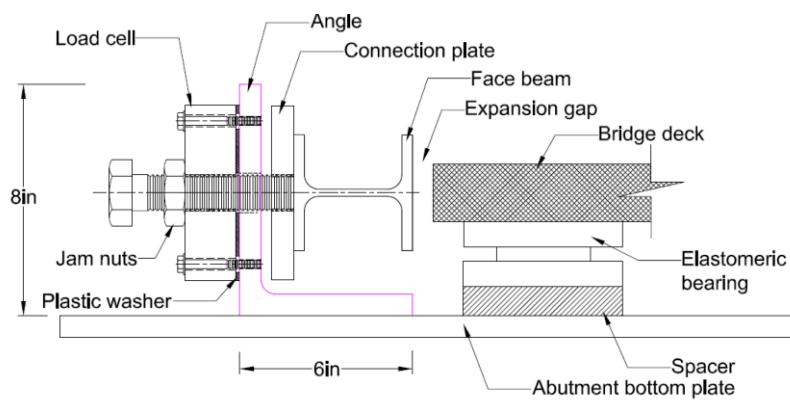


Figura 2-21 - Esquema del estribo - Experimento de Wu [8]

Durante su estudio analizó el efecto del esviaje (0 – 30 – 45 – 60 [°]) y la distancia estribo tablero: 0 – 1.59 – 3.18 – 4.76 – 6.35 [mm]. Para esto consideró los registros de El

Centro (1940), Century City (1994) y Silmar (1994) escalado a 50%, 75%, 100%, 150% y 200%, los cuales fueron aplicados bajo tres condiciones: solo movimiento longitudinal, solo movimiento transversal y movimiento biaxial.

De este trabajo se concluyó que el impacto aumenta considerablemente el desplazamiento normal al estribo en puentes esviados como se observa en la Figura 2-22. Además, el mecanismo de colapso propuesto por Wu (ver Figura 2-14) se evidenció en los ensayos experimentales.

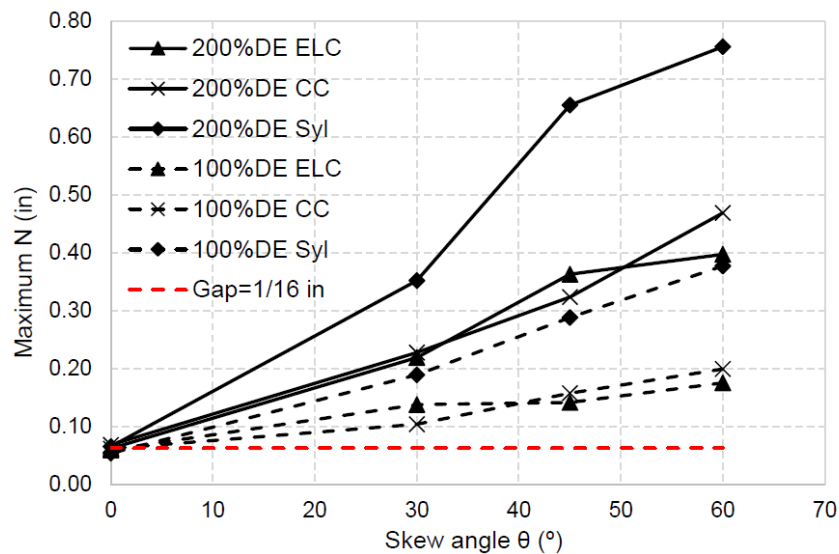


Figura 2-22 – Efecto del ángulo de esviaje en desplazamiento normal máximo [8]

2.4.2 Estudios numéricos

Huo and Zhang (2013)

Huo y Zhang [31] realizaron modelos 3D no lineales en OpenSees de un puente de 3 vanos con vigas tipo cajón soportados por cepas de dos columnas conectadas monolíticamente a la superestructura. Para su estudio definieron tres casos:

- M1: Superestructura continua y conexión estribo-tablero monolítica. (Sin Impacto)
- M2: Superestructura continua y estribos independientes auto-estables con elastómeros entre estribo y tablero. (Impacto estribo-tablero)
- M3: Superestructura con una rotula en el centro del puente y conexión estribo-tablero monolítica. (Impacto entre segmentos del puente)

Huo y Zhang realizaron análisis dinámico incrementales (IDA) con 250 registros obtenidos de la base de datos de PEER [39] con el PGA como medida de intensidad, utilizando franjas desde 0.08 [g] a 1.2 [g], con incrementos de 0.08 [g]. Luego se definieron estados de daño para diferentes componentes y se construyó curvas de fragilidad para cada estado de daño. En la Figura 2-23 se presenta la curva de fragilidad de colapso de las columnas para los modelos M1, M2 y M3 sin esviaje. En esta figura se observa que la probabilidad de colapso aumenta para el caso de los modelos M2 y M3 en prácticamente todo el rango de PGA considerado. Lo anterior permite concluir que el impacto, ya sea con el estribo o entre tramos de puentes, afecta la probabilidad de colapso de estas estructuras. Esta tendencia se observa para todos los estados de daño.

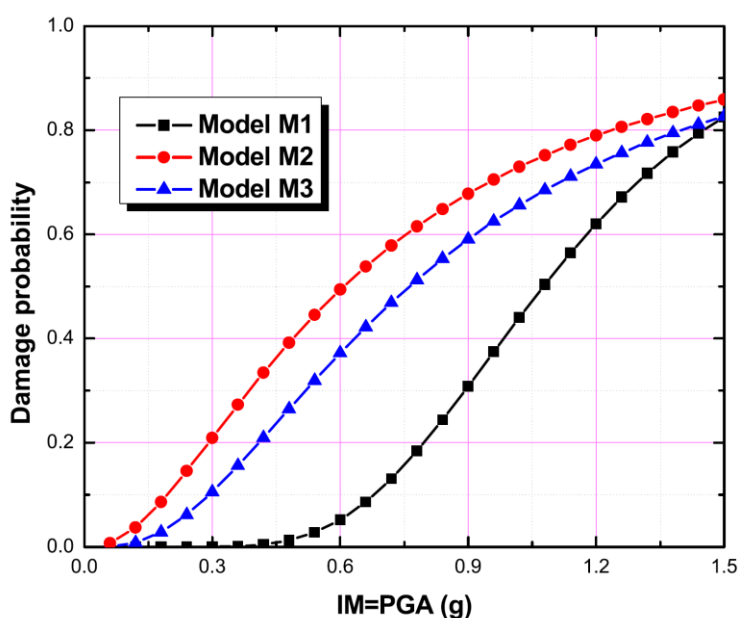


Figura 2-23 - Curva de fragilidad de colapso para diferentes estructuraciones (Sin esviaje) – Columnas [31]

Con el objeto de estudiar el efecto de considerar el impacto se definió la razón “r” como la razón entre la media de la curva de fragilidad de cierto estado de daño considerando impacto con respecto a la media sin considerar impacto. Dado esto, un valor de “r” mayor a 1 indica que el caso con impacto requiere un PGA mayor para alcanzar cierto estado de daño. En la Figura 2-24 se presenta el efecto del ángulo de esviaje en la razón “r” para las columnas de los modelos M2 y M3. En esta figura se observa que a medida que aumenta el esviaje la razón “r” va disminuyendo, lo que implica que a medida

que aumenta el ángulo de esviaje más se subestima el valor medio de PGA que provoca cierto estado de daño. Este comportamiento se observa tanto para el modelo M2 y M3. Tras este trabajo el autor reconoce que el impacto puede ser perjudicial es puentes esviados, pues aumenta considerablemente la rotación del tablero e induce grandes demandas a las columnas.

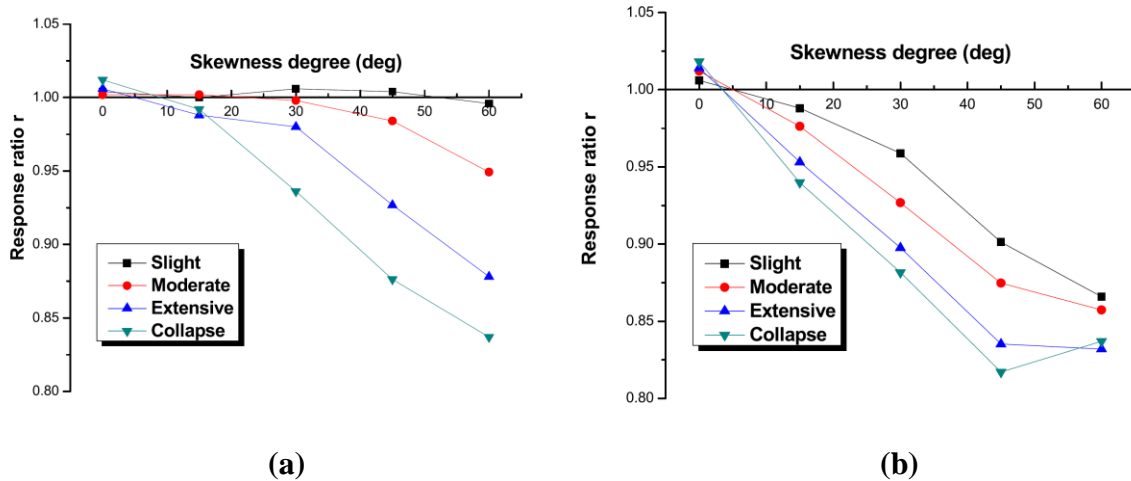


Figura 2-24 - Efecto del impacto y del ángulo de esviaje en la razón “ r ” – Columnas. (a) Modelo M2, (b) Modelo M3 [31].

Shi and Dimitrakopoulos (2017)

Shi y Dimitrakopoulos [33] propusieron una metodología para solucionar la ecuación de movimiento tridimensional de puentes, considerando: movimiento en diferentes apoyos del puente, inelasticidad de columnas y contacto continuo friccional entre superficies (estribo – tablero). Para validar su metodología la compararon con los resultados experimentales obtenidos por Saiidi et al [35]. Además, considerando que Saiidi concluyó que la fuerza de roce puede tener relevancia en la rotación del tablero, realizaron análisis de sensibilidad con respecto al coeficiente de roce y coeficiente de restitución.

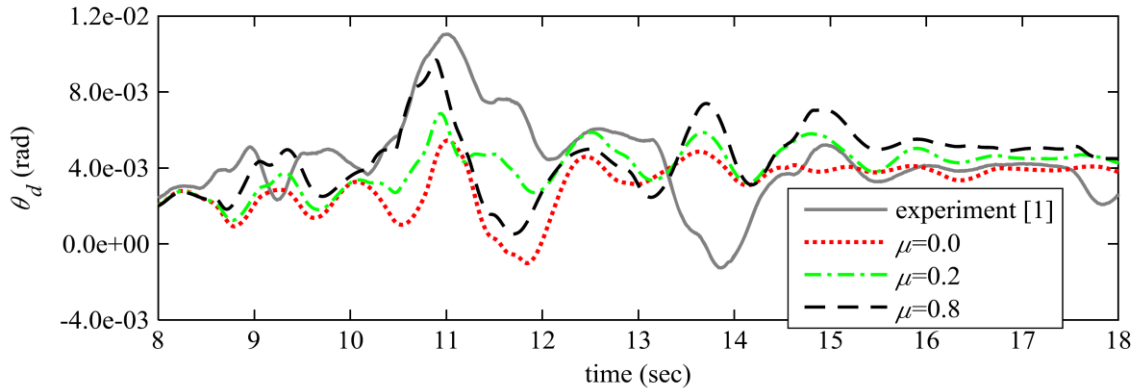


Figura 2-25 - Sensibilidad de la rotación del tablero al coeficiente de roce (Ensayo 7) [33]

En la Figura 2-25 se presenta la rotación del tablero obtenida del ensayo 7 de Saiidi junto con la rotación obtenida del modelo numérico de Shi y Dimitrakopoulos para diferentes coeficientes de roce. Se observa claramente que la rotación es sensible al coeficiente de roce. Sin embargo, no se logra una curva parecida a la experimental. Esto puede explicarse por la dificultad de medir el coeficiente de roce, pues este depende de variados factores como la rugosidad de las superficies, el daño local de las áreas de contacto, el ángulo al momento del impacto, etc. Cabe destacar que estos factores son función de la respuesta, lo que hace aún más complejo determinar el coeficiente de roce.

En la Figura 2-26 se presenta la rotación máxima obtenida numéricamente para un rango de coeficientes de roce entre 0 y 0.8. Además, se grafican los valores máximos obtenidos para valores fijos de coeficiente de roce (0 – 0.5) y los obtenidos en los ensayos experimentales. Cabe destacar que en el eje de las abscisas se presenta los números de ensayo realizados por Saiidi, en donde se aumentó el PGA de manera creciente. En esta figura se observa que un aumento en el coeficiente de roce provoca un aumento en las rotaciones máximas. Sin embargo, en el caso del ensayo 7 se obtuvo que un valor medio de coeficiente de roce (0.4) provocó la rotación máxima del tablero. Un aumento del coeficiente de roce provoca un aumento del momento torsor junto con un aumento de la disipación de energía y es posible que estos dos fenómenos en conjunto provoquen estos resultados. Esto indica que, si bien el coeficiente de roce tiene un efecto importante en la rotación del tablero, su influencia en la respuesta es altamente no lineal lo que dificulta la capacidad de predicción.

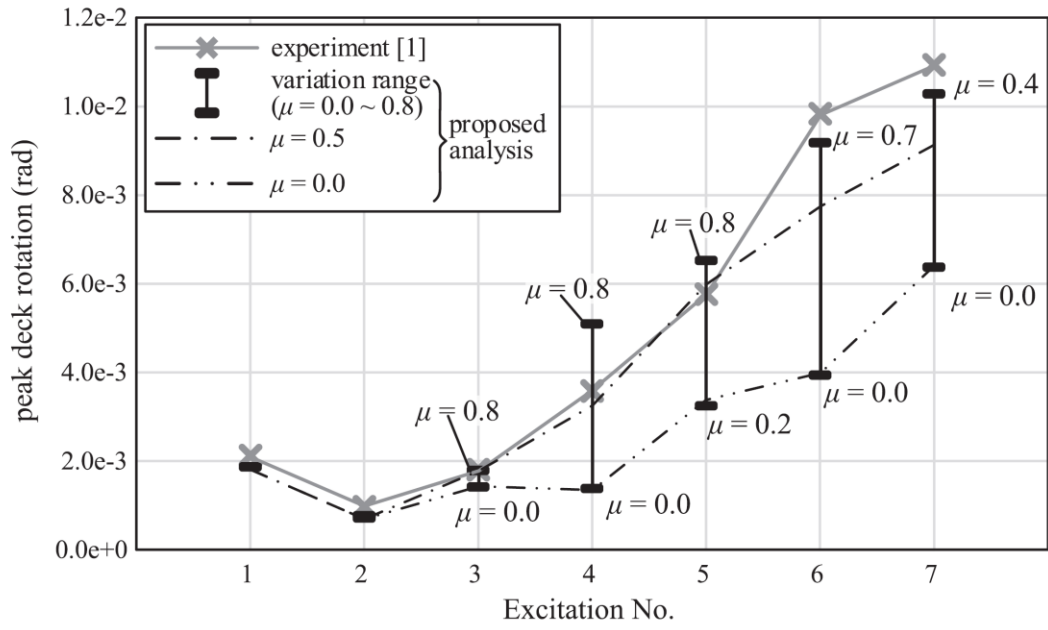


Figura 2-26 - Influencia del coeficiente de roce en la rotación máxima del tablero [33]

CAPITULO III

3 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

En esta sección se presenta un análisis de sensibilidad del modelo “ImpactMaterial” usado comúnmente para simular el fenómeno de impacto en estructuras, como edificios o puentes. Además, se presentará la metodología a usar para realizar el análisis de sensibilidad y el modelo realizado.

En general, el objetivo de un análisis de sensibilidad es describir como la variabilidad de la respuesta de un modelo ($y = F(x)$) se ve afectada por cada variable de entrada o de la combinación de éstas. Existen varias metodologías para realizar un análisis de sensibilidad, en particular en este trabajo se considerarán dos: Análisis de sensibilidad local (Correlación Input/Output) y global (Coeficientes de Sobol) [40].

Los análisis de sensibilidad fueron realizados con los software UQLab [11] y Matlab [41].

3.1 Análisis de sensibilidad local – Correlación Input/Output

En este análisis se busca obtener los coeficientes de correlación [40] entre las componentes del vector aleatorio de entrada X con respecto a la respuesta del modelo Y . Para obtener los coeficientes de correlación se debe obtener una muestra de los valores de entrada:

$$X = \{x^{(1)} \quad x^{(2)} \quad \dots \quad x^{(N)}\} \text{ y los correspondientes valores de salida:}$$
$$Y = \{y^{(1)} \quad y^{(2)} \quad \dots \quad y^{(N)}\}.$$

Se define el coeficiente de correlación lineal ρ_i entre los valores i -ésimos de entrada y salida en la ecuación (3-1). El coeficiente de correlación ρ_i es cercano a 1 cuando X_i influencia de gran manera a Y de una manera positiva, esto quiere decir que frente a un aumento de X_i , aumenta el valor de Y . Contrariamente a esto, si ρ_i es cercano a -1, X_i influencia de gran manera a Y de una manera negativa. Finalmente, un valor cercano a 0 de ρ_i implica que un cambio en X_i no provoca un gran impacto en Y .

$$\rho_i \stackrel{\text{def}}{=} \rho(X_i, Y) = \frac{\mathbb{E}[(X_i - \mu_i)(Y - \mu_Y)]}{\sigma_i \sigma_Y} \quad (3-1)$$

Donde,

- $\mu_i = \mathbb{E}[X_i]$
- $\mu_Y = \mathbb{E}[Y]$
- σ_i y $\sigma_Y =$ Desviaciones estándar de la variable de entrada “i” y de los resultados del modelo (Y).

Adicional a la correlación lineal, el coeficiente de correlación de Spearman depende de la relación monótona entre las dos variables, en vez de la linealidad. Para calcular el coeficiente de correlación de Spearman entre cada valor de entrada y salida, estas son transformadas a sus rangos equivalentes según la ecuación (3-2) y (3-3). El factor de correlación de Spearman se presenta en la ecuación (3-4) y se define como la correlación lineal entre los rangos de los valores de entrada y salida.

$$R_i = \{r_i^{(j)} \in \{1, \dots, N\}: r_i^{(j)} > r_i^{(k)} \leftrightarrow x_i^{(j)} > x_i^{(k)} \forall j, k \in \{1, \dots, N\}\} \quad (3-2)$$

$$R_y = \{r_Y^{(1)} \quad r_Y^{(2)} \quad \dots \quad r_Y^{(N)}\} \quad (3-3)$$

$$\rho_i^S \stackrel{\text{def}}{=} \rho_S(X_i, Y) = \rho(R_i, R_Y) \quad (3-4)$$

Donde,

- $r_i^{(j)}$ = Rango j-esimo de x_i .
- $r_Y^{(1)}$ = Rango j-ésimo de Y.
- ρ_S = Coeficiente de Spearman

El factor de correlación de Spearman tiene la misma interpretación del coeficiente de correlación lineal. En la Figura 3-1 se presentan esquemas de diferentes muestras de datos, en donde se representa el significado de que el coeficiente de correlación lineal y de Spearman sean igual a 1 o -1.

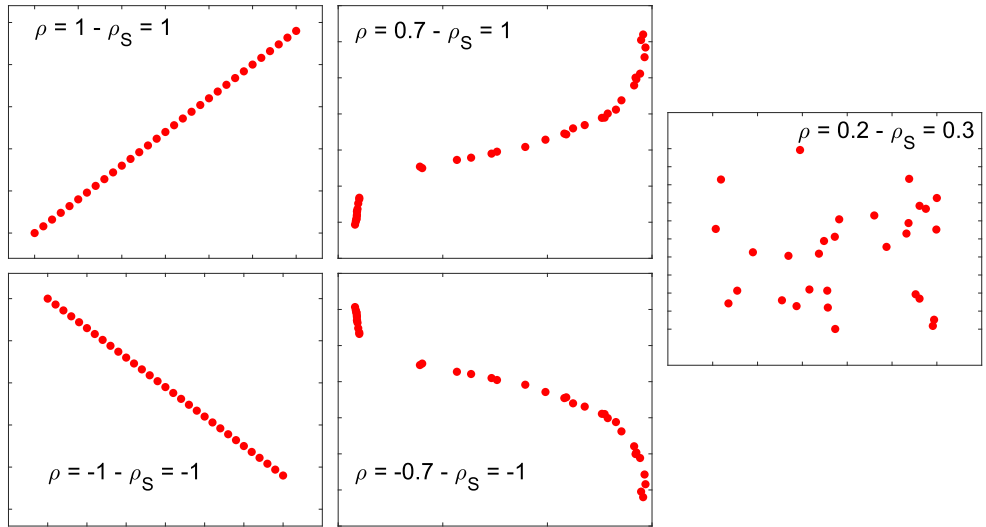


Figura 3-1 – Diferencias entre correlación lineal y de Spearman

3.2 Análisis de sensibilidad global – Coeficientes de Sobol

La obtención de los coeficientes de Sobol se basa en la idea de definir la expansión del modelo computacional en sumandos de dimensión creciente y de la misma manera con la varianza total [40]. En la siguiente formulación se considera que los parámetros están en el espacio $\Omega^n = \{x | 0 \leq x_i \leq 1; i = 1, \dots, n\}$ y que f es doblemente integrable sobre Ω^k , con $k = \{1, \dots, n\}$, donde “n” es el número de parámetros del modelo. En la ecuación (3-5) se presenta la descomposición de Sobol.

$$f(x) = f_0 + \sum_{s=1}^n \sum_{i_1 < \dots < i_s} f_{i_1 \dots i_s}(x_{i_1}, \dots, x_{i_s}) \quad (3-5)$$

Bajo esta formulación se debe cumplir lo expuesto en la ecuación (3-6), lo que implica que los sumandos presentados en la ecuación (3-5) son ortogonales.

$$\int_0^1 f_{i_1 \dots i_s} dx_k = 0, \forall k = i_1 \dots i_s \quad (3-6)$$

Además de esto, cada sumando debe poder ser escrito en términos de la integral de f sobre su dominio, como se expresa en las ecuaciones (3-7), (3-8) y (3-9), donde el sufijo $\sim i$ significa que la integral es sobre Ω^k , excepto para la dimensión “i”.

$$\int f(x)dx = f_0 \quad (3-7)$$

$$\int f(x)dx_{\sim i} = f_0 + f_i(x_i) \quad (3-8)$$

$$\int f(x)dx_{\sim i,j} = f_0 + f_i(x_i) + f_j(x_j) + f_{ij}(x_i, x_j) \quad (3-9)$$

Elevando al cuadrado la ecuación (3-5) e integrando sobre el espacio Ω^k se obtiene lo presentado en la ecuación (3-10) y en las ecuaciones (3-11) y (3-12) se presentan los términos que se conocen como varianzas.

$$\int f^2(x)dx_{\sim i,j} - f_0^2 = \sum_{s=1}^n \sum_{i_1 < \dots < i_s} \int f^2_{i_1 \dots i_s} dx_{i_1} \dots dx_{i_s} \quad (3-10)$$

$$D = \int f^2(x)dx_{\sim i,j} - f_0^2 \quad (3-11)$$

$$D_{i_1 \dots i_s} = \int f^2_{i_1 \dots i_s} dx_{i_1} \dots dx_{i_s} \quad (3-12)$$

En la ecuación (3-13) se presenta una medida de la sensibilidad y representa la contribución relativa de cada grupo de variables $\{x_{i_1}, \dots, x_{i_s}\}$ con respecto a la varianza total. Este índice con respecto a una sola variable de entrada x_i es conocido como el coeficiente de Sobol de primer orden. Índices de términos múltiples ($S_{ij}, i \neq j$) son conocidos como coeficientes de Sobol de gran orden, y en estos se contabiliza el efecto de la interacción entre las variables x_i y x_j .

$$S_{i_1 \dots i_s} = \frac{D_{i_1 \dots i_s}}{D} \quad (3-13)$$

En la ecuación (3-14) se presenta el coeficiente total de Sobol de la variable x_i , el cual corresponde a la suma de todos los coeficientes de Sobol que incluyan esta variable.

$$S_i^T = \sum_{\{i_1, \dots, i_s\} \ni i} S_{i_1 \dots i_s} \quad (3-14)$$

3.3 Generación de muestras

En el presente trabajo se analizará el material *ImpactMaterial* de la librería de OpenSees, el cual fue propuesto por Muthukumar [10]. Las expresiones para definir la curva se presentan en la sección 2.2.5 de este trabajo.

El primer parámetro presentado es la rigidez de impacto K_h . La necesidad de evaluar este parámetro es que por un lado Muthukumar utilizó un valor igual a dos veces $\frac{EA}{L}$, y por otro lado, Lankarani [20] calculó directamente la rigidez K_h . De esta forma el valor medio de K_h fue definido como dos veces $\frac{EA}{L}$, donde las propiedades geométricas corresponden a las del tablero definido en el experimento de Wu [8].

Para todos los parámetros se consideró como valor medio los indicados en el trabajo de Muthukumar, excepto para δ_m , pues el valor obtenido en su trabajo hace referencia a un análisis en particular, tal como se mencionó en la sección 2.2.5.

Para obtener un valor medio de δ_m se implementó el modelo Hertz damp en el software Matlab [41]. Se definió un rango de velocidades de 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 18 – 20 [in/s] (5.08 – 10.16 – 15.24 – 20.32 – 25.4 – 30.48 – 35.56 – 40.64 – 45.72 – 50.8 [cm/s]), y definiendo los parámetros “n” y “e” igual a 1.5 y 0.6, respectivamente. El parámetro K_h fue definido como $\frac{EA}{L}$, en donde el área y el largo fueron obtenidos a partir de una estadística de puentes chilenos, que cuenta con 170 datos. La estadística fue filtrada solo para puentes de hormigón con vigas presforzadas y se obtuvo valores medios de masa, área de la sección transversal y longitud total del puente en función del número de vanos. Se tomó el número de vanos como parámetro de relevancia, pues esto define la masa de la superestructura, la que afecta en gran medida el equilibrio de momentum, y por otro lado el número de vanos amplifica el largo total de la superestructura, la que afecta a la rigidez $\frac{EA}{L}$.

Se definió un sistema de un grado de libertad, considerando un periodo fijo de 0.6 [s] y una razón de amortiguamiento de 5%. Para el cálculo del módulo de elasticidad se consideró un hormigón G25 ($f^c = 250$ [Kgf/cm²]) y la expresión de ACI-318 presentada en la ecuación (3-15).

$$E = 15100\sqrt{f^c} \text{ [Kgf/cm}^2\text{]} \quad (3-15)$$

En la Tabla 3-1 se presenta un resumen de las propiedades para cada número de vano considerado. Con esta información, análisis dinámicos fueron realizados para cada caso y para todas las velocidades de impacto definidas anteriormente.

Tabla 3-1 - Resumen de rigidez de impacto y masa del sistema - Casos de 1, 2, 3 y 4 vanos

N° Vanos	1	2	3	4
Área Superestructura [m ²]	4.80	6.29	18.96	5.20
Largo total [m]	28.74	52.86	91.69	135
Masa [Ton]	33104	79806	417265	168456
EA/L [N/m]	39089489	27866098	48416264	9017288
Periodo sistema 1GL [s]	0.6	0.6	0.6	0.6
Razón de amortiguamiento	5%	5%	5%	5%

En la Figura 3-2 (a), (b), (c) y (d) se presenta las curvas fuerza-desplazamiento del modelo Hertzdamp para diferentes velocidades de impacto para los casos de 1, 2, 3 y 4 vanos, respectivamente. Al comparar las figuras se observan diferencias significativas en la rigidez, lo que está asociado a los valores de $\frac{EA}{L}$, y a los largos y áreas consideradas para cada caso en estudio. Lo anterior, también explica las diferencias en las fuerzas máximas de impacto. Con respecto a los desplazamientos máximos, se observa que estos no varían con respecto a la cantidad de vanos, lo que puede implicar que solo dependen de la velocidad de impacto. Cabe destacar que a medida que el puente tenga mayor cantidad de vanos, la rigidez de impacto disminuye. Sin embargo, estos cambios geométricos pueden provocar aumentos en otros aspectos de la respuesta, lo que se analizará posteriormente. En la Figura 3-2 (e) se presenta los desplazamientos máximos en función de la velocidad de impacto. En dicha figura se observa un claro aumento de desplazamientos con la velocidad de impacto. A partir de estos resultados se obtuvo que la media de los desplazamientos máximos (δ_m) es aproximadamente 0.1 [in] (0.254 [cm]).

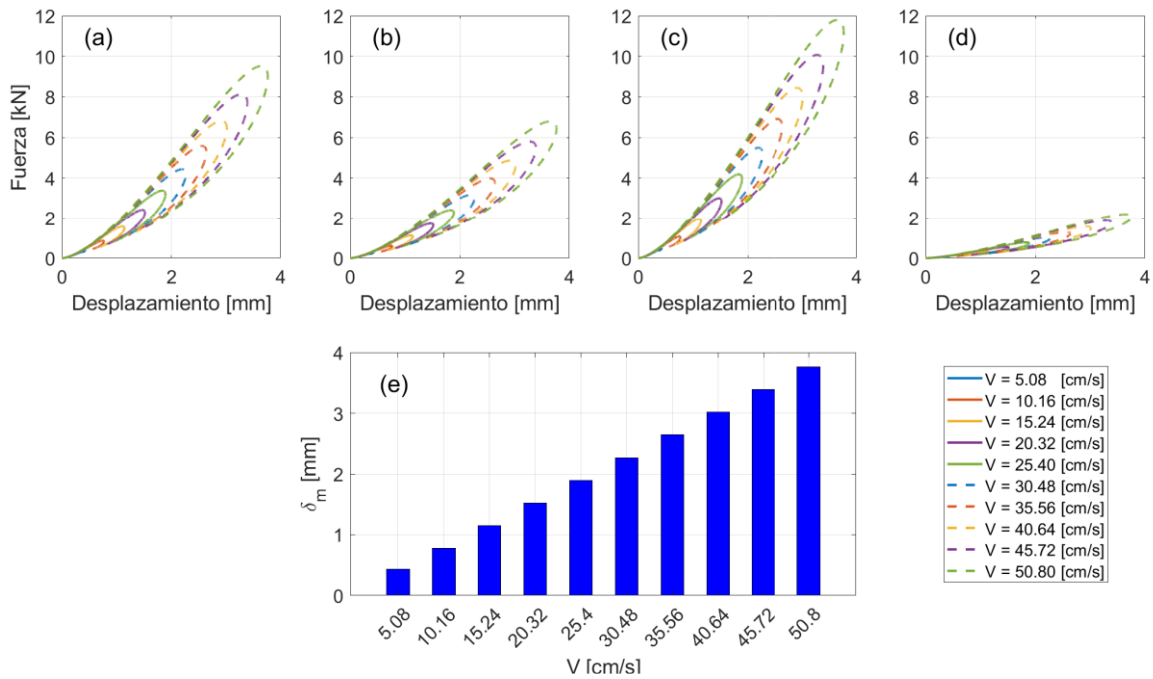


Figura 3-2 - Curvas fuerza-desplazamiento modelo Hertzdamp: (a) 1 vano (b) 2 vanos (c) 3 vanos (d) 4 vanos. (e) Desplazamiento máximo en función de la velocidad de impacto

En la Tabla 3-2 se presentan los valores medios adoptados, las desviaciones estándar y límites para cada parámetro de entrada. Se consideró un COV de 0.3 para la definición de las desviaciones estándar y los valores medios fueron obtenidos según lo descrito anteriormente. Cabe destacar que a falta de información se consideró una distribución normal para todos los parámetros.

Tabla 3-2 - Parámetros - ImpactMaterial

Parámetro	Media	Desviación estándar	Límites	
			Inferior	Superior
K_h	40000	12000	20000	60000
δ_m [in]	0.1	0.03	0.001	0.5
e	0.6	0.18	0.4	0.9
n	1.5	0.45	1	3
a	0.1	0.03	0.05	0.3

3.4 Metodología de análisis

Se realizaron análisis dinámicos con el software OpenSees [12], modelando el experimento realizado por Wu [8]. Para esto se realizaron análisis de impacto para los siguientes valores de velocidad: 5.08 – 10.16 – 15.24 – 20.32 – 25.4 [cm/s].

En la Figura 3-3 se presenta un esquema del modelo realizado por Wu, el cual fue replicado en el software OpenSees. En este modelo se consideró un tablero de acero, el cual se modeló con elementos “Shell” con el comando *ShellMITC4* de OpenSees. En este elemento se definió una sección tipo membrana elástica con el comando *ElasticMembranePlateSection*. Los elastómeros fueron definidos con elementos lineales elásticos y se agregó la masa de las placas de conexión del tablero. En los extremos se modeló las dos secciones que forman el estribo: un perfil ángulo y un perfil I. Las propiedades de estas secciones fueron obtenidas del trabajo de Wu. La única diferencia fue que para este análisis se consideró el material *ImpactMaterial* en lugar del elemento *BeamContact3D* usado por Wu en sus análisis.

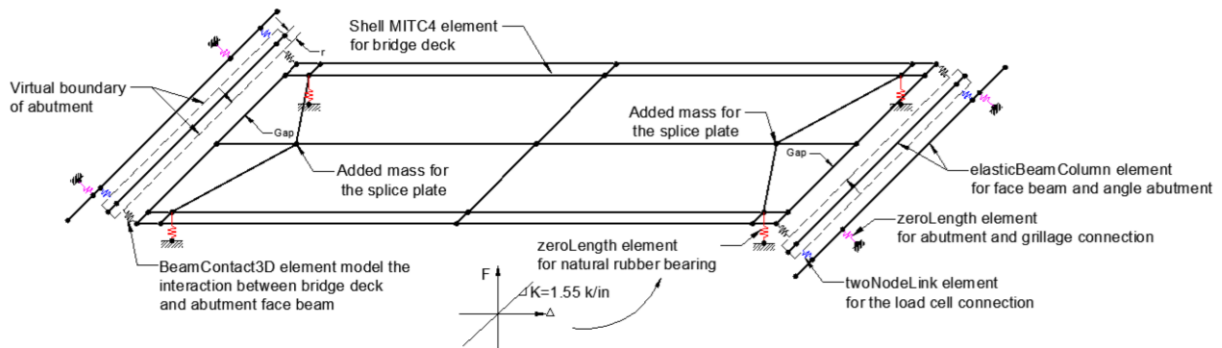


Figura 3-3 - Modelo del experimento – Wu [8]

3.5 Resultados

Se realizó el análisis de sensibilidad local y global del material *ImpactMaterial* con UQLab [11] con el objeto de estudiar la relevancia de cada parámetro. Se generaron 1000 muestras mediante un muestreo de Monte Carlo, con los parámetros y distribuciones indicadas en la Tabla 3-2. En la Figura 3-4 se presentan el rango de fuerzas de impacto (banda de color azul) obtenidas del análisis de sensibilidad, contrastadas con una muestra de los resultados de Wu [8]. En esta figura se aprecia que muchos puntos quedan fuera de la

banda azul. Esto puede ocurrir por la definición realizada en la Tabla 3-2, en donde es posible que los valores medios o rangos definidos no se ajusten a estos resultados.

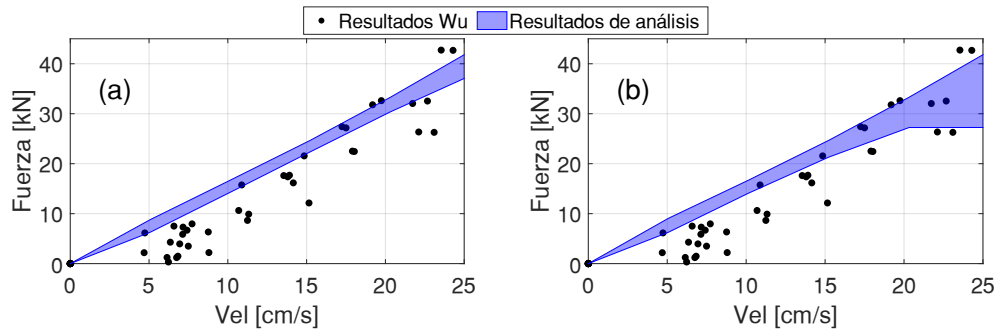
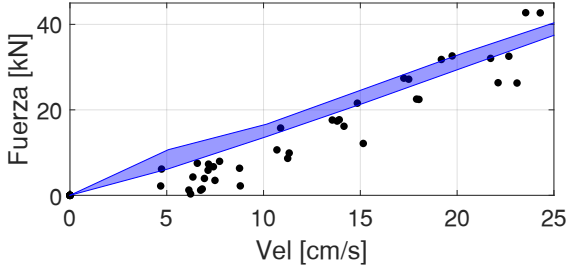
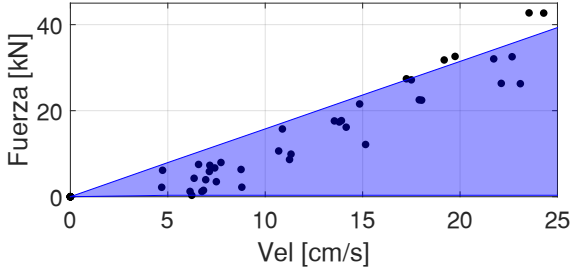
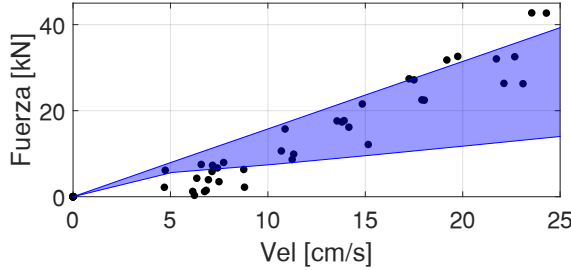


Figura 3-4 - Contraste resultados análisis de sensibilidad con resultados Wu [8] . (a) Resultados del análisis de sensibilidad local. (b) Resultados del análisis de sensibilidad global

Con el objeto de mejorar los resultados obtenidos, se opta por modificar los parámetros presentados en la Tabla 3-2. Para esto se opta por realizar un muestreo con Hipercubo latino [42], el cual es un método para generar una muestra aleatoria a partir de una distribución conjunta. En este método se generan intervalos equiprobables de la función de distribución de probabilidades del parámetro a muestrear, para luego obtener un valor aleatorio para cada intervalo. Cabe destacar que se disminuyó el tamaño de muestras, pues se ha evidenciado que usar hipercubo latino permite disminuir el tamaño de muestra [43] con respecto al muestreo de Monte Carlo, obteniendo resultados similares.

Se obtuvo 100 muestras con hipercubo latino de los parámetros del modelo ImpactMaterial, iterando los parámetros de la Tabla 3-2 y obteniendo figuras similares a la Figura 3-4. En la Tabla 3-3 se presenta algunas iteraciones realizadas. En rojo se presentan las variables modificadas con respecto a lo indicado en la Tabla 3-2. Cabe destacar que para todas las iteraciones presentadas se aumentaron las desviaciones estándar. En la iteración 1 se disminuyeron los límites de δ_m , lo que no produjo muchos cambios.

Tabla 3-3 – Iteración de los parámetros - ImpactMaterial

	Iteración 1				Iteración 2				Iteración 3			
												
	Media	Desv	Límites		Media	Desv.	Límites		Media	Desv	Límites	
			Inferior	Superior			Inferior	Superior			Inferior	Superior
K_h	40000	20000	20000	60000	5000	2500	3000	6000	5000	2500	3000	6000
δ_m [in]	0.1	0.05	0.01	0.2	0.1	0.05	0.001	0.5	0.1	0.05	0.01	0.2
e	0.6	0.3	0.4	0.9	0.6	0.3	0.4	0.9	0.6	0.3	0.4	0.9
n	1.5	0.75	1	3	1.5	0.75	1	3	1.5	0.75	1	3
a	0.1	0.05	0.05	0.3	0.1	0.05	0.05	0.3	0.1	0.05	0.05	0.3

En la iteración 2 se modificó la media y límites de K_h , observándose cambios notorios en el rango de fuerzas de impacto obtenidas (simbolizado con las franjas azules). El rango obtenido fue demasiado grande, no representando la relación fuerza – velocidad para valores altos de velocidad de impacto. En la iteración 3 se presentan los valores adoptados, en donde se disminuyó los límites de δ_m , logrando así un mejor ajuste de las fuerzas obtenidas en el modelo, para todo el rango de velocidades estudiado.

En la Tabla 3-4 se presentan los resultados finales de las iteraciones realizadas, los que serán utilizados en el análisis de sensibilidad local y global. Por otro lado, en la Figura 3-5 se presentan las fuerzas de impacto máximas obtenidas del análisis de sensibilidad local y global.

Tabla 3-4 - Parámetros de distribución normal obtenidos de iteración- ImpactMaterial

Parámetro	Media	Desviación estándar	Límites	
			Inferior	Superior
K_h	5000	2500	3000	6000
δ_m [in]	0.1	0.05	0.01	0.2
e	0.6	0.3	0.4	0.9
n	1.5	0.75	1	3
a	0.1	0.005	0.05	0.3

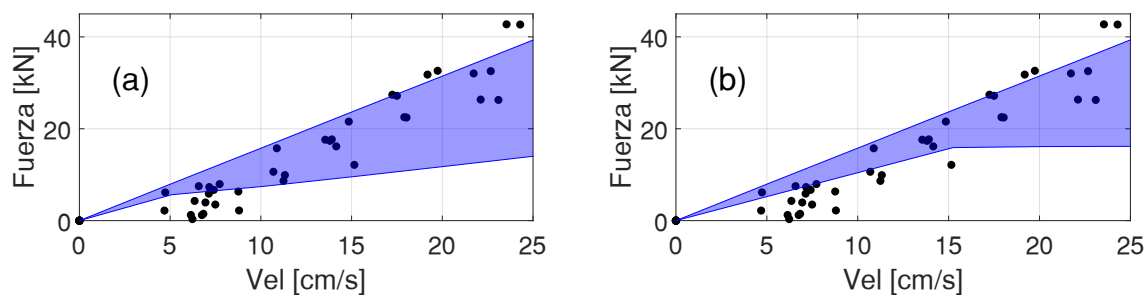


Figura 3-5 - Contraste análisis de sensibilidad con resultados experimentales de Wu [4] post iteración. (a) Resultados del análisis de sensibilidad local. (b) Resultados del análisis de sensibilidad global

En la Figura 3-6 se presenta en análisis de sensibilidad local y global de los parámetros del modelo ImpactMaterial. Con respecto al análisis de sensibilidad local se observan valores bajos del coeficiente de correlación lineal y de Spearman para los parámetros “ K_h ”, “ e ” y “ a ”, obteniendo magnitudes menores a 0.3. Para el parámetro δ_m , se aprecia que el coeficiente de correlación lineal es aproximadamente -0.6 para todas las velocidades analizadas y el coeficiente de Spearman varía entre -0.35 a -0.41 para velocidades de 5.08 y 24.5 [cm/s], respectivamente. Esto indica que la relación entre la fuerza máxima de impacto y δ_m no varía demasiado con respecto a la velocidad de impacto. El parámetro “ n ” evidencia una variación en la correlación lineal entre 0.61 y 0.36 para velocidades de 5.08 y 24.5 [cm/s], mientras que el coeficiente de Spearman es aproximadamente 0.8 en todo el rango de velocidades.

Con respecto al análisis de sensibilidad global se evidencia algo similar a lo anterior, en donde los coeficientes para los parámetros “ K_h ”, “ e ” y “ a ” son mínimos, lo que evidencia una poca relevancia de estas variables en la fuerza de impacto máxima. El coeficiente de Sobol de primer orden (S_1) del parámetro δ_m aumenta desde 0.18 a 0.45 en el rango de velocidades estudiado, mientras que el coeficiente total de Sobol (S_T) aumenta de 0.42 a 0.62. Por otro lado, el S_1 del parámetro “ n ” disminuye desde 0.58 a 0.22 en el rango estudiado, mientras que S_T disminuye de 0.5 a 0.4. Esto último evidencia que, para velocidades más bajas, el parámetro “ n ” es más relevante, pero al aumentar la velocidad de impacto la relevancia del parámetro δ_m aumenta y supera a “ n ”.

De lo anterior se concluye que los parámetros “ n ” y δ_m son los más relevantes en la fuerza de impacto máxima. Entre ambos se considera al parámetro “ n ” como variable a estudiar en las curvas de fragilidad, pues si bien no queda claro que variable es más relevante en términos del análisis de sensibilidad global, si se observó una correlación lineal más importante del parámetro “ n ”. Además de esto, existe una gran incertidumbre del parámetro δ_m , pues esta variable depende del fenómeno de impacto y de variables del modelo Hertzdamp (K_h , n y e), que son al mismo tiempo parámetros de entrada del modelo de Muthukumar. Si bien se obtuvo que δ_m tiene relevancia en la fuerza de impacto, no se tiene certeza si esta conclusión es válida para estructuras a gran escala.

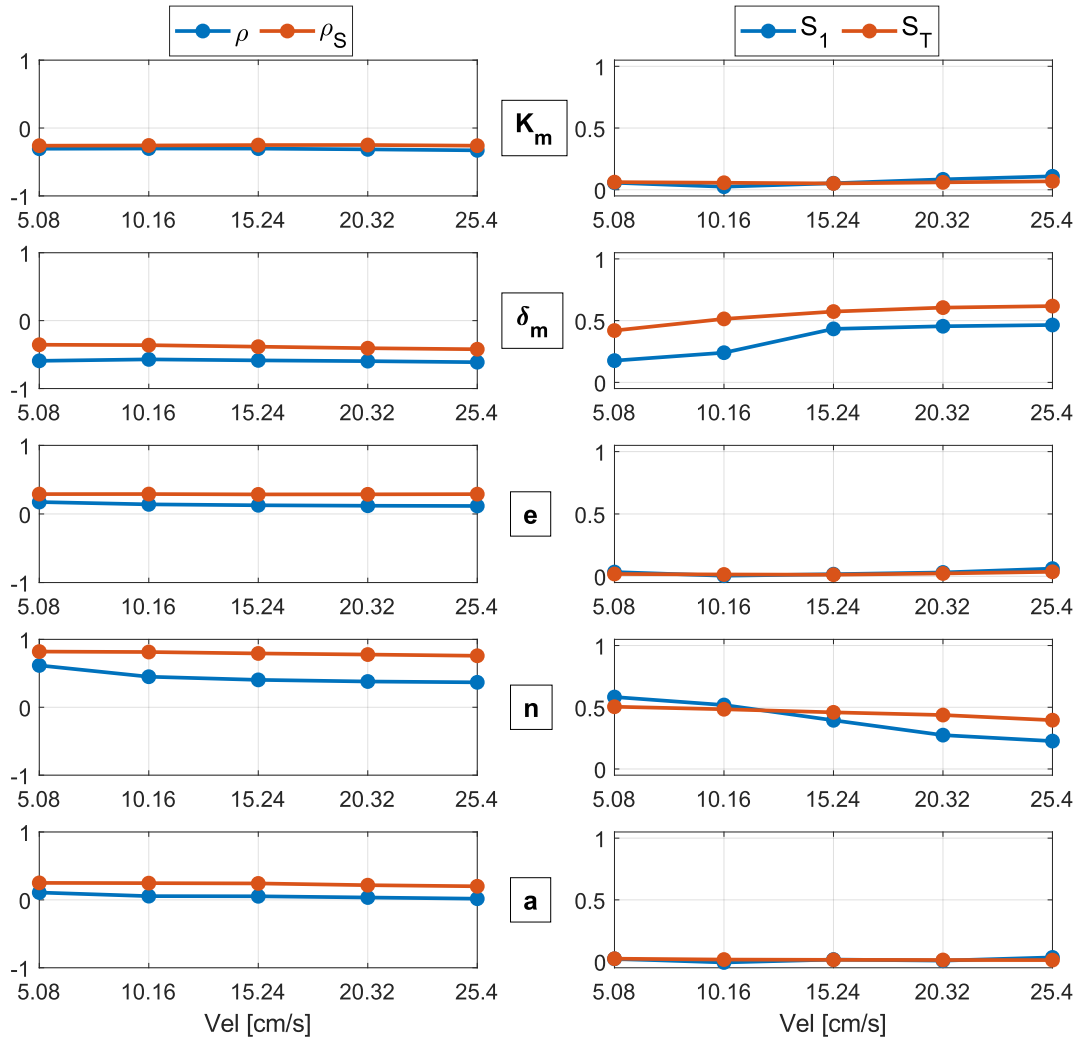


Figura 3-6 - Análisis de sensibilidad local y global - Parámetros modelo ImpactMaterial

A raíz de lo anterior, en este trabajo se estudiará el efecto de “n” en la respuesta global de puentes considerando tres valores: 1 – 1.5 – 3. Los valores de 1 y 1.5 se seleccionan pues el primero es el valor recomendado por Lankarani [14] para impactos de superficies planas, y el segundo es el obtenido por Hertz en la derivación de la fuerza de contacto a partir de la ley de la elasticidad. Adicional a esto se agrega un valor mayor a los indicados por estos autores, con el objeto de analizar su influencia.

CAPÍTULO IV

4 MODELACIÓN DEL PROTOTIPO

En el presente capítulo se presenta la modelación no lineal en el software OpenSees [12] de una serie de puentes a analizar. En este contexto, el efecto del impacto en puentes chilenos se analizará considerando diferentes valores del ángulo de esviaje (0 – 15 – 30 – 45 [°]) y del número de vanos (2 – 3 – 4) del puente. El resto de la geometría se mantendrá constante.

4.1 Definición de prototipos

Se definió diferentes puentes prototipos, con el objeto de analizar el efecto del impacto bajo diferentes condiciones geométricas. Se consideró por un lado el efecto de la cantidad de vanos, para lo cual se consideró 2, 3 y 4 vanos. Este parámetro puede tener relevancia por dos aspectos. En primer lugar, la geometría de la superestructura tiene relación con el parámetro de rigidez “ K_m ” definido en el estado del arte y, en segundo lugar, una mayor cantidad de vanos y en consecuencia un aumento de la masa de la superestructura también puede ser relevante con respecto al impacto. Además, se estudió el efecto del esviaje considerando ángulos de 0, 15, 30 y 45 [°]. El efecto del ángulo de esviaje y del número de vanos se estudiará de manera simultánea.

Por otro lado, se estudiará el efecto del impacto en el desempeño de un puente de 2 vanos y un esviaje de 30 [°]. Para esto se consideró dos casos: con y sin impacto. Adicional a esto se estudió el efecto del parámetro “ n ” del modelo de impacto utilizado, considerando tres valores de “ n ”: 1 – 1.5 – 3. Cabe destacar que estos análisis se realizaron con y sin topes sísmicos interiores y exteriores, pues estos elementos limitan las rotaciones del tablero y esta es una de las principales consecuencias del impacto en puentes esviados. En la Figura 4-1 se presenta un esquema con los casos en estudio.

La geometría del puente para cada cantidad de vanos fue realizada a partir de una estadística de 170 puentes chilenos. A partir de esta información se obtuvo valores medios para cada variable. En la Tabla 4-1 se presenta un resumen de la geometría de los

prototipos. Cabe destacar que la geometría de fundación de las cepas y de los estribos se obtuvo de la estadística antes mencionada y se mantuvo constante en todos los casos de estudios. Además, la geometría de topes y barras sísmicas fueron definidas según las disposiciones del Manual de Carreteras [1].

Esta información se presenta más adelante, en los acápites correspondientes a la modelación de cada uno de estos elementos.

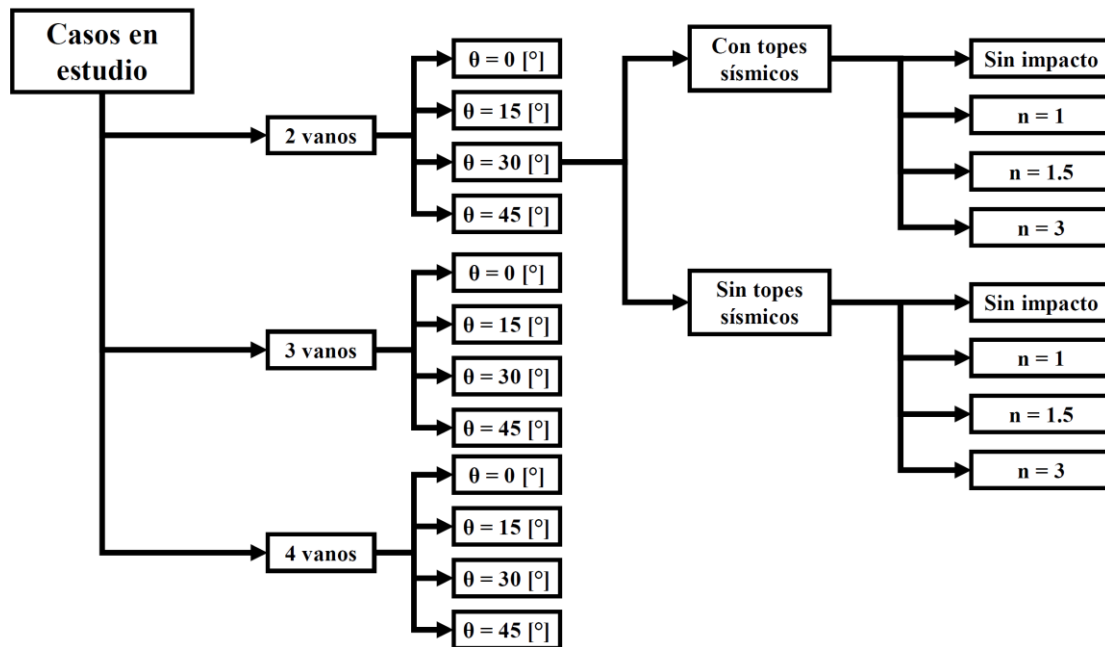


Figura 4-1 - Casos en estudio

4.2 Descripción general del modelo

La Figura 4-2 presenta un esquema que resume la modelación del prototipo de dos vanos. Las consideraciones de modelación se mantuvieron para los casos de 3 y 4 vanos. Se modelaron los prototipos en el software OpenSees [12], considerando un modelo grilla para la superestructura. La superestructura está conformada por un tablero de 25 [cm] de espesor y cuatro vigas longitudinales presforzadas, las que fueron modeladas con elementos lineales-elásticos. Las columnas de las cepas fueron modeladas con elementos tipo fibra, mientras que la viga cabezal fue modelada con un elemento lineal elástico. En este trabajo se consideró estribos independientes auto-estables, los cuales se modelaron con un

elemento lineal elástico, incorporando además el efecto pasivo del suelo de relleno y del impacto entre estribo-tablero. Las placas elastoméricas, topes y barras sísmicas fueron modeladas en las cepas y estribos, utilizando elementos *zeroLength* y utilizando el comando *equalDOF* para compatibilizar deformaciones. A continuación, se presenta la modelación en detalle de cada componente.

Tabla 4-1 - Geometría de puentes prototipo - Valores medios y adoptados

	Valores medios			Valores adoptados		
	2 vanos	3 vanos	4 vanos	2 vanos	3 vanos	4 vanos
N° columnas	3.6	4.3	3.3	3		
N° vigas presforzadas	4.0	4.6	4	4		
Ángulo de esviaje [°]	7.6	9.6	0	Según cada caso		
Largo columna [cm]	589.8	585.6	516.3	600		
Diámetro columna[cm]	121.2	124.3	123.3	120		
Largo vano [cm]	2696.0	2700.3	3150.0	2700	2700	3200
Ancho Tablero	1234.7	1439.4	1180	1200	1400	1200
Espesor tablero [cm]	22.3	23.8	21.6	23		
Ancho elastómero [cm]	45.6	45.9	45.7	45		
Largo elastómero [cm]	42.4	43.2	42.9	45		
H _r estribo [cm]	4.7	5.5	5.3	4.7	5.6	5.3
H _r cepa [cm]	4.7	5.2	8.8	4.7	5.6	8.8

**H_r: Altura efectiva del elastómero.

4.3 Superestructura

La superestructura fue discretizada usando una grilla, en donde los elementos longitudinales representan la sección compuesta de vigas presforzadas de hormigón armado y el largo tributario del tablero, mientras que los elementos transversales conectan estos elementos para la compatibilidad de deformaciones. Los elementos longitudinales fueron modelados como elementos lineales elásticos, con las propiedades de la sección compuesta, mientras que los elementos transversales fueron modelados como elementos rígidos. La masa fue incluida en los elementos longitudinales mediante la definición de densidad en el elemento *elasticBeamColumn* de la librería de OpenSees, mientras que las inercias rotacionales fueron asignadas según las recomendaciones de Aviram [44].

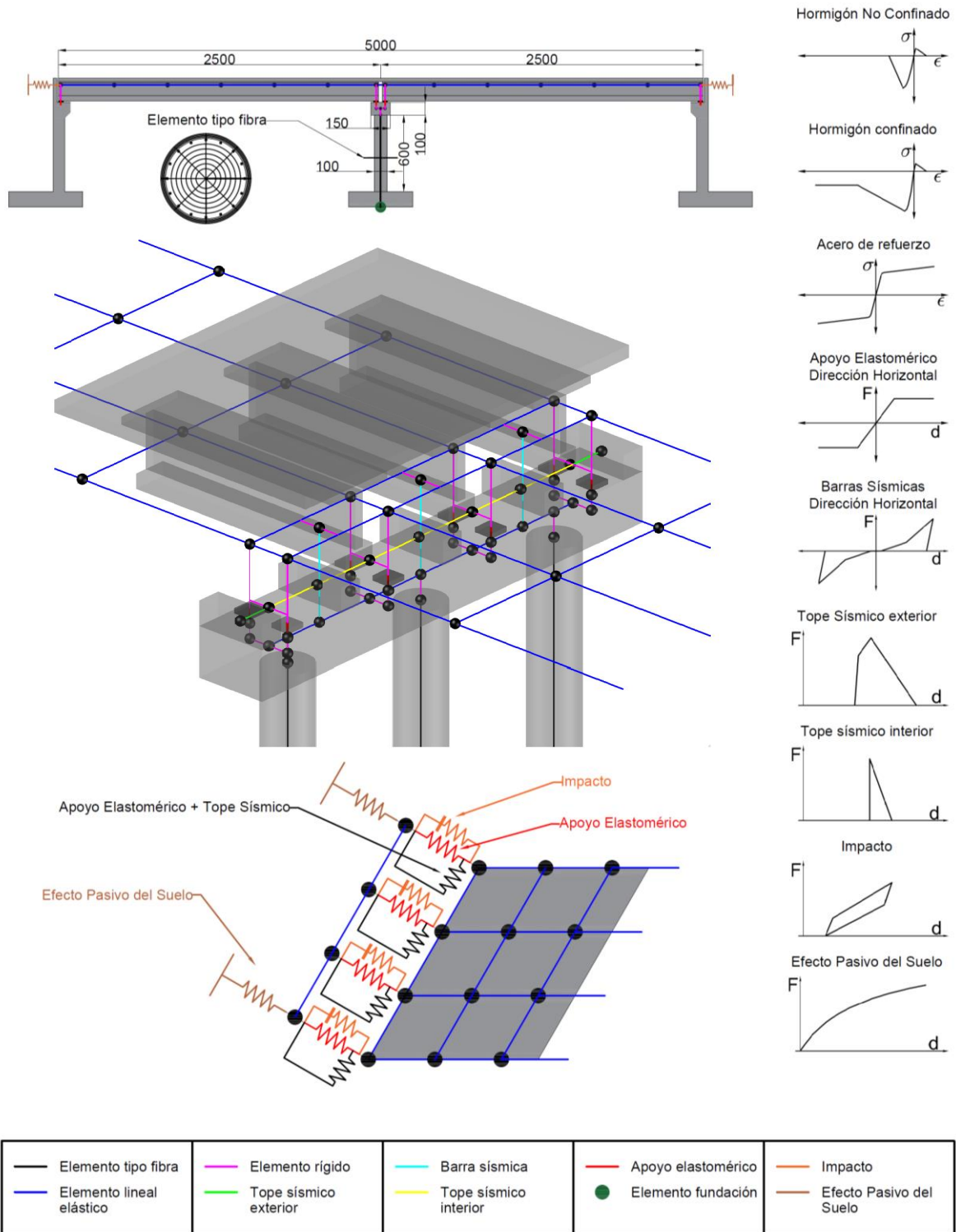


Figura 4-2 - Esquema de la modelación

4.4 Placas de apoyo elastoméricas

Las placas elastoméricas son un sistema de apoyo formado por capas de goma o neopreno, reforzadas con placas metálicas internas. Estos elementos transmiten las cargas de la superestructura hacia la subestructura. En la Figura 4-3 (a) se presenta una placa elastomérica, junto con el refuerzo metálico en su interior, mientras que en (b) se presenta un elastómero instalado en un puente.

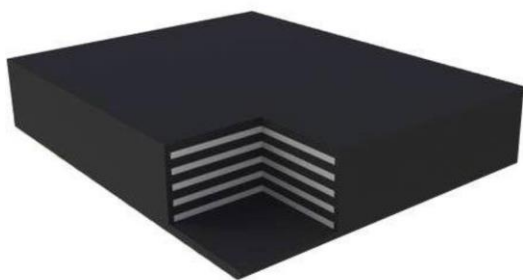


Figura 4-3 - Placas elastoméricas [45]

En este estudio se consideró placas elastoméricas no ancladas, esto quiere decir que el comportamiento a corte se representa con una curva bi-lineal, con un límite igual a la fuerza de roce en la placa tal como se indica en la Figura 4-6. Para el resto de las direcciones se consideró un comportamiento lineal elástico. Cabe destacar que al no existir pernos de anclaje estas placas pueden permitir el levantamiento vertical de la superestructura. Esto ha sido subsanado por el Manual de Carreteras [1], el que tras el terremoto del 2010 indica que las placas elastoméricas deben ser ancladas con pernos, tal como se indica en la Figura 4-4.

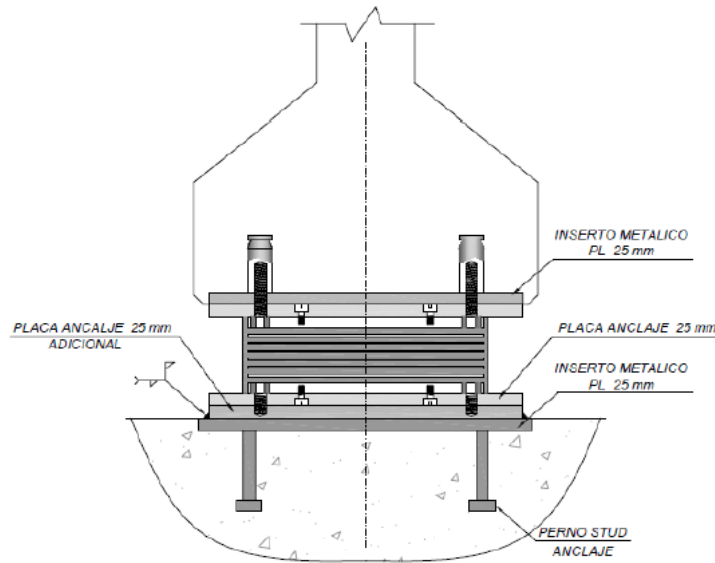


Figura 4-4 - Placa elastomérica anclada [1]

Se utilizó el elemento *flatSliderBearing* de la librería de OpenSees, al igual que en el trabajo de Aldea, et al [28]. Este elemento permite acoplar las dos direcciones de corte del elemento tal como se indica en la Figura 4-5. Este elemento además permite la separación de la superestructura de la placa, pues en la dirección axial considera un comportamiento sin resistencia a la tracción. La fricción en la interfaz fue modelada con el modelo de Coulomb y el coeficiente de roce fue obtenido con la ecuación (4-1) propuesta por Nielson [46], utilizando la carga axial en los elastómeros obtenidas del análisis gravitacional.

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_n} \quad (4-1)$$

- μ = Coeficiente de fricción.
- σ_n = Esfuerzo axial en el elemento en [MPa].

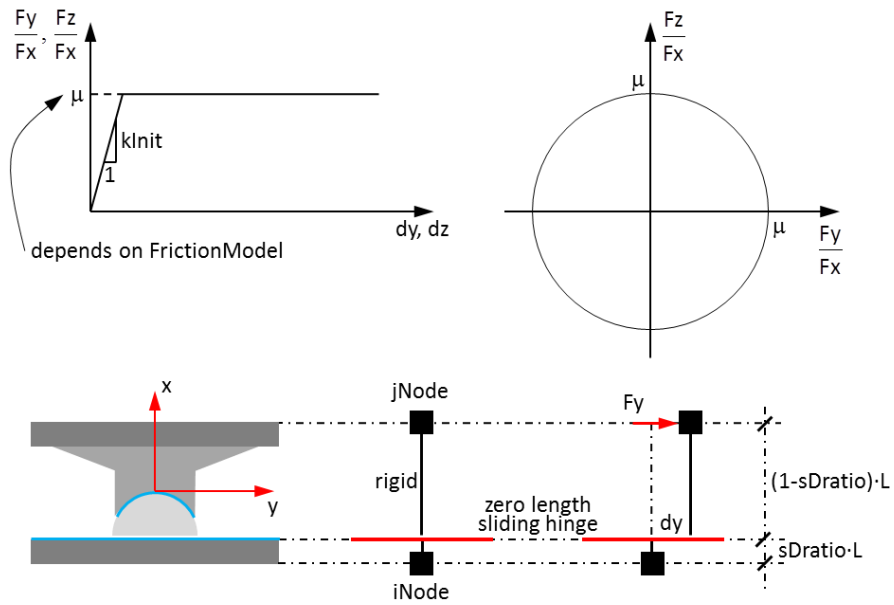


Figura 4-5 - Esquema elemento Flat Slider Bearing [12]

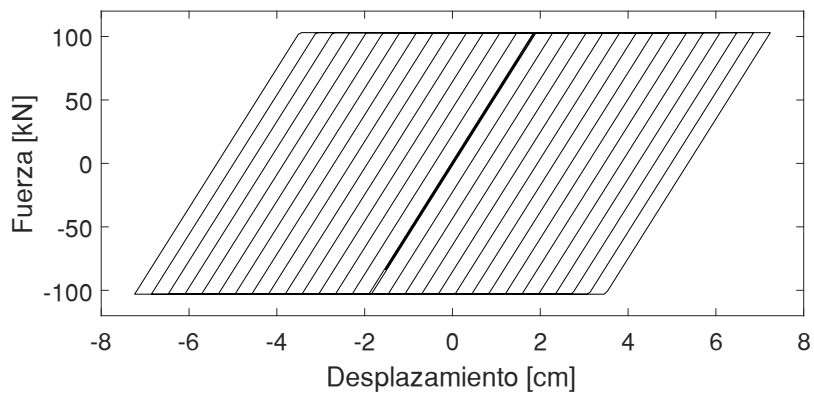


Figura 4-6 - Comportamiento histerético placa elastoméricas - Dirección horizontal

4.5 Topes sísmicos

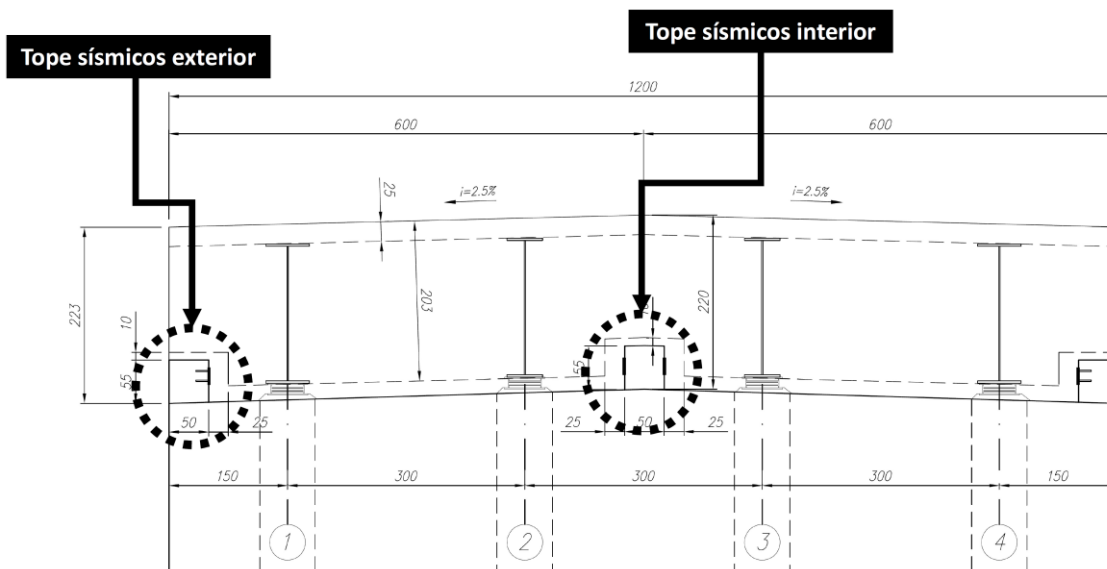


Figura 4-7 - Topes sísmicos exteriores e interiores

Los topes sísmicos son elementos que pueden ser de acero u hormigón y que tienen como principal objetivo limitar los desplazamientos transversales de la superestructura y en la Figura 4-7 se presenta una superestructura tipo con estos elementos. Se reconocen dos tipos de topes: exteriores e interiores. Tras el terremoto del 2010, el Manual de Carreteras [1] indica que los topes exteriores deben ser considerados en todos los puentes e indica el uso de topes interiores en función del número de vigas y de la existencia de desplazamientos laterales excesivos. Cabe destacar que tras el terremoto de Maule (2010), el Manual de Carreteras solo permite topes sísmicos de hormigón armado.

Los puentes estudiados cuentan con topes sísmicos interiores y exteriores de hormigón armado. Se consideró dos y tres topes exteriores e interiores, respectivamente, de 50x50x50 [cm]. Cabe destacar que la dimensión de 50 [cm] es el mínimo indicado en el Manual de Carreteras [1].

Los topes sísmicos exteriores fueron modelados con una curva tri-lineal según las recomendaciones de Goel y Chopra [47], los que proponen esta aproximación en base a ensayos experimentales realizados por Megally [48]. Esta curva representa la capacidad corte máxima de los topes y cuenta con degradación total de la resistencia. Los parámetros

para el modelo se obtienen a partir de la resistencia cilíndrica del hormigón, la geometría del tope y de la armadura de este. Las ecuaciones (4-2), (4-3), (4-4), (4-5), (4-6), (4-7), (4-8) y (4-9) presentan la forma de calcular los parámetros de entrada de la curva tri-lineal de topes sísmicos exteriores, mientras que en la Figura 4-8 se presenta un esquema del modelo y en la Figura 4-9 la curva histerética.

$$u_y = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{h + d}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (4-2)$$

$$u_n = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{h + d}{s} \quad (4-3)$$

$$u_4 = \sqrt{2}\varepsilon_{0.005}(L_d + L_a) \frac{h + d}{s} \quad (4-4)$$

$$u_5 = \sqrt{2}\varepsilon_{0.007}(L_d + L_a) \frac{h + d}{s} \quad (4-5)$$

$$V_c = 0.2\sqrt{f'_c}bh \quad (4-6)$$

$$V_s = \left[A_{s1}f_y h + A_{s2}f_y d + n_h A_{sh}f_y \frac{h^2}{2s} + n_v A_{sv}f_y \frac{d^2}{2s} \right] \left(\frac{1}{h + a} \right) \quad (4-7)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (4-8)$$

$$V_y = V_s + V_c \frac{u_y}{u_n} \quad (4-9)$$

Donde,

- L_d = Longitud de desarrollo del refuerzo.
- L_a = Ancho de la pared del muro.
- h = Altura de la sección [m].
- b = Ancho de la sección [m].
- d = Espesor del tope sísmico [m].
- s = espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical.
- ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero.
- $\varepsilon_{0.005}$ y $\varepsilon_{0.007} = 0.005$ y 0.007 respectivamente.
- f'_c = Resistencia a compresión del hormigón [MPa].
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.
- V_c y V_s = Contribución del hormigón y refuerzo al corte [MN].
- A_{s1} = Área total de refuerzo horizontal.

- A_{s2} = Área total de refuerzo inclinado en la primera fila a través de la interfaz del tope.
- A_{sh} y A_{sv} = Área de una barra de refuerzo horizontal y vertical respectivamente.
- n_h y n_v = Número de caras con refuerzo horizontal y vertical respectivamente.

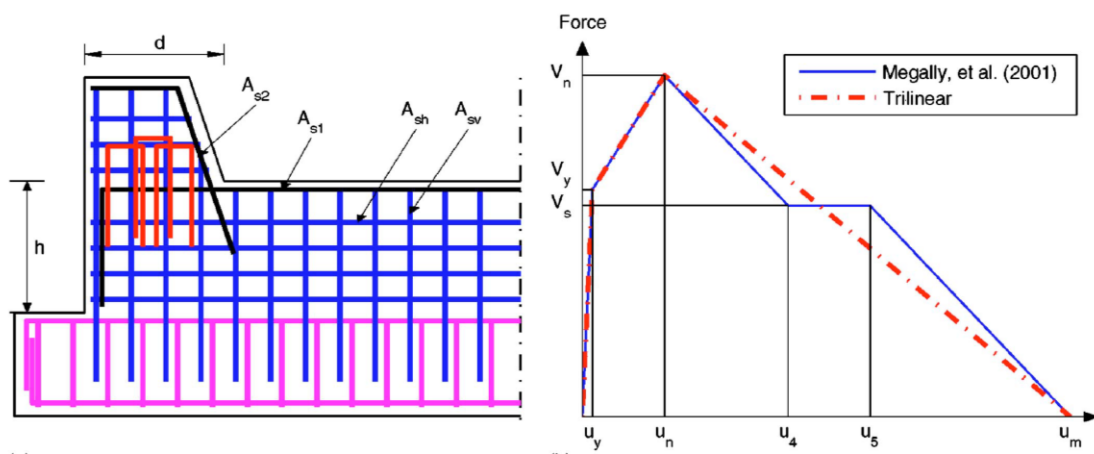


Figura 4-8 - Esquema modelo topes sísmicos exteriores [47]

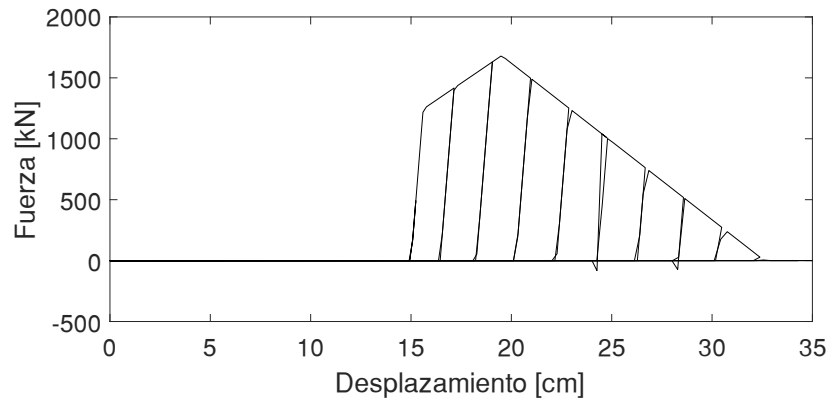


Figura 4-9 - Curva histerética - Tope sísmico exterior

Los topes sísmicos interiores fueron modelados a partir de las recomendaciones de Megally [48] y Ramanathan [49]. El comportamiento se define a partir de la capacidad a corte del tope y de la deformación máxima, la que corresponde al espacio libre entre el tope y la superestructura más 8.9 [cm]. El corte máximo del tope sísmico interior se obtiene según las ecuaciones (4-10) y (4-11) y la curva histerética se presenta en la Figura 4-10.

$$V_{max-tope interior} = F \cdot V_{viga} \quad (4-10)$$

$$V_{viga} = n \left(0.93 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (0.8 \cdot D)^2 \cdot \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g}} + \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0.8 \cdot D}{s} \right) \quad (4-11)$$

Donde,

- $F = 0.75$ (topes en cepas) – 1.2 (topes en estribos).
- n = número de columnas por viga cabezal.
- D = diámetro de la columna [cm].
- N_u = carga axial de la columna [Kgf].
- A_g = área de la sección transversal de la columna [cm²].
- A_v = área del refuerzo transversal de la columna [cm²].
- f_y = esfuerzo de fluencia del acero A630-420H [Kgf/cm²].
- s = espaciamiento del refuerzo transversal [cm].

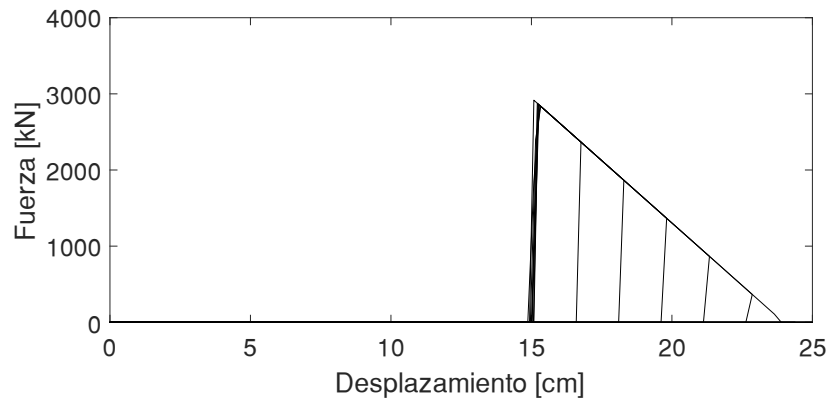


Figura 4-10 - Curva histerética - Tope sísmico interior

4.6 Barras sísmicas

Las barras sísmicas son elementos de acero que se disponen para limitar los desplazamientos verticales de la superestructura. Estos elementos suelen ser barras de acero corrugadas que van ancladas por un lado al tablero de la superestructura y por otro lado a los estribos o viga cabezal de la cepa. Las barras sísmicas solían ubicarse en el mismo eje de los diafragmas (travesaños), pero en las últimas versiones del Manual de Carreteras [1] se propone ubicar las barras en un eje por delante del diafragma. En la Figura 4-11 se presenta a modo de ejemplo las barras sísmicas y el diafragma de una superestructura tipo.

Cabe destacar que el diafragma es un elemento que puede ser de hormigón o acero y que conecta las vigas longitudinales.

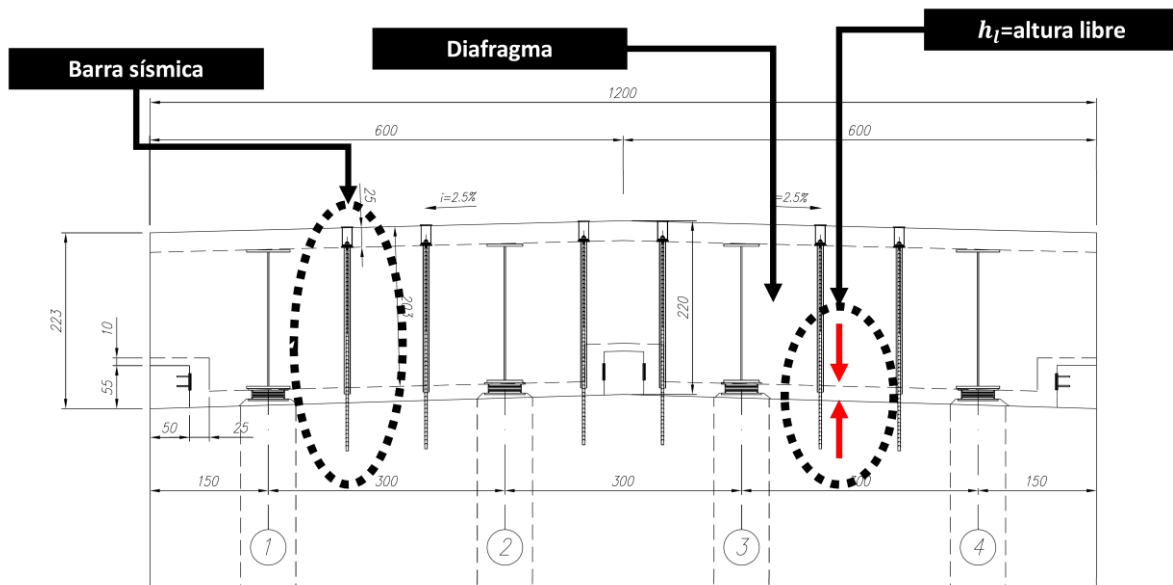


Figura 4-11 – Barras sísmicas en puentes

El comportamiento a corte de las barras sísmicas fue modelado según la curva histerética propuesta por Martínez [50], a partir de ensayos experimentales. A partir del diámetro de las barras, altura libre y fluencia del acero es posible obtener los puntos relevantes de la curva propuesta por Martínez. En la Figura 4-12 se presenta la curva esfuerzo-deformación propuesta por Martínez, en las ecuaciones (4-12), (4-13), (4-14), (4-15) y (4-16) las expresiones para calcular los parámetros necesarios para definir las curvas y en la Figura 4-13 se aprecia el comportamiento histerético de esta. Cabe destacar que estas expresiones propuestas por Martínez son para barras sísmicas sin diafragma. Se consideró este tipo de barras pues en las últimas ediciones del Manual de Carreteras [1] se indica que las barras deben estar ubicadas en un eje por delante del diafragma.

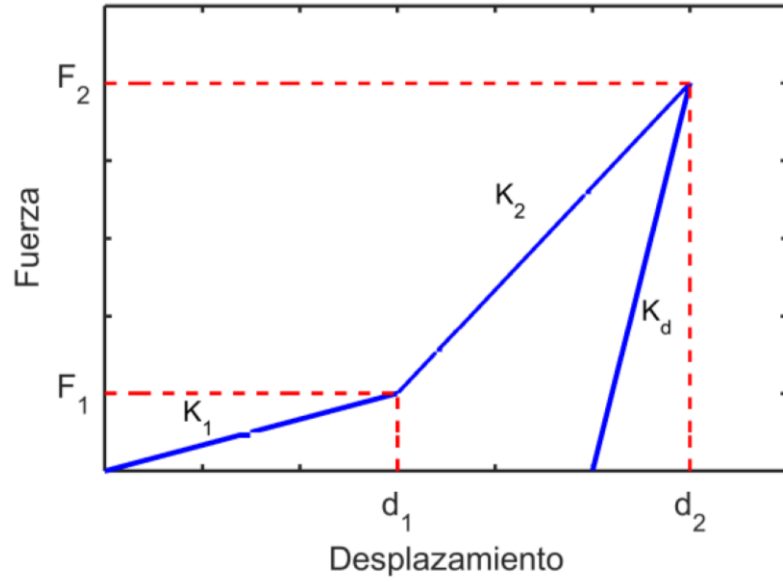


Figura 4-12 - Modelo barras sísmicas - Componente Horizontal [50]

$$d_1 = 0.1 \cdot h_l \quad (4-12)$$

$$d_2 = 0.35 \cdot h_l \quad (4-13)$$

$$F_1 = 0.07 \cdot f_y^* \cdot A_{sb} \quad (4-14)$$

$$F_2 = 0.37 \cdot f_y^* \cdot A_{sb} \quad (4-15)$$

$$K_d = 15 \cdot K_2 \quad (4-16)$$

Donde,

- h_l = Altura libre (ver Figura 4-11). Para barras sísmicas ubicadas fuera del diafragma esta altura es igual a la altura de la viga.
- f_y^* = Tensión de fluencia real del acero. Se consideró $1.2 f_y$.
- A_{sb} = Área de barra sísmica.

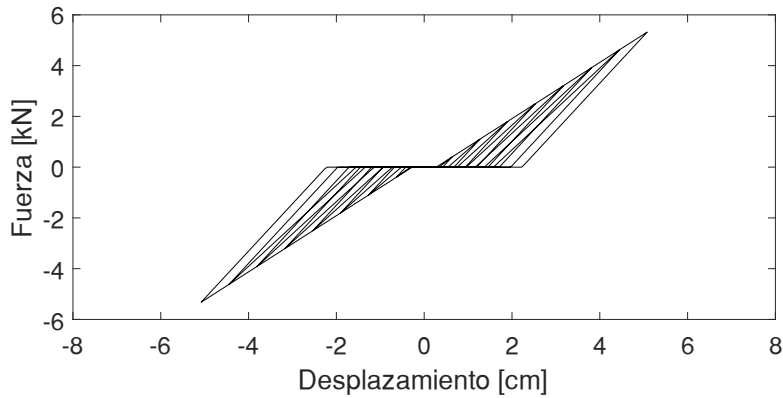


Figura 4-13 - Curva histerética - Barras sísmicas

4.7 Cepas

Las columnas de la cepa fueron modeladas con un comportamiento no lineal, mediante elementos tipo fibra. Para esto se utilizó el comando *ForceBeamColumn* para la creación de los elementos y el comando *FiberSec* para la sección transversal de las columnas. La sección tipo fibra fue definida con 64 fibras en el núcleo confinado y 32 en el recubrimiento, tal como se indica en la Figura 4-14. En estos elementos se modeló el comportamiento del hormigón del núcleo confinado y del recubrimiento con el comando *Concrete02* y se consideró la curva de Mander [51]. El acero de refuerzo fue modelado con el comando *Steel02*, el que representa el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto [52]. Como se mencionó anteriormente, la columna considerada es de 120 [cm] de diámetro y se consideró $42\phi 25$ como armadura longitudinal. Esta información fue obtenida del plano de un puente con longitudes de vano similares a las consideradas en este estudio. En la Figura 4-15, Figura 4-16 y Figura 4-17 se presenta las curvas histeréticas del hormigón confinado, no confinado y del acero de refuerzo respectivamente.

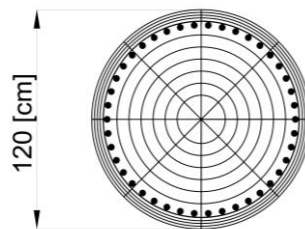


Figura 4-14 - Sección tipo fibra

La viga cabezal se modeló con un elemento lineal elástico, pues no se espera incursiones no lineales en este elemento. La geometría considerada fue de 180x160 [cm] obtenida del mismo plano del que se obtuvo la armadura longitudinal de la columna.

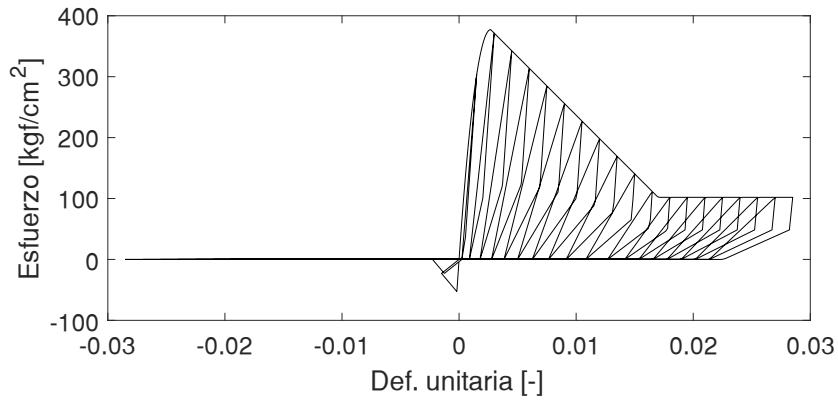


Figura 4-15 - Curva histerética – Hormigón confinado

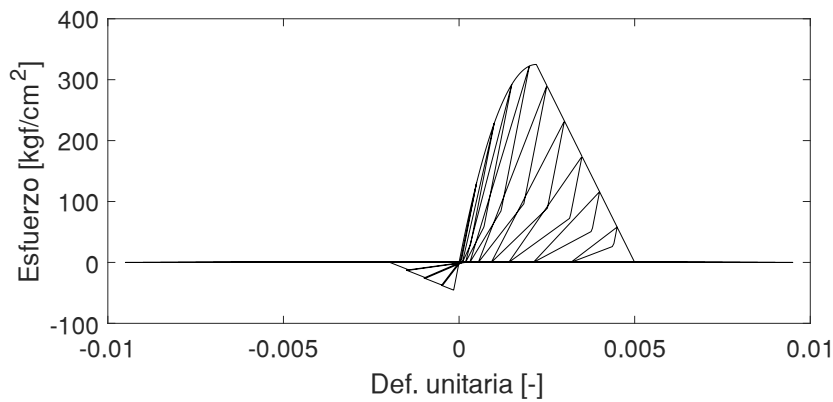


Figura 4-16 - Curva histerética - Hormigón no confinado

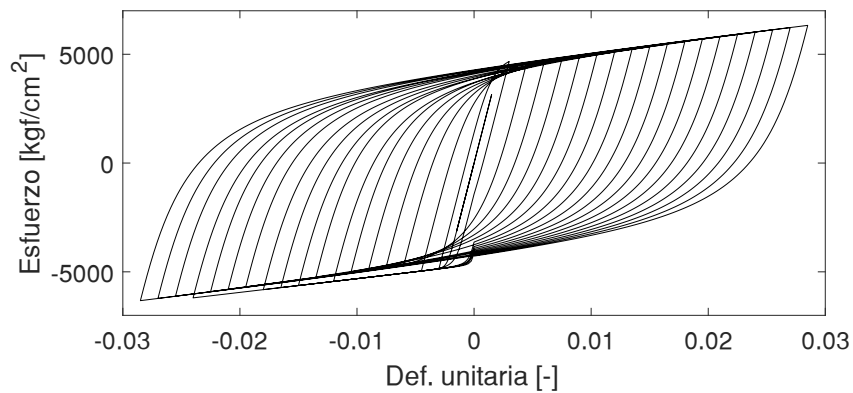


Figura 4-17 - Curva histerética - Acero de refuerzo

4.8 Interacción suelo-estructura

Para este estudio se consideró fundaciones superficiales tanto para la cepa como para el estribo. La interacción suelo-estructura en la fundación de la cepa fue modelada siguiendo las expresiones presentadas por Gazetas [53], considerando un comportamiento bi-lineal para el corte en las dos direcciones horizontales, mientras que para el resto de direcciones se consideró elementos lineales elásticos. En la Figura 4-18 se presenta la curva histerética de la interacción suelo-estructura en la dirección horizontal.

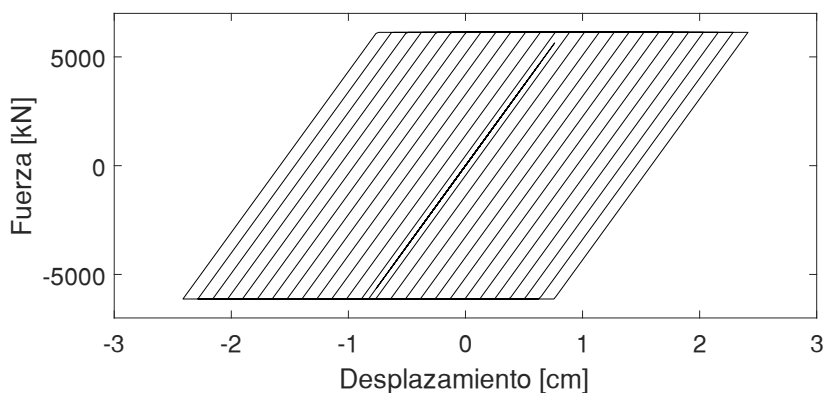


Figura 4-18 - Curva histerética - Interacción suelo-estructura

4.9 Estribos

Los estribos considerados en este trabajo son independientes auto-estables (seat-type abutments en inglés) y en la Figura 4-19 se presenta el esquema de este tipo de estribos a modo de ejemplo. Esta estructura fue modelada con un elemento lineal elástico con el comando *elasticBeamColumn*. Dado que la sección es variable en la altura, se calculó las propiedades seccionales en la sección ubicada al centro de la altura del estribo.

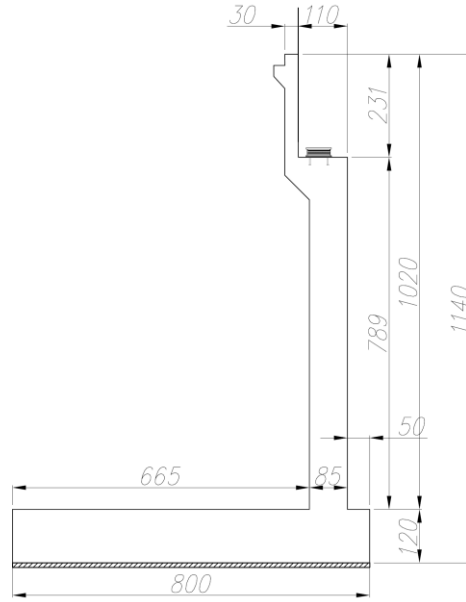


Figura 4-19 - Estribo independiente auto-estable

4.10 Efecto pasivo del suelo

El suelo de relleno ubicado detrás del muro espaldar del estribo aporta rigidez a partir de su resistencia pasiva, cuando por efecto del movimiento sísmico el muro espaldar presiona al suelo de relleno. Para modelar este efecto se utilizó el material *HyperbolicGapMaterial* de la librería de OpenSees. El comportamiento hiperbólico fue seleccionado según las recomendaciones de Shamsabadi [54]. Para la definición de la curva se utilizaron las recomendaciones de Caltrans [55], con las que se obtuvo la rigidez y carga última del relleno. En las ecuaciones (4-17) y (4-18) se presentan las expresiones para obtener los parámetros que permiten definir la curva y en la Figura 4-20 se presenta la curva histerética asociada.

$$K_{abut} = \begin{cases} K_i * w * \left(\frac{h}{5.5 \text{ ft}} \right) & U.S. \text{ units} \\ K_i * w * \left(\frac{h}{1.7 \text{ m}} \right) & S.I. \text{ units} \end{cases} \quad (4-17)$$

$$P_{bw} \text{ o } P_{dia} = \begin{cases} A_e * 5.0 \text{ ksf} * \left(\frac{h_{bw} \text{ o } h_{dia}}{5.5} \right) & (ft, kip) \\ A_e * 239 \text{ kPa} * \left(\frac{h_{bw} \text{ o } h_{dia}}{1.7} \right) & (m, kN) \end{cases} \quad (4-18)$$

Donde,

- K_{abut} = Rigidez del suelo.
- K_i = Rigidez inicial = 25 [kip/in/ft]
- P_{bw} o P_{dia} = Fuerza pasiva última.
- w = ancho del muro espaldar.
- h = altura del muro espaldar.
- A_e = Área efectiva del muro espaldar.
- h_{bw} o h_{dia} = Altura efectiva del muro espaldar.

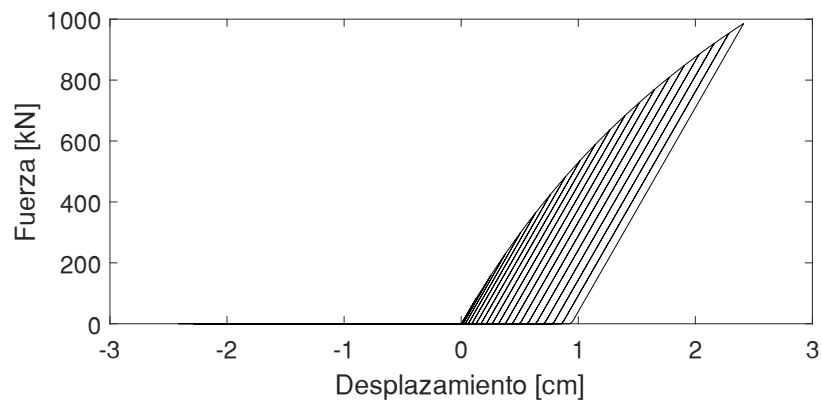


Figura 4-20 - Curva histerética - Efecto pasivo del suelo

4.11 Impacto

El fenómeno de impacto fue modelado con el material *ImpactMaterial* de la librería de OpenSees. Se calculó los parámetros para el modelo en función de los casos de estudio definidos anteriormente. La metodología de cálculo fue discutida en los capítulos 2.2.5 y 3, mientras que los resultados de rigidez se presentan en la Tabla 4-2 y en la Figura 4-21 se presenta la curva histerética del impacto para el caso del prototipo de dos vanos y $n = 1.5$.

Tabla 4-2 - Parámetros modelo ImpactMaterial

n	N° Vanos	K1 [kN/m]	K2 [kN/m]
1	2	5.48E+06	1.26E+06
1.5	2	4.09E+06	1.41E+06
3	2	2.43E+06	1.59E+06
1.5	3	2.99E+06	1.03E+06
1.5	4	1.73E+06	5.95E+05

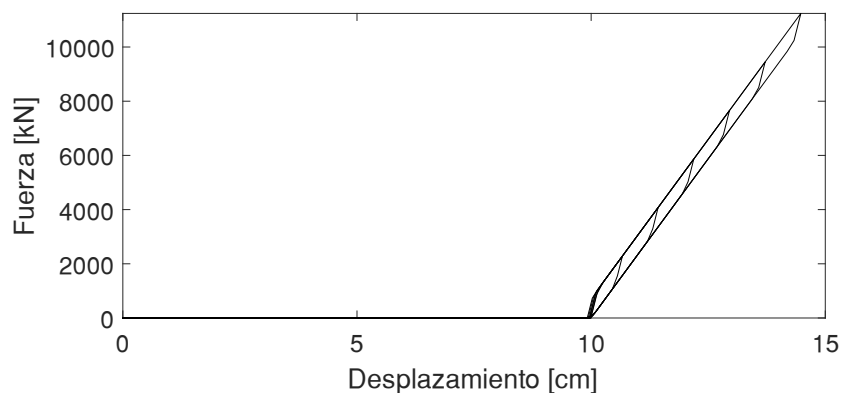


Figura 4-21 - Curva histerética impacto - Caso 2 vanos - $n = 1.5$

CAPITULO V

5 AMENAZA SÍSMICA Y SELECCIÓN DE REGISTROS

En el presente capítulo se describe la metodología para seleccionar los registros sísmicos con el objetivo de realizar análisis de múltiples franjas (MSA) que permitan obtener curvas de fragilidad para los casos en estudio. Se presenta la definición de cada franja y de los espectros condicionados asociados a cada una de estas.

5.1 Análisis de múltiples franjas (MSA)

Las curvas de fragilidad pueden ser derivadas de diferentes formas: observaciones en terreno, juicios de expertos o análisis analíticos [56]. En el contexto de las curvas de fragilidad obtenidas con análisis dinámicos no lineales, es posible utilizar diferentes metodologías, siendo la más común el método IDA – *Incremental Dynamic Analysis* [57]. En este método se selecciona un set de registros y se escalan mediante amplitud a muchos niveles de una medida de intensidad específica, por ejemplo, distintas amplitudes de PGA. En la mayoría de los casos, se deben definir los suficientes niveles de intensidad hasta causar el colapso de la estructura estudiada. Este método demanda muchos recursos computacionales por la gran cantidad de análisis a realizar y además requiere escalar los registros a muy altas y bajas intensidades, lo cual modifica significativamente los registros, generando que se pierda la física del problema y no se represente un registro original de intensidad alta. Para subsanar este problema, en el método MSA – *Multi Stripe Analysis* [58] se seleccionan sets de registros específicos para cada franja definida, por lo que no es necesario definir demasiados niveles de intensidad. En esta metodología es común utilizar espectros condicionados o de media condicionada (CMS – *Conditional Mean Spectrum* [59]), los cuales son definidos para cada franja y se realiza una selección de registros en cada una de estas. Con este enfoque es posible obtener las curvas de fragilidad sin escalar demasiado los registros y realizando una menor cantidad de análisis dinámicos no lineales.

A continuación, se presentará la definición de las franjas y del espectro condicionado asociado a cada una de estas, junto con la selección final de registros.

5.2 Análisis modal

Se realizó un análisis modal de los casos de estudio en el software OpenSees [12]. En la Tabla 5-1 se presentan los periodos fundamentales de todos los casos de estudio. Cabe destacar que los casos de estudio en donde se analizan los parámetros del impacto o la existencia de topes sísmicos no afectan en el análisis modal, pues estos elementos comienzan a actuar solo cuando se supera el “gap” o distancia libre que los define. En la Tabla 5-1 se aprecia que los periodos no se ven mayormente afectados por el esviaje, esto ocurre pues en este tipo de puentes en donde los elastómeros son los elementos que transmiten prácticamente toda la carga de peso propio, los periodos están controlados principalmente por la rigidez de las placas elastoméricas. Es posible que, en otras configuraciones de puentes, como puentes integrales o donde existe conexión rígida en alguna cepa, el esviaje tenga mayor relevancia en los periodos y formas modales. En la Figura 5-1 se presentan las formas modales, en donde se aprecia que los modos de mayor relevancia son los transversales, longitudinales y rotacionales, para todos los casos en estudio.

A partir del análisis modal realizado y de la baja diferencia entre los periodos fundamentales, se considerará 0.7 [s] como periodo objetivo, tanto para la amenaza sísmica, como para el cálculo de los espectros condicionados.

Tabla 5-1 – Periodos fundamentales – Casos estudio

Vanos	Esviaje [°]	T ₁ [s]	T ₂ [s]	T ₃ [s]	Vanos	Esviaje	T ₁ [s]	T ₂ [s]	T ₃ [s]
2	0	0.596	0.589	0.484	4	0	0.816	0.810	0.680
	15	0.596	0.591	0.489		15	0.820	0.810	0.686
	30	0.597	0.591	0.490		30	0.823	0.809	0.689
	45	0.599	0.591	0.493		45	0.829	0.807	0.693
3	0	0.651	0.647	0.57879					
	15	0.651	0.649	0.584					
	30	0.652	0.648	0.586					
	45	0.653	0.647	0.588					

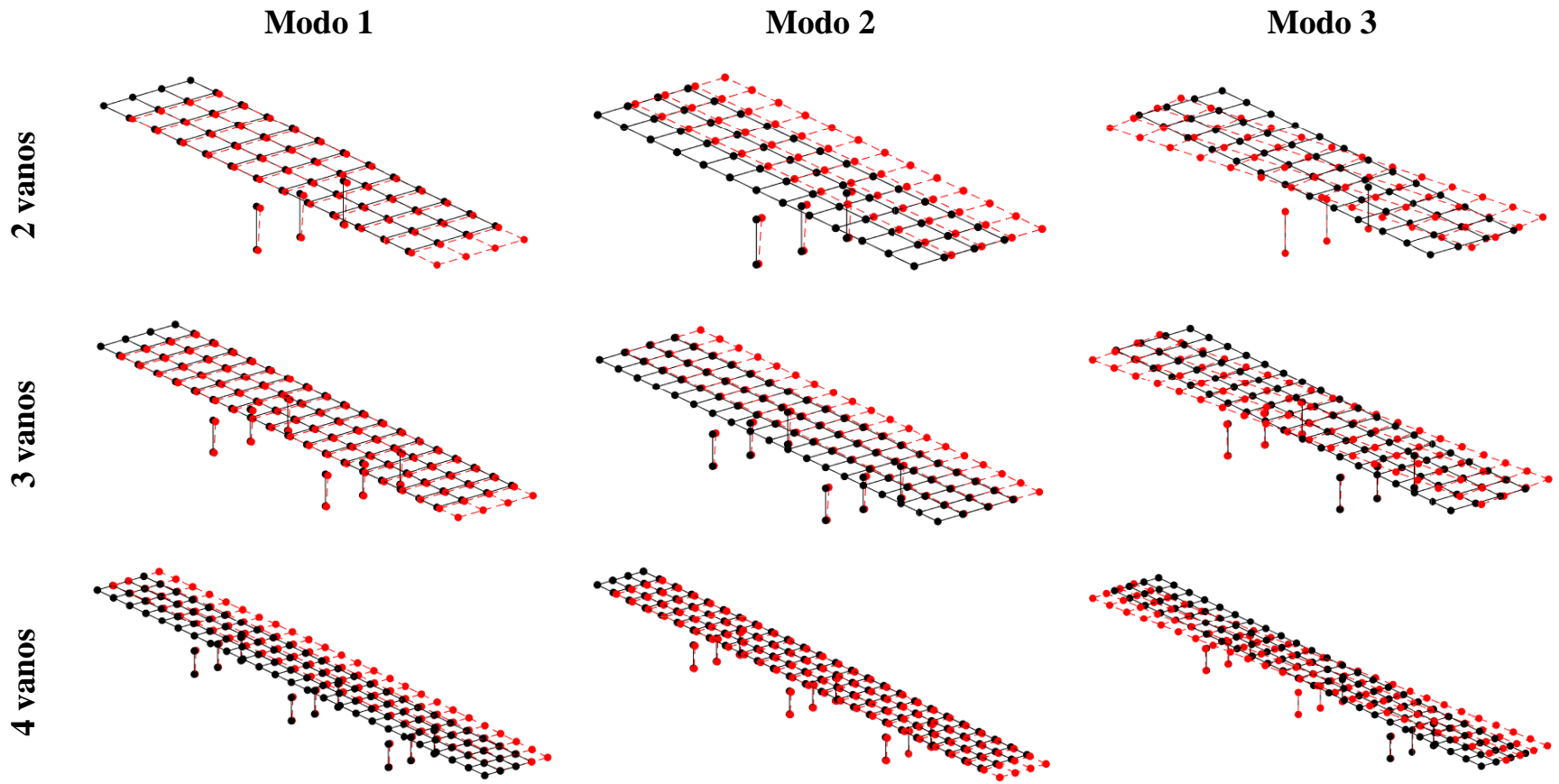


Figura 5-1 – Formas modales de los casos de estudio

5.3 Amenaza sísmica

Para este trabajo se realizó un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (*PSHA – Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) con el software OpenQuake [60]. Se consideró diferentes periodos de retorno los que representan cada franja utilizada en el MSA. Se definió cuatro franjas asociadas a 100 – 475 – 975 – 2475 años de periodo de retorno, equivalentes a 40, 10, 5 y 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años. Para obtener las curvas de amenaza sísmicas se realizaron las siguientes consideraciones:

- Se consideró a Santiago como lugar de referencia.
- Suelo tipo II, con periodo de suelo T_s menor a 2 [s], según Idini et al [61]
- Un V_{s30} igual a 600 [m/s], relacionado con el tipo de suelo definido.
- Medida de intensidad (IM): Una medida de intensidad es la cuantificación de las características de un movimiento sísmico. En este trabajo se definió la aceleración espectral para un periodo igual a 0.7 [s] como medida de intensidad. Esto se definió según lo analizado en el análisis modal presente en este capítulo.

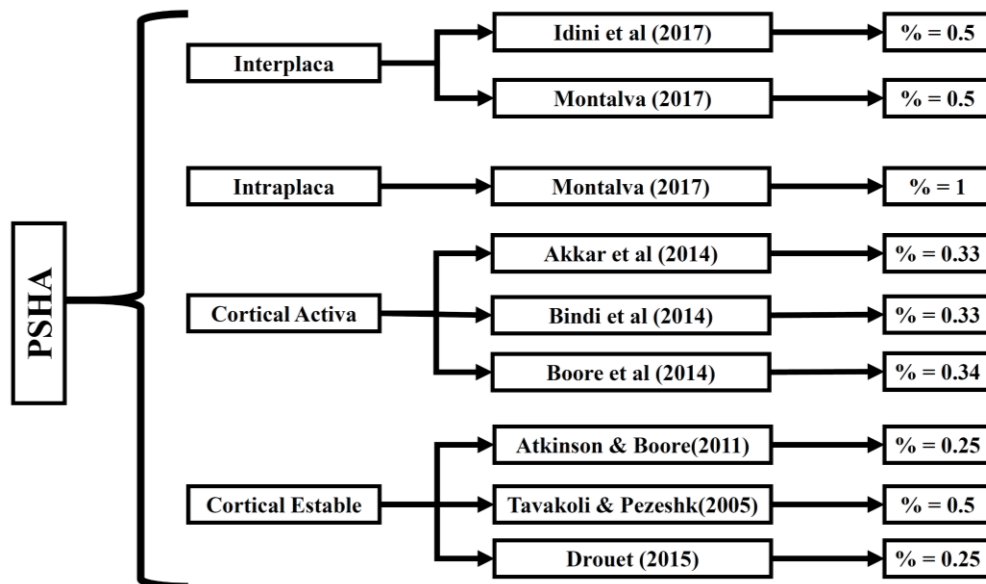


Figura 5-2 – Árbol lógico PSHA

En la Figura 5-2 se presenta el árbol lógico del análisis probabilístico de la amenaza sísmica utilizado en este trabajo. Este diagrama presenta los modelos considerados para

terremotos interplaca ([61] [62]), intraplaca ([62]), cortical activa ([63] [64] [65]) y cortical estable ([66] [67] [68]), junto con los pesos respectivos de cada modelo.

Con la ayuda del software Openquake [60] se obtuvo las curvas de amenaza para obtener las ordenadas espectrales asociadas al periodo objetivo y periodos de retorno definidos. En la Figura 5-3 se presenta la curva de amenaza asociada al $Sa(0.7 [s])$ de donde se obtiene las aceleraciones espectrales asociadas a cada probabilidad de excedencia, en la Figura 5-4 las desagregaciones sísmicas y en la Tabla 5-2 un resumen con los valores medios de magnitud y distancia a la fuente obtenidos. Se aprecia en la Figura 5-4 que la media de la distancia a la fuente varía entre los 75 y 90 [km], que es aproximadamente la distancia desde la ciudad de Santiago a la zona de subducción. Esto tiene concordancia con los porcentajes de relevancia de cada falla, en donde la preponderancia de los sismos subductivos interplaca son mayores al 90% en (a), (b), (c) y (d). Con respecto a la magnitud media del evento se evidencia que aumenta con respecto a la aceleración espectral (ver Tabla 5-2), desde 7.7 a 8.09 para aceleraciones espectrales de 0.28 a 1.13 [g], respectivamente.

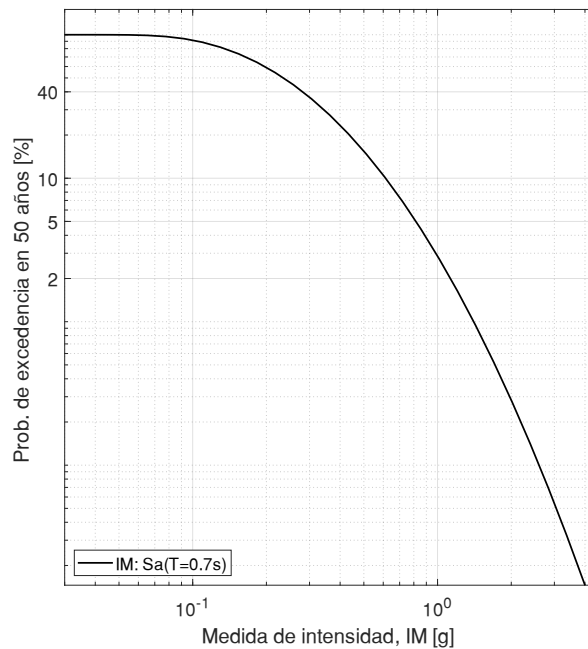


Figura 5-3 - Curva de amenaza: $Sa(0.7[s])$

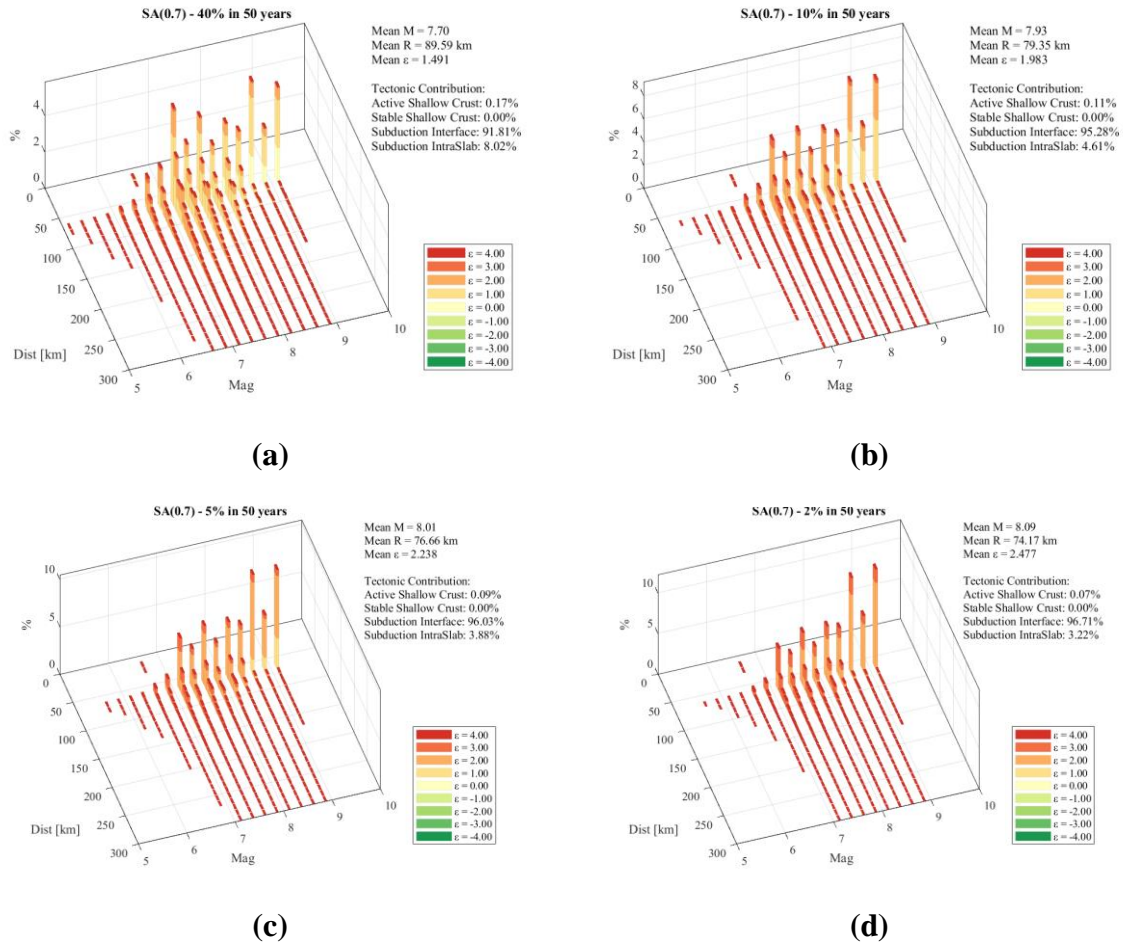


Figura 5-4 – Desagregación sísmica para diferentes probabilidades de excedencia en 50 años. (a) 40 %. (b) 10%. (c) 5%. (d) 2%

Tabla 5-2 - Resultados amenaza sísmica

Prob. Excedencia en 50 años	Periodo retorno [años]	Sa ($T_n=0.7$ [s]) [g]	M	R [km]
40%	100	0.28	7.70	89.59
10%	475	0.61	7.93	79.35
5%	975	0.81	8.01	76.66
2%	2475	1.13	8.09	74.17

5.4 Espectro objetivo

Para cada franja se definió espectros condicionados de acuerdo a la metodología propuesta por Baker [59]. En las ecuaciones (5-1) y (5-2) se presentan las expresiones para obtener el espectro condicionado.

$$CS(T_i) = A_m(T_i) \cdot e^{\varepsilon(T^*)\rho(T^*,T_i)\sigma(T_i)\sqrt{1-\rho(T^*,T_i)^2}} \quad (5-1)$$

$$\varepsilon_H(T^*) = \frac{\ln(A_{cond}) - \ln(A_m(M, R, T^*))}{\sigma(T^*)} \quad (5-2)$$

Donde,

- $CS(T_i)$: Espectro condicionado horizontal para el periodo T_i . [g]
- T^* : Periodo condicionante [s].
- A_m : Valor medio de la aceleración espectral [g].
- σ : Desviación estándar de la aceleración espectral.
- ρ : Coeficiente de correlación de aceleración espectral.

Para la obtención de los espectros condicionados se consideró un periodo condicionante de 0.7 [s], con el objeto de ser consistente con el periodo objetivo definido para las curvas de amenaza sísmica. El valor medio (A_m) y la desviación estándar (σ) de la aceleración espectral se obtuvieron de la GMM (Ground Motion Model) de Idini et al [61], la cual fue definida a partir de registros chilenos. Los coeficientes de correlación espectral fueron obtenidos de Candia et al [69], quienes al igual que Idini obtuvieron estos coeficientes a partir de registros chilenos.

5.5 Selección de registros

La selección de registros se realizó con la metodología propuesta por Baker and Lee [70]. Para este proceso se utilizó la base de datos de SIBER-RISK [71] que cuenta con eventos sísmicos chilenos desde 1985 hasta la actualidad. La selección de registros se limitó a eventos interplaca y se seleccionó 30 registros para cada franja limitando el factor de escala a 4, considerando las componentes horizontales y verticales. A los registros seleccionados se les realizó una corrección de línea base y se les aplicó un filtro de Butterworth entre 0.05 – 50 [Hz]. En la Figura 5-5 se presenta la media geométrica de los espectros de los registros seleccionados y espectros condicionados asociados a cada franja, mientras que en la Tabla 5-3 y Tabla 5-4 se presenta información de los registros seleccionados.

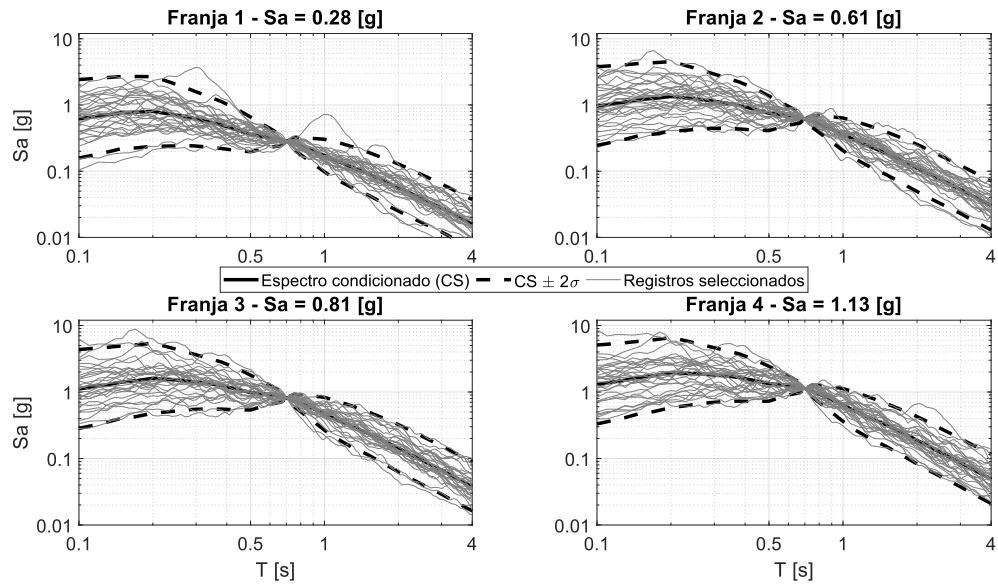


Figura 5-5 – Media geométrica de espectros de aceleración de registros seleccionados

Tabla 5-3 - Registros seleccionados - Franja 1 y 2

N°	Franja 1				Franja 2			
	Año	Mw	Nombre estación	PGA [g]	Año	Mw	Nombre estación	PGA [g]
1	2014	6.4	R10M	0.09	2010	8.8	SANTIAGO CENTRO	0.26
2	2010	8.8	SANTIAGO CENTRO	0.26	2014	8.2	PB12	0.1
3	1985	7.9	MAUL03S	0.05	2014	7.6	PB08	0.05
4	2014	7.6	PB08	0.05	2015	6.8	V02A	0.03
5	1985	7.9	SERE02R	0.1	2010	8.8	CURICO	0.43
6	2017	6.9	R20M	0.09	2014	8.2	T03A	0.56
7	1985	7.9	VALP07S	0.26	1985	7.9	VALP13S	0.22
8	2015	8.4	V01A	0.05	2019	6.7	AC04	0.02
9	2015	8.4	CO06	0.33	2015	8.4	R12M	0.09
10	2019	6.7	AC04	0.02	2007	7.7	PUERTO PATACHE	0.08
11	2015	8.4	C11O	0.75	2019	6.7	MT03	0.01
12	2015	8.4	R12M	0.09	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34
13	2015	8.4	C01O	0.16	2010	8.8	VALP06R	0.25
14	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34	1985	7.9	MAUL05S	0.15
15	2015	8.4	M11L	0.01	1985	7.9	VALP02S	0.28
16	2016	7.6	A02Y	0.02	2015	8.4	R02M	0.03
17	1985	7.9	MAUL04S	0.09	2014	8.2	T06A	0.23
18	2015	8.4	R19M	0.06	1985	7.1	RANC02S	0.06
19	2010	8.8	MATANZAS	0.31	2010	8.8	VALP08R	0.42
20	2014	7.6	T09A	0.16	2014	8.2	T10A	0.71
21	2016	6	AC02	0.05	2015	8.4	CO06	0.33
22	2010	8.8	VALP06R	0.25	1985	7.9	RANC01S	0.14
23	2014	7.6	T06A	0.17	2014	8.2	PB07	0.05
24	2014	8.2	T06A	0.23	2014	8.2	T07A	0.55
25	1985	7.9	VALP11S	0.69	2001	7.2	ARICA CHACALLUTA	0.06
26	2015	8.4	C22O	0.1	2007	7.7	TOCOPILLA PUERTO	0.32
27	2017	5.8	R02M	0.01	2014	7.6	T13A	0.36
28	2015	7.6	VA03	0.1	2014	8.2	TA01	0.18
29	2010	8.8	MAUL03R	0.45	2016	7.6	LL01	0.01
30	2007	5.9	MEJILLONES	0.06	2015	8.4	C20O	0.24

Tabla 5-4 - Registros seleccionados - Franja 3 y 4

N°	Franja 3				Franja 4			
	Año	Mw	Nombre estación	PGA [g]	Año	Mw	Nombre estación	PGA [g]
1	2010	8.8	VINA DEL MAR EL SALTO	0.34	1985	7.9	STGO01S	0.58
2	1985	7.9	MAUL02S	0.1	1985	7.9	MAUL02S	0.1
3	2010	8.8	CURICO	0.43	2007	7.7	PUERTO PATACHE	0.08
4	2015	8.4	R05M	0.04	2010	8.8	SANTIAGO PENALOLEN	0.29
5	2014	8.2	T03A	0.56	2010	8.8	CURICO	0.43
6	2015	8.4	MT01	0.02	2015	8.4	MT01	0.02
7	2010	8.8	SANTIAGO PUENTE ALTO	0.26	2010	8.8	MAUL03R	0.45
8	2007	7.7	PUERTO PATACHE	0.08	2010	8.8	VINA DEL MAR EL SALTO	0.34
9	1985	7.9	MAUL05S	0.15	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34
10	2015	6.8	V02A	0.03	2015	8.4	R05M	0.04
11	2016	7.6	AY01	0.03	2010	8.8	VALP06R	0.25
12	2010	8.8	CONCEPCION CENTRO	0.34	2014	8.2	T06A	0.23
13	2016	7.6	LL01	0.01	1985	7.9	RANC01S	0.14
14	2007	5.9	MEJILLONES	0.06	1985	7.9	MAUL05S	0.15
15	2010	8.8	HUALANE	0.41	1985	7.9	VALP13S	0.22
16	2014	8.2	T05A	0.27	2015	8.4	C23O	0.58
17	2014	8.2	T06A	0.23	2010	8.8	MATANZAS	0.31
18	2015	8.4	R02M	0.03	2014	8.2	PB04	0.03
19	2014	7.6	PB08	0.05	1985	7.9	VALP10S	0.35
20	2014	8.2	PB12	0.1	2014	8.2	T03A	0.56
21	1985	7.9	RANC01S	0.14	2014	8.2	TA01	0.18
22	2010	8.8	MATANZAS	0.31	2010	8.8	VALP08R	0.42
23	2014	7.6	T13A	0.36	2016	7.6	AY01	0.03
24	2014	8.2	PB04	0.03	2014	8.2	T07A	0.55
25	1985	7.9	VALP13S	0.22	2010	8.8	HUALANE	0.41
26	2010	8.8	MAUL03R	0.45	2010	8.8	VINA DEL MAR CENTRO	0.26
27	2014	7.6	T12A	0.11	2019	6.7	MT03	0.01
28	2014	8.2	TA01	0.18	2014	8.2	T13A	0.3
29	2014	8.2	T07A	0.55	2010	8.8	SANTIAGO CENTRO	0.26
30	2010	8.8	VALP06R	0.25	2014	7.6	HMBCX	0.21

CAPITULO VI

6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Análisis dinámicos no lineales

En el contexto de la construcción de curvas de fragilidad, análisis dinámicos no lineales fueron realizados en el software OpenSees [12]. Para estos análisis se consideró una razón de amortiguamiento crítico de 3%. En la Figura 6-1 y Figura 6-2 se presenta la respuesta tiempo – historia de diferentes componentes del puente, considerando un esviaje de 30 [°] y dos vanos. En estos gráficos los resultados de la franja 1, 2, 3 y 4, corresponden a los registros de las estaciones MAUL03S (1985), SANTIAGO CENTRO (2010), VIÑA DEL MAR (2010) y CURICO (2010), escalados cada uno de estos al $S_a(0.7[s])$ definidos en la Tabla 5-2.

En la Figura 6-1 se presenta el desplazamiento normal y transversal de la superestructura, la componente de corte normal de una placa elastomérica y la componente a corte transversal de una barra sísmica, ambas ubicadas en un estribo. Cabe destacar que la dirección normal hace referencia a la dirección perpendicular al ángulo de esviaje. En esta figura se observa que, para franjas de intensidad más alta, la demanda de desplazamientos aumenta, lo que se ve reflejado en las curvas fuerza-deformación de los elastómeros y barras sísmicas. En esta figura se evidencian desplazamientos residuales transversales de 0, 3, 4.2 y 4.9 [cm] para la franja 1, 2, 3 y 4, mientras que para la dirección normal 0.5, 1, 0.7 y 9.8 [cm].

Con respecto a las placas elastoméricas, es posible observar el efecto de la aceleración vertical en el comportamiento histerético. En este trabajo se consideró placas elastoméricas deslizantes, por lo que la fuerza de fluencia es igual a la fuerza de fricción ($F_y = \mu N$) y como se incorporó la componente vertical de los registros, la fuerza normal varía en función del tiempo y depende del registro sísmico. Esto se observa en la Figura 6-1, pues para franjas de mayor intensidad no solo se ve un aumento en la demanda de desplazamientos, sino que se ve una oscilación más pronunciada en la fuerza de fluencia.

Las curvas de respuesta tiempo – historia de las barras sísmicas muestran que la demanda de desplazamientos aumenta para intensidades sísmicas más altas, incluso llegando a la falla de este elemento en el caso de la franja 4.

En la Figura 6-2 se presentan los resultados de uno de los topes exteriores de un estribo, el corte en la dirección transversal de una columna, el efecto pasivo del suelo y el impacto. Cabe destacar que tanto los resultados del efecto pasivo como del impacto corresponde a lo obtenido en un solo elemento y no al total del estribo (Ver Figura 4-2). Con respecto al tope exterior se observa que solo la franja cuatro es capaz de producir un impacto de la superestructura en el tope. Esto está relacionado tanto a la demanda de desplazamiento transversal de cada franja y a la distancia tope – superestructura, la cual se consideró igual a 15 [cm]. Con respecto a la respuesta de las columnas, se observa que para las cuatro franjas el comportamiento se mantiene en el rango lineal elástico. Esto fue observado también en la dirección normal y se debe a que los elastómeros son los elementos que transmiten las cargas a las cepas y no son capaces de transmitir grandes demandas de corte y momento. Si bien es posible que con los topes sísmicos se transmitan mayores demandas a las cepas, esto no se evidencia en los resultados. Algo similar ocurre con el impacto, en donde solo se observa este fenómeno en la franja cuatro. Esto está relacionado a la distancia estribo – tablero igual a 10 [cm]. Con respecto al efecto pasivo del suelo es posible observar que la fuerza aumenta notoriamente en la franja 4, esto debido al impacto, pues la fuerza producida por esta es transmitida al suelo de relleno.

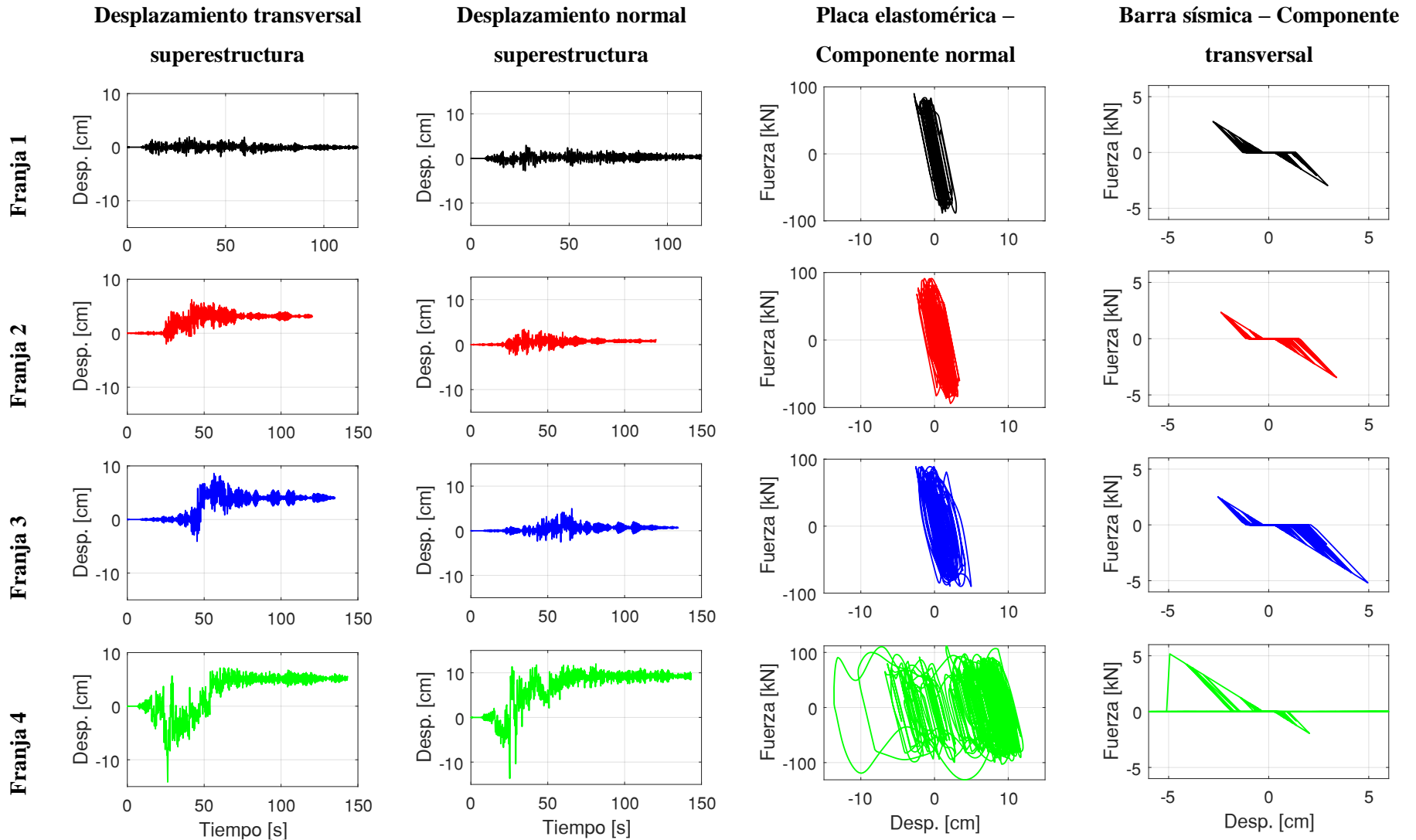


Figura 6-1 - Resultados análisis tiempo-historia. Desplazamiento transversal y normal de la superestructura, placa elastomérica y barra sísmica

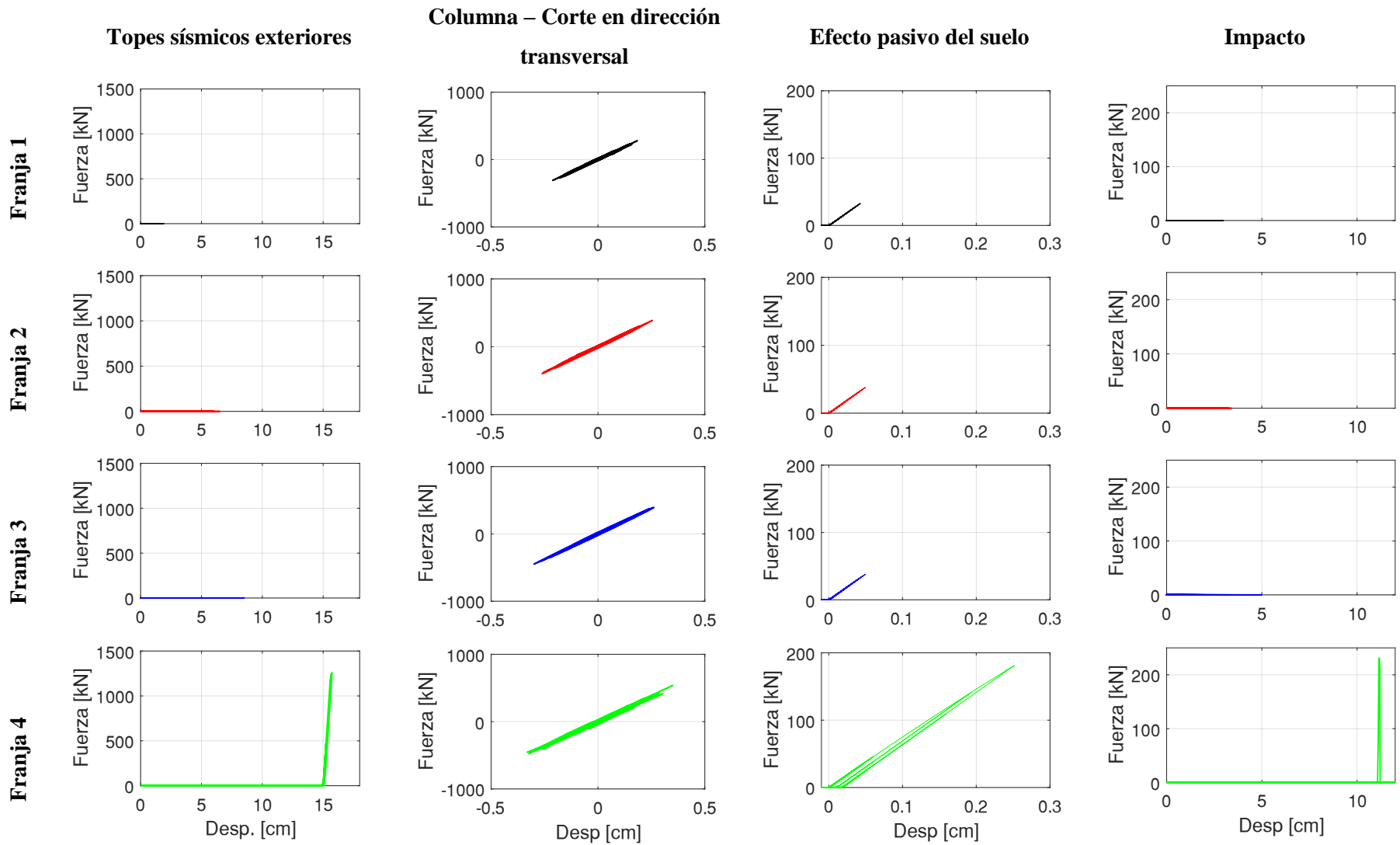


Figura 6-2 - Resultados análisis tiempo-historia. Topes sísmicos exteriores, columnas, efecto pasivo del suelo e impacto

6.2 Estados de daño y obtención de curvas de fragilidad

Las curvas o funciones de fragilidad presentan la probabilidad de superar un estado de daño (DS) de una estructura, en función de una medida de intensidad (IM). En este trabajo se consideró el $S_a(0.7 [S])$ como medida de intensidad y se definió los estados de daño sugeridos por Nielson [46], los que se presentan en la Tabla 6-1. Cabe destacar que estos consideran al desplazamiento máximo de los elastómeros como EDP (Parámetro de demanda estructural – Engineering demand parameter). Si bien existen otros estados de daño asociados a la ductilidad de columnas o desplazamientos residuales de la superestructura, en puentes con superestructuras apoyadas en placas elastoméricas y estribos independientes auto-estables, los daños están relacionados a los desplazamientos máximos de la superestructura. Esto se evidenció en el terremoto de Maule (2010) en donde los daños reportados en trabajos de terrenos estuvieron relacionados a desplazamientos excesivos de la superestructura e incluso el colapso por caída de vano [72].

A raíz de lo anterior, las curvas de fragilidad fueron calculadas en base al desplazamiento máximo de los elastómeros. Se consideró la incertidumbre en los estados de daño según las recomendaciones de Nielson [46], los cuales son presentados en la Tabla 6-1.

Las curvas de fragilidad fueron obtenidas según la ecuación (6-1), utilizando el teorema de probabilidades totales y considerando una distribución lognormal tanto para los estados de daño como para las curvas de fragilidad.

$$F_{DS}(IM) = P[DS|IM] = \int P[DS|EDP(IM)]f(EDP|IM)dEDP \quad (6-1)$$

Donde,

- F_{DS} : Curva o función de fragilidad
- DS: Estado de daño
- IM: Medida de intensidad.
- EDP: Parámetro de demanda ingenieril

Tabla 6-1 - Valores medios y desviaciones estándar - Estados de daño

		Leve	Moderado	Extenso	Completo
Desplazamiento máximo en apoyos elastoméricos	Media [mm]	28.9	104.2	136.1	186.6
	Desviación estándar	0.6	0.55	0.59	0.65

6.3 Análisis de resultados

En este capítulo se presentan curvas de fragilidad para todos los casos en estudio. Se analizó el efecto del parámetro “n” del modelo ImpactMaterial que representa el fenómeno de impacto, para luego estudiar el efecto del ángulo de esviaje y del número de vanos.

6.3.1 Efecto del impacto

En esta sección se presenta el análisis del efecto del impacto en la fragilidad de un puente de dos vanos con 30 [°] de esviaje. Para analizar el efecto del impacto se consideró tres valores del parámetro “n” del material ImpactMaterial de OpenSees y un caso sin impacto. Cabe destacar que el análisis sin impacto fue considerado asumiendo que la distancia estribo-tablero es infinita. Adicional a esto se realizaron los análisis dinámicos no lineales con y sin topes sísmicos, pues estos limitan los desplazamientos transversales y rotaciones de la superestructura, afectando el análisis de la influencia del impacto y del parámetro “n”.

En la Figura 6-3 se presentan las curvas de fragilidad con y sin topes sísmicos, para los casos sin impacto y para los diferentes valores de “n” estudiado. En esta figura y en la presente sección se utilizará la nomenclatura indicada en la leyenda para referirse a cada caso, donde:

- CT: Análisis con topes sísmicos interiores y exteriores.
- ST: Análisis sin topes sísmicos interiores y exteriores.
- Simp: Análisis sin considerar impacto.
- N1, N1.5 y N3= Análisis considerando impacto, con valores de “n” igual a 1, 1.5 y 3 respectivamente.

En la Figura 6-4 se presentan las diferencias máximas en las probabilidades de excedencia para los estados leve, moderado, extenso y completo, para los diferentes valores de “n” con respecto al caso sin impacto, las que se calcularon según la ecuación (6-2). Por ejemplo, la designación CT-N1/CT-Simp presenta la diferencia máxima en las probabilidades de excedencia entre los casos con impacto y n=1, con respecto al caso sin impacto, considerando topes sísmicos.

$$\text{Si se considera topes sísmicos } Dif_i = CTN_i - CT\text{Simp} \quad (6-2)$$

$$\text{Si no considera topes sísmicos } Dif_i = STN_i - ST\text{Simp}$$

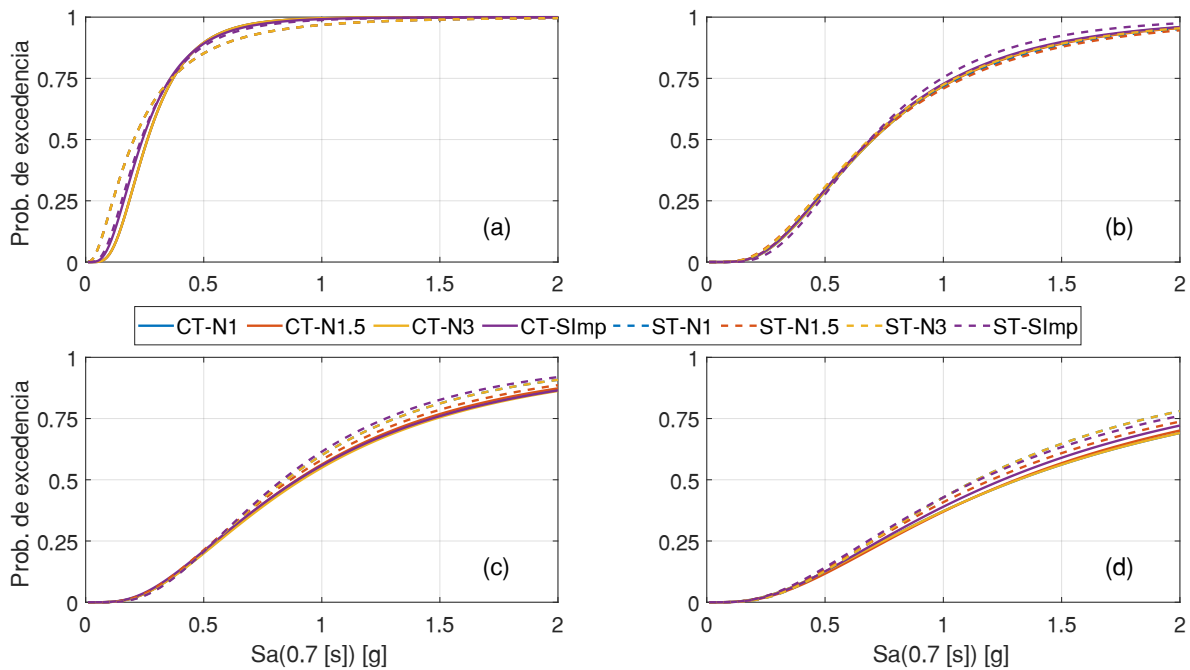


Figura 6-3 - Curvas de fragilidad - Efecto del impacto y del parámetro "n": (a) Estado de daño leve (b) Estado de daño moderado (c) Estado de daño extenso (d) Estado de daño completo

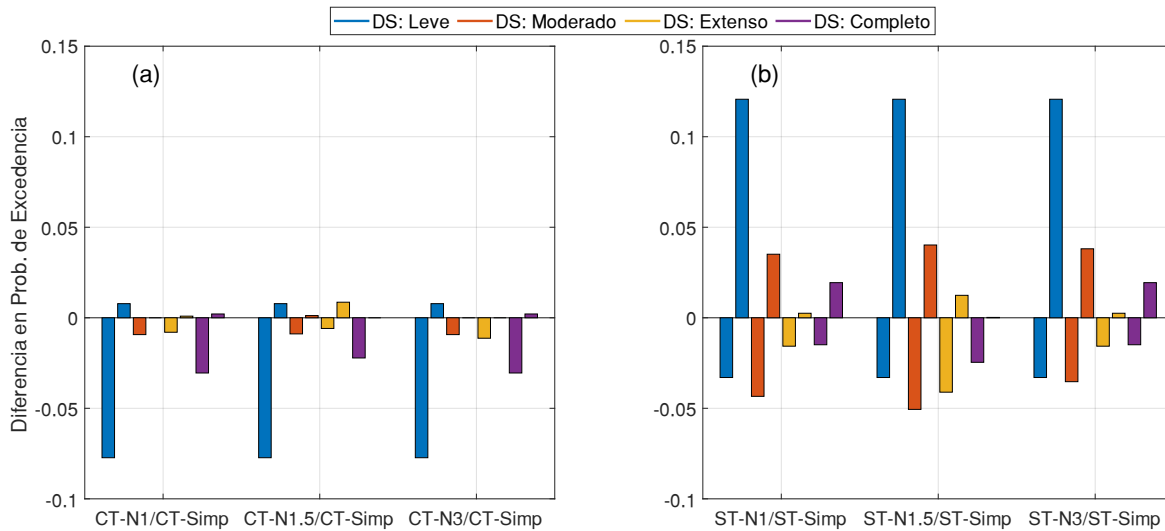


Figura 6-4 - Máximas diferencias en probabilidades de excedencia producto del impacto. (a) Con topes sísmicos (b) Sin topes sísmicos

La Figura 6-3 (a), (b), (c) y (d) presentan las curvas de fragilidad de los casos estudiados y para los estados de daño leve, moderado, extenso y completo respectivamente. Es posible observar que, al considerar topes sísmicos, las diferencias entre las curvas de fragilidad son prácticamente nulas. La Figura 6-4 (a) presenta las diferencias máximas entre las curvas de fragilidad para este caso y se puede observar que las diferencias son mínimas con respecto al caso sin impacto, independiente del valor de “n”. Cabe destacar que, si bien las diferencias son bajas, se observan diferencias negativas de mayor magnitud que las positivas, lo que indica que el no considerar el impacto provoca que las probabilidades de excedencia sean levemente mayores.

Para el caso sin topes sísmicos se observan mayores diferencias en las probabilidades de excedencia entre los casos con y sin impacto, considerando los diferentes valores de “n”. La Figura 6-4 (b) evidencia un aumento en las diferencias entre las curvas de fragilidad, especialmente en el estado de daño leve. A pesar de esto, no se observa una gran relevancia en el parámetro “n”.

A modo de comprender el efecto del parámetro “n” en la respuesta sísmica, se presenta en la Figura 6-5 información sobre los impactos que ocurrieron en el puente prototipo durante todos los análisis realizados (los 30 tríos de registros de cada franja), considerando topes sísmicos. Para la construcción de estos gráficos se obtuvo la magnitud

de los impactos ocurridos para cada valor de “n”, en cada registro de todas las franjas analizadas. En la Figura 6-5 (a) se presenta un gráfico boxplot de la magnitud de la fuerza de todos los impactos ocurridos en todos los análisis realizados. Cabe destacar que la mayoría de estos ocurren para registros de la franja 3 y franja 4. En este gráfico se observa que el valor medio de la fuerza es de 1460, 1274 y 1274 [kN] para valores de “n” de 1, 1.5 y 3 respectivamente. Como se detalló en el estado del arte de esta tesis y como se indicará en la siguiente sección, el impacto induce rotaciones y demandas de desplazamientos en el tablero, por lo que el primer impacto ocurrido modifica el resto de la respuesta sísmica del puente. Esto puede crear un sesgo en los valores observados en la Figura 6-5 (a), pues si el primer impacto es diferente para cada caso de “n”, esto podría inducir más o menos impactos, con diferentes magnitudes para cada análisis tiempo-historia. Es por esto por lo que en la Figura 6-5 (b) se presenta un boxplot de los primeros impactos de cada registro, con el objeto de analizar el efecto de “n” en ese impacto en particular. En este gráfico se observan valores medios de fuerza de 2265, 1202 y 2144 [kN] para valores de “n” de 1, 1.5 y 3, respectivamente. Tanto en la Figura 6-5 (a) como en (b) se observan diferencias en la magnitud media. Sin embargo, en (b) estas diferencias son mucha más importantes, siendo casi de 1000 [kN]. Como se mencionó en la sección 4.11, la rigidez del elemento de impacto disminuye al aumentar el valor de “n” lo que debería implicar que la magnitud de las fuerzas disminuyan. Sin embargo, esto no se observa en los resultados, en donde la media de la fuerza es menor tanto en la Figura 6-5 (a) como en (b) cuando “n” es igual a 1.5.

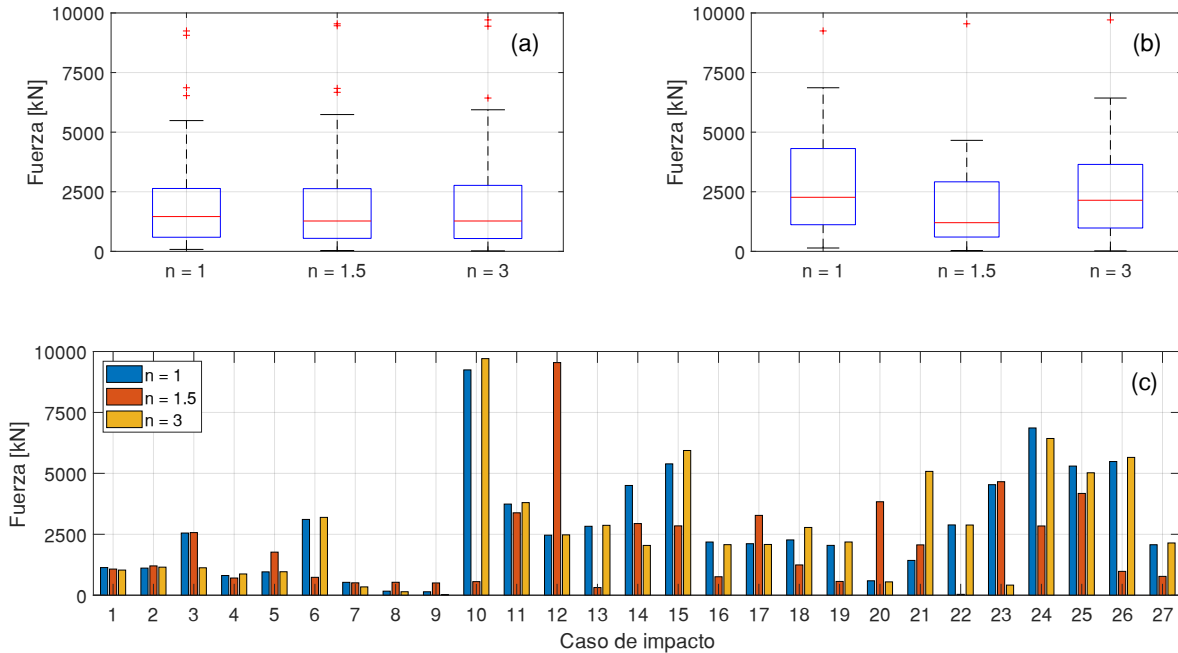


Figura 6-5 - Efecto del parámetro "n" en la fuerza de impacto – Caso con topes sísmicos: (A) Boxplot de todos los impactos ocurridos (B) Boxplot de los primeros impactos (C) Gráfico de barras de magnitudes de primeros impactos.

La Figura 6-5 (c) complementa lo mencionado anteriormente. En esta figura se obtuvo el primer impacto obtenido durante el análisis de cada registro de las cuatro franjas. En esta figura se observa que en solo 27 casos se presentan impactos. Cabe destacar que como se consideró 30 registros y cuatro franjas, los casos totales son 120. No se observa una tendencia similar a la mostrada en (a) y en (b), pues en muchos casos las fuerzas son similares para los diferentes valores de "n" analizados (casos 1, 2, 4, 7, etc). Además de esto existen casos en donde la magnitud para "n" igual a 1.5 es demasiado baja con respecto a los otros casos, como en los casos 10, 13 o 22. De este análisis se concluye que, si bien el parámetro "n" afecta la magnitud de la fuerza de impacto, no se observa una tendencia clara de la influencia del parámetro.

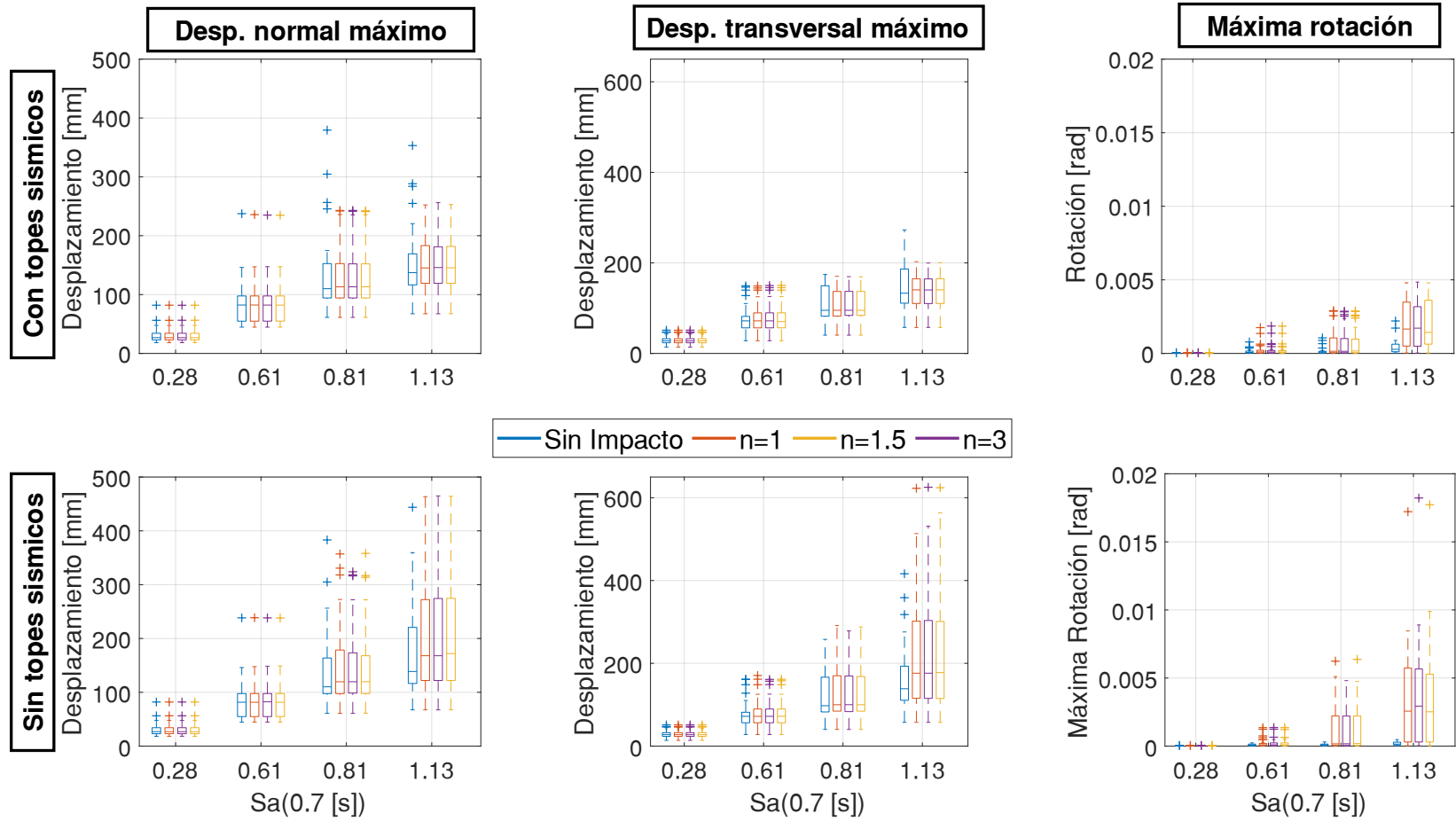


Figura 6-6 -Gráficos boxplot – Efecto del impacto en desplazamientos normales, transversales y rotaciones máximas – Con y sin topes sísmicos

En la Figura 6-6 se presentan gráficos boxplot del desplazamiento normal, transversal y rotaciones máximas de la superestructura para los diferentes casos estudiados. Esto complementa lo observado en la Figura 6-3, en donde no se observa una gran relevancia del parámetro “n”.

Por otro lado, el efecto de considerar o no el impacto no queda claro al observar la Figura 6-3 y Figura 6-4, pues como se mencionó anteriormente, si bien se aprecian diferencias en las probabilidades de excedencia, estas no son tan importantes. En la Figura 6-6 se observa que el impacto no genera grandes diferencias en los desplazamientos normales máximos. Con respecto a los desplazamientos transversales, al considerar topes sísmicos se observa que la diferencia entre la longitud de la caja del boxplot, al comparar el caso sin impacto y el caso con impacto y $n=1.5$ es baja. Cabe destacar que la longitud de la caja del boxplot representa la diferencia entre el percentil 75 y 25. Esta diferencia es más notoria al no considerar topes sísmicos, en donde el percentil 75 aumenta de 193 [mm] a 300 [mm] al considerar el impacto, para ST-SImp y ST-N1.5 y. Esto también se evidencia en los valores máximos y atípicos de los boxplot, los que aumentan al considerar el impacto. Este aumento también se ve reflejado al observar las rotaciones máximas del tablero. A modo de ejemplificar el efecto del impacto en los desplazamientos y rotaciones, se presenta en la Figura 6-7 resultados tiempo historia del registro de la estación HMBCX (2014) escalado a la franja cuatro. En (a) se observa un impacto en $t=78.86$ [s] indicado con una línea punteada negra, el que induce un aumento de rotación en la superestructura como se observa en (b), lo que se ve reflejado en el aumento de los desplazamientos transversales observados en (c). El mecanismo por el cual el impacto induce rotaciones será analizado en la siguiente sección.

Si bien se observa que el impacto puede inducir rotaciones, esto no se ve reflejado en las curvas de fragilidad. Cabe destacar que los desplazamientos y rotaciones de la superestructura no depende solo del impacto, también se ve influenciada por el comportamiento de todos los elementos que componen al puente y por los registros. A modo de ejemplo se presenta en la Figura 6-8 los resultados tiempo historia del registro de la estación ARICA CHACALLUTA (2001) de la franja 2. En esta figura se observa que tras el impacto se produce un aumento en la rotación del tablero, lo que induce una

disminución en los desplazamientos transversales de 20 [mm] aproximadamente. Cuando no se considera el impacto, se observa en (b) que las rotaciones son bajas, lo que evidencia que la superestructura esta desplazada transversalmente y está oscilando en torno a 70 [mm] aproximadamente, valor que disminuye por el efecto del impacto. De esto se concluye que, si bien el impacto puede provocar aumentos en la demanda de rotaciones y desplazamientos, esto no quiere decir que ocurra en todos los casos. Cabe destacar que la respuesta sísmica de puentes también depende del comportamiento de los diferentes componentes y del registro considerado.

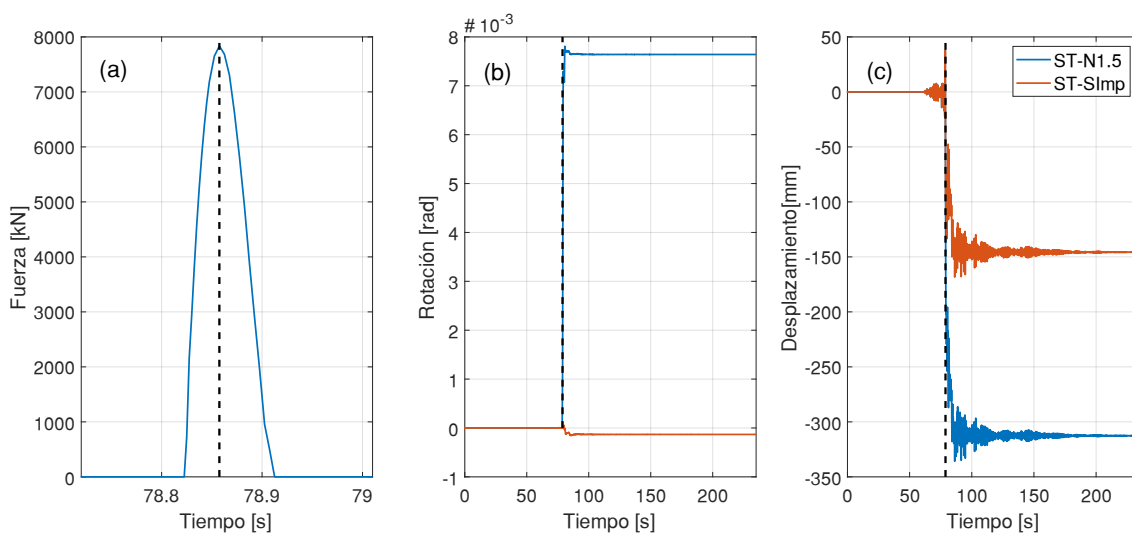


Figura 6-7 - Efecto del impacto en rotaciones y desplazamientos transversales – Registro estación HMBCX (2014). (a) Tiempo-historia de la fuerza de impacto. (b) Tiempo-historia de la rotación de la superestructura. (c) Tiempo-historia del desplazamiento transversal de la superestructura.

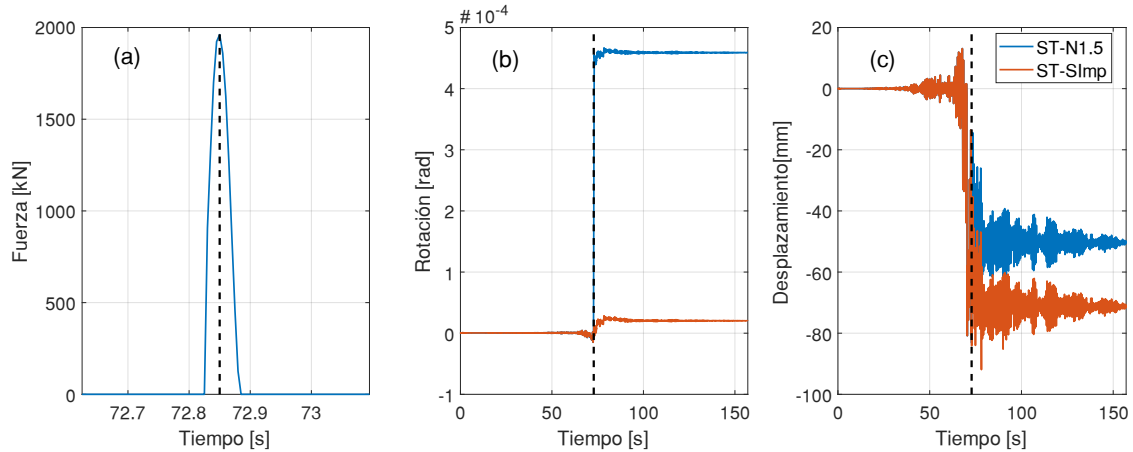


Figura 6-8 - Efecto del impacto en rotaciones y desplazamientos transversales – Registro estación ARICA CHACALLUTA (2001). (a) Tiempo-historia de la fuerza de impacto. (b) Tiempo-historia de la rotación de la superestructura. (c) Tiempo-historia del desplazamiento transversal de la superestructura.

6.3.2 Efecto del esviaje

En la Figura 6-9 se presentan las curvas de fragilidad para esviajes de 0 – 15 – 30 – 45 [°], para todos los estados de daño y número de vanos estudiados. Se observa que para el estado leve no se observan grandes diferencias en las curvas de fragilidad. Para el estado de daño moderado, extenso y completo, el esviaje produce un aumento en las probabilidades de excedencia para 2, 3 y 4 vanos. Sin embargo, para bajas intensidades se observan casos en donde las probabilidades disminuyen. En la Figura 6-10 se presentan los máximos aumentos o disminuciones en las probabilidades de excedencia con respecto a un puente recto, es decir, 0 [°] de esviaje. Se observan que los mayores aumentos provocados por el esviaje e impacto son para los estados de daño extenso y completo. Esto puede explicarse pues, como se mencionó anteriormente, la mayor cantidad de impactos se observó en las franjas 3 y 4, las que pueden estar influenciando de mayor manera las curvas de fragilidad de los estados de daño extenso y completo.

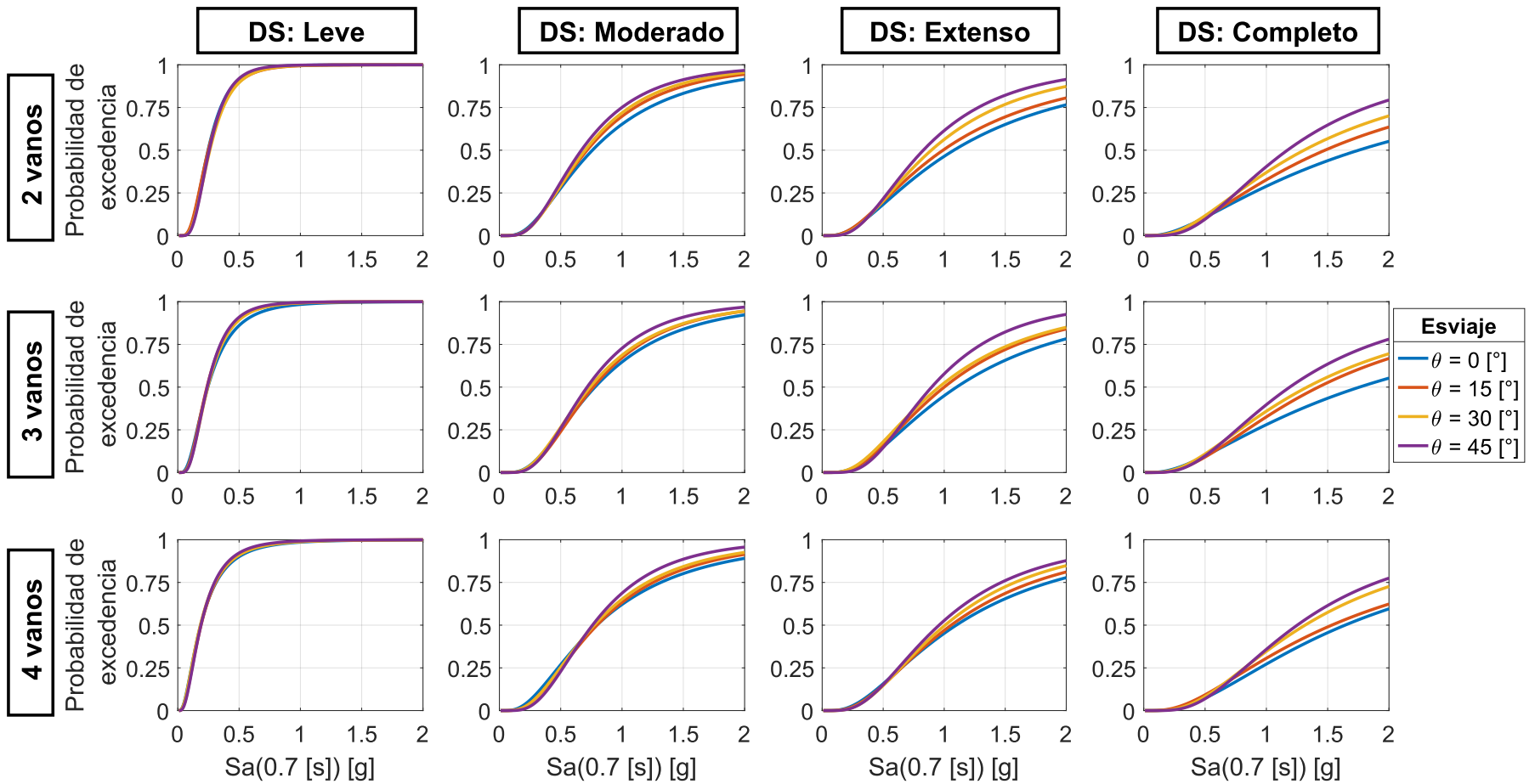


Figura 6-9 - Efecto del ángulo de esviaje en las curvas de fragilidad

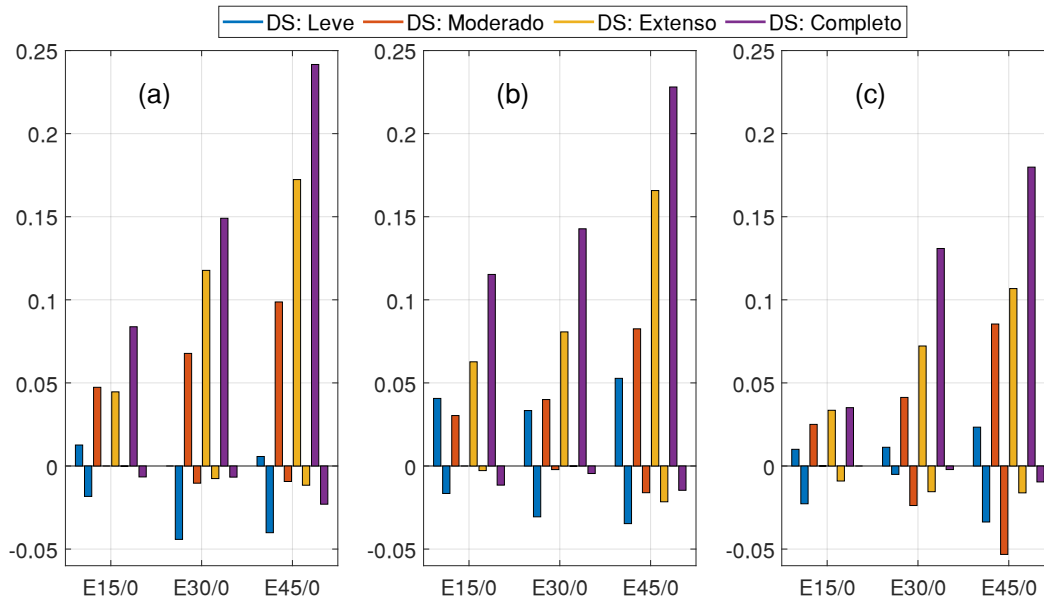


Figura 6-10 - Diferencias máximas en las probabilidades de excedencias - Efecto del esviaje. (a) Puente de 2 vanos. (b) Puente de 3 vanos. (c) Puente de 4 vanos

Una de las principales consecuencias del impacto es que induce rotación en el tablero. En la Figura 6-11 se presenta un esquema de un tablero esviado, las fuerzas de impacto (en azul) y roce (rojo) y la rotación inducida por el impacto se representa con el tablero dibujado con línea punteada roja. Estas fuerzas provocan un momento torsor en la superestructura y por ende la rotación de la superestructura. A modo de ejemplo, en la Figura 6-12 se presenta los resultados tiempo-historia del registro de la estación MAUL03R (2010) de la franja 3, con el parámetro “n” igual a 1.5 y para ángulos de esviaje igual a 0 y 45 [°]. En esta figura en (a) se aprecia que en el instante $t=67.27$ [s] ocurre un impacto, representado con una línea punteada negra, y esto produce un aumento de la rotación del tablero solo en el puente esviado, tal como se indica en (b). Esta rotación provoca que los desplazamientos en la dirección transversal del puente esviado aumenten notoriamente como se observa en la Figura 6-12 (c).

A pesar de lo anterior, es posible que el fenómeno de impacto provoque un aumento en la rotación de tableros rectos, a raíz de la fuerza de roce ($F_{\mu 1}$ y $F_{\mu 2}$) indicada en la Figura 6-11 en rojo, la que hace momento torsor en torno al centro de masas. Esto no es posible

observarlo en el presente trabajo, pues el fenómeno de impacto se modeló sin considerar dicha fuerza de roce.

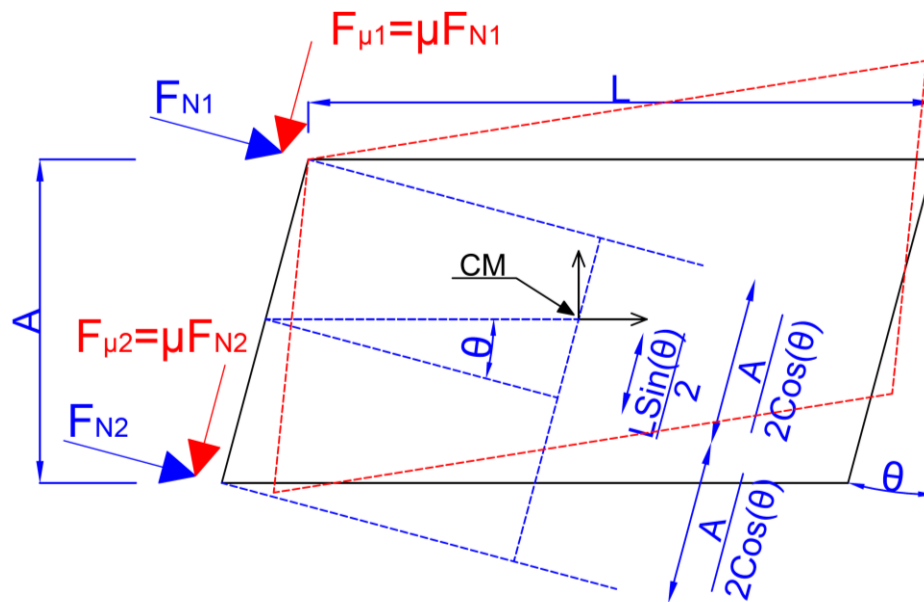


Figura 6-11 - Esquema de rotación del tablero por impacto

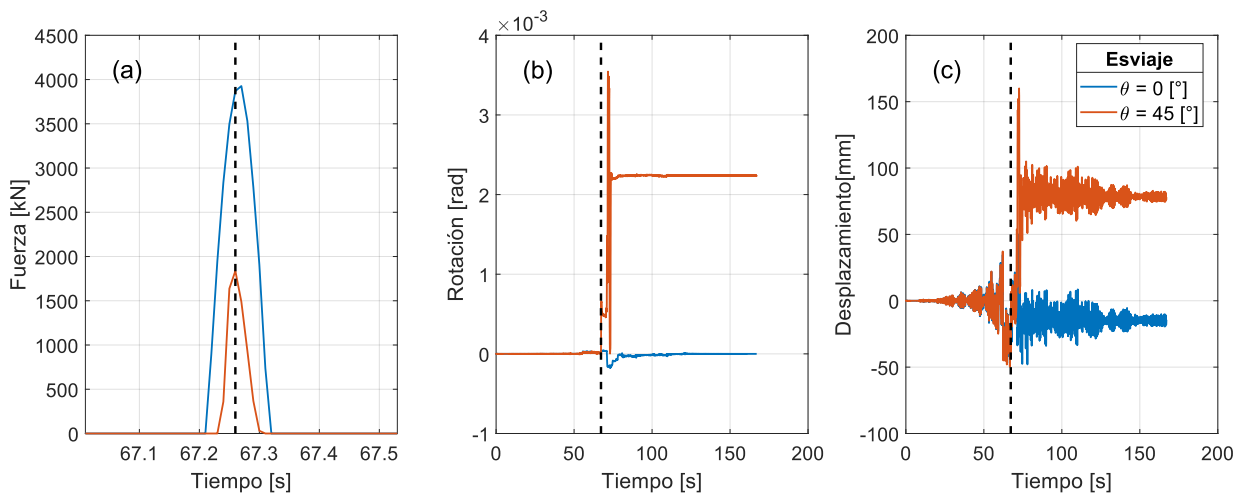


Figura 6-12 - Rotación inducida por impacto y ángulo de esviaje – Registro de la estación MAUL03R (2010): (a) Fuerza de impacto (b) Rotación de la superestructura (c) Desplazamiento transversal de un extremo de la superestructura

Con respecto al ángulo de esviaje, es posible observar en la Figura 6-11 que el brazo de las fuerzas de impacto aumenta con el ángulo de esviaje, por lo tanto, el momento torsor

que produce el impacto en el tablero y las rotaciones inducidas también deberían aumentar con el ángulo de esviaje. En la Figura 6-13 se presentan un boxplot con las rotaciones máximas del tablero para cada ángulo de esviaje. En este gráfico se consideró solo el puente de dos vanos. En primer lugar, se puede observar cómo las rotaciones del tablero son prácticamente nulas para 0.28 [g] de ordenada espectral, esto por la nula cantidad de impactos ocurridos en este nivel. Para aceleraciones espectrales de 0.61 y 0.81 [g] las medias siguen siendo bajas, pero los valores atípicos comienzan a crecer tanto con el nivel de intensidad como con el esviaje. Esto indica que, si bien en estos niveles existen impactos, esto no ocurre para la mayoría de los registros de las franjas. Para la franja de 1.13 [g] se observa rotaciones significativas, especialmente para 15, 30 y 45 [°] de esviaje. Se observa que la media de rotación es de 0.2E-03, 1.2E-03, 1.4E-03 y 1.6E-03 [rad] para esviajes de 0, 15, 30 y 45 [°]. Este aumento en las rotaciones también se observa en los percentiles 75, los que aumentan de 0.2E-03 a 3.7E-03, para esviajes de 0 y 45 [°] respectivamente.

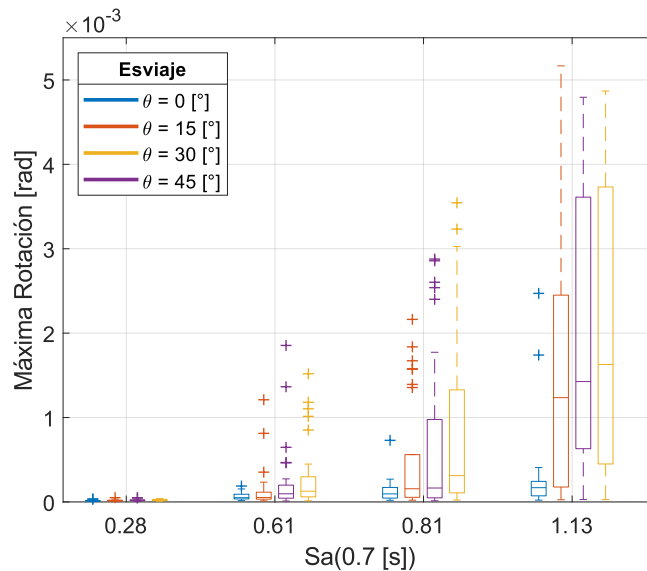


Figura 6-13 - Efecto del ángulo de esviaje en la rotación máxima del tablero - Caso puente de 2 vanos

6.3.3 Efecto del número de vanos

En la Figura 6-14 se presentan las mismas curvas de fragilidad presentadas en la Figura 6-9, pero cambiando el enfoque y resaltando el efecto del número de vanos en las curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados de daño y ángulos de esviaje. Para el estado de daño leve se observa que el caso de 4 vanos tiene en general probabilidades de excedencia mayores, excepto en el caso de esviaje de 0 [°], en donde a partir de 0.44 [g] la curva de 2 vanos es la que presenta mayores probabilidades de excedencia. Para el estado de daño moderado se observa que las probabilidades de excedencia mayores son las asociadas a 2 vanos, luego 3 y 4 vanos, a pesar de que las diferencias son bajas. Esto no se observa para el caso de esviaje de 0 [°] en donde las curvas de 2 y 3 vanos son prácticamente iguales y levemente mayores a la curva de 4 vanos. Con respecto al estado de daño extenso y completo, se observa que las curvas de fragilidad son muy similares.

A partir de la Figura 6-11, se presenta en la ecuación (6-3) la expresión del momento torsor producido por el impacto, sin considerar el efecto de la fuerza de roce. En esta expresión se observa que si se supone una distribución uniforme de la fuerza de impacto ($F_1 = F_2$), el momento torsor no depende del largo del puente. Cabe destacar que pueden existir casos en donde la distribución de la fuerza de impacto no sea uniforme, aspecto que requiere mayor estudio. Otro aspecto relevante en las demandas de rotación y desplazamiento en puentes es la inercia del tablero, la rigidez y cantidad de elastómeros de este. Todo lo antes mencionado afecta tanto a las fuerzas de impacto, como a la respuesta de la superestructura frente al momento torsor inducido.

$$M_{Torsor} = F_1 \cdot \left(\frac{A}{2\cos(b)} + \frac{L\sin(b)}{2} \right) + F_2 \cdot \left(\frac{A}{2\cos(b)} - \frac{L\sin(b)}{2} \right) \quad (6-3)$$

$$M_{Torsor} = \frac{A}{2\cos(b)} (F_1 + F_2) + \frac{L\sin(b)}{2} (F_1 - F_2)$$

En la Figura 6-15 se presentan gráficos boxplot de la rotación máxima, número y fuerza máxima del impacto, considerando un esviaje fijo de 30 [°]. En la Figura 6-15 (a) se presenta la rotación máxima del tablero y se aprecian valores bajos para las franjas de 0.28 y 0.61 [g] de aceleración espectral. Para 0.81 [g] de aceleración espectral, las medias de rotación suben levemente a valores de 1.7E-04, 3.0E-04 y 1.2E-04 [rad] para 2, 3 y 4 vanos respectivamente, mientras que los percentiles 75 son 9.8E-04, 10.2E-04 y 4.0E-04 [rad].

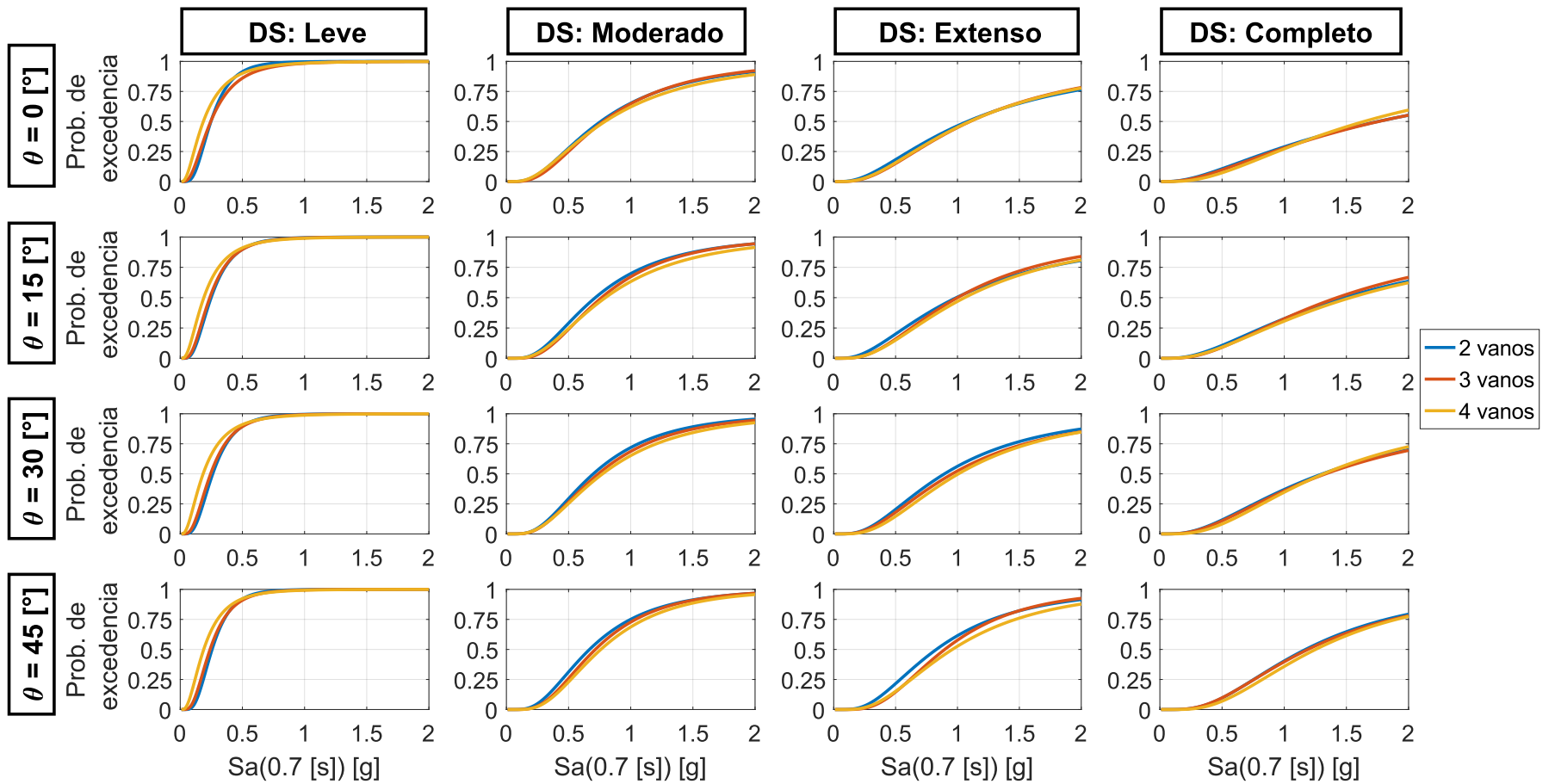


Figura 6-14 - Efecto del número de vanos en las curvas de fragilidad

Cabe destacar que, si bien no se aprecian grandes diferencias en los valores medios, en los percentiles 75 se evidencian rotaciones mayores para los puentes de 2 y 3 vanos. Las diferencias de ven más acentuadas en la franja de 1.13 [g] de aceleración espectral, en donde los valores medios son 1.4E-03, 1.5E-03 y 0.6E-03 [rad] para los puentes de 2, 3 y 4 vanos, respectivamente. En este caso se observan valores similares en las medias de 2 y 3 vanos, pero uno mucho menor en el caso de cuatro vanos. Con respecto a los percentiles 75, se aprecian rotaciones de 3.6E-03, 2.5E-03 y 1.6E-03 [rad] para 2, 3 y 4 vanos, evidenciando rotaciones mayores en los puentes de dos vanos. Estos resultados podrían hacer inferir que las curvas de fragilidad de los casos de 2 y 3 vanos deberían ser mucho mayores a la de 4 vanos, pero cabe destacar que la demanda de desplazamiento transversal producida por la rotación también depende del largo del puente ($Demanda\ disp = \theta \cdot L$). Dado lo anterior es posible que puentes más largos tengan menor demanda de rotación, pero aun así tengan grandes demandas de desplazamientos.

En la Figura 6-15 (b) se presenta un boxplot del número de impactos para los casos de estudio. Se observa que en general las medias son bajas y no varían mucho con respecto al número de vanos. Analizando los valores atípicos se puede concluir que en este aspecto los puentes de 2 y 3 vanos tienen más impactos que el de 4 vanos. Cabe destacar que, a pesar de estos resultados, el número de impactos que ocurren durante un evento sísmico puede depender de muchos aspectos relacionados a los registros sísmicos y a las propiedades de los materiales del puente.

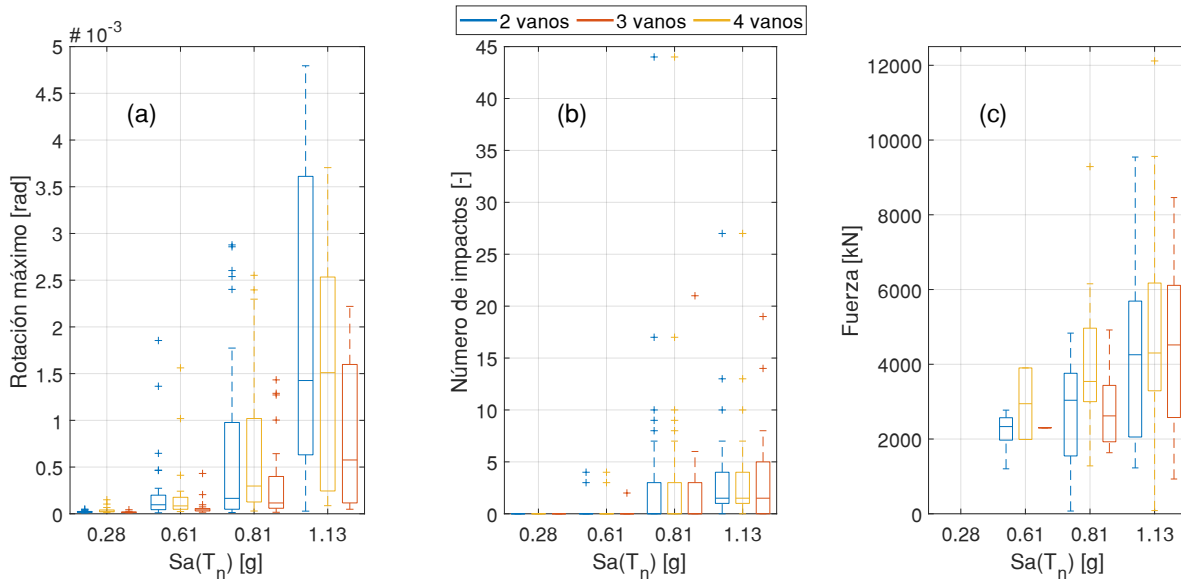


Figura 6-15 - Efecto de la cantidad de vanos – Ángulo de esviaje = 30 [°]: (A) Rotación máxima (B) Número de impactos (C) Fuerza máxima de impactos

En la Figura 6-15 (c) se presenta la fuerza máxima de impacto y se observa que para intensidades de 0.61 y 0.81 [g] la fuerza máxima media ocurre en el puente de 3 vanos, mientras que para 1.13 [g] de intensidad las medias son muy similares. Cabe destacar que la fuerza de impacto está altamente influenciada por la velocidad de impacto, la que no solo depende del número de vanos, sino también del comportamiento de los componentes del puente y de los registros sísmicos.

A modo de resumen se presenta en la Figura 6-16 las curvas de fragilidad para el número de vanos y ángulos de esviaje estudiados. En esta figura se presenta la siguiente denominación para cada caso de estudio:

$$VAE\theta$$

Donde,

- A: N° de vanos = 2, 3 y 4.
- θ : Ángulo de esviaje = 0, 15, 30 y 45 [°].

Para el estado de daño leve se observa que los puentes de 4 vanos tienen mayores probabilidades de excedencia. Para los estados de daño moderado, extenso y completo, el

caso de dos vanos y esviaje de 45 [°] (V2E45) presenta las mayores probabilidades de excedencia. En esta figura y lo descrito anteriormente se concluye que el ángulo de esviaje tiene una mayor relevancia en las curvas de fragilidad que el número de vanos.

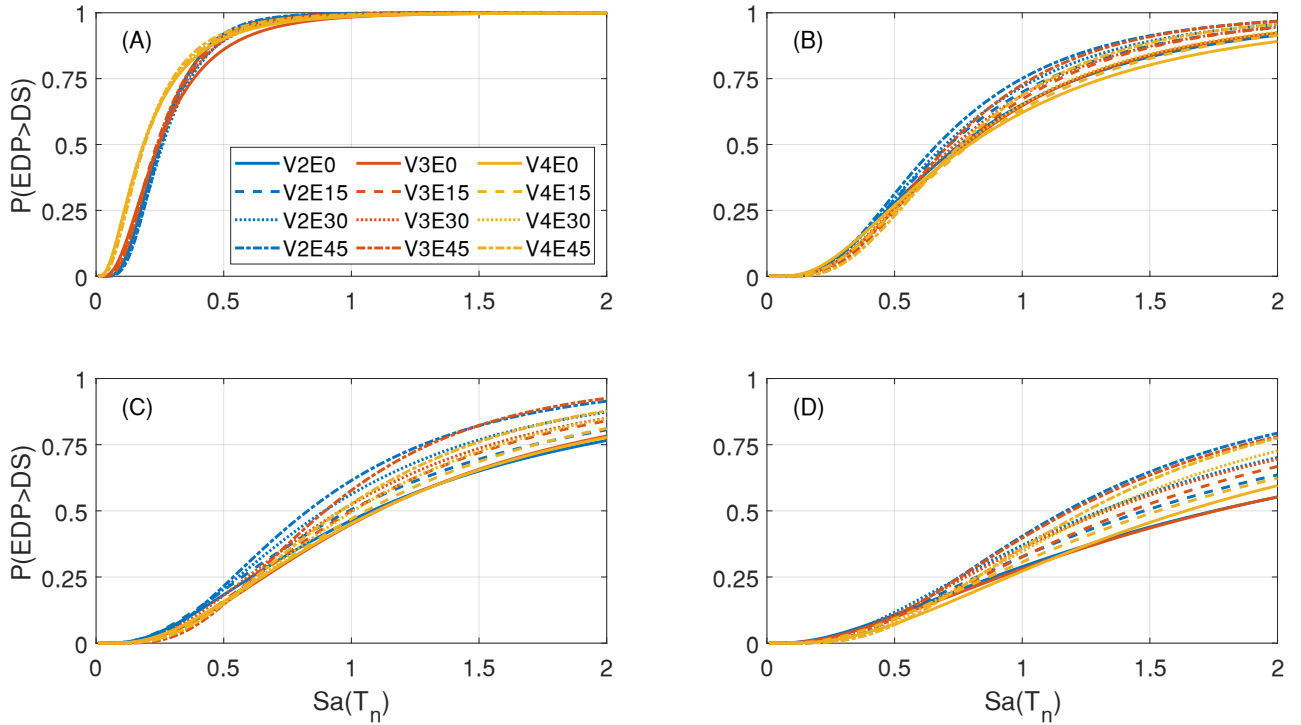


Figura 6-16 - Efecto del ángulo de esviaje y del número de vanos en la fragilidad de puentes. (a) Estado de daño leve (b) Estado de daño moderado (c) Estado de daño extenso (d) Estado de daño completo

CAPITULO VII

7 CONCLUSIONES

En el presente capítulo se presentan las conclusiones de este trabajo de tesis. En primera instancia se estudió el modelo de impacto de Muthukumar [10], implementado en OpenSees [12] con el material *ImpactMaterial*, realizando un análisis de sensibilidad local y global de los parámetros. Luego, se realizaron análisis dinámicos no lineales con el objeto de construir curvas de fragilidad para estados de daño leve, moderado, extenso y completo asociados al desplazamiento máximo de elastómeros. En este análisis se analizó el efecto del impacto, número de vanos, el ángulo de esviaje y del parámetro “n” del modelo de impacto. A continuación, se presentan las principales conclusiones.

- A partir del análisis de sensibilidad local y global realizado se obtuvo que los parámetros de mayor relevancia del modelo de impacto de Muthukumar [10] fueron “n” y δ_m . Cabe destacar que se realizó el análisis de sensibilidad en una primera instancia, pero los valores de fuerza de impacto obtenidos no se ajustaron demasiado a los resultados experimentales de Wu [8]. Esto puede explicarse tanto por el modelo de Muthukumar, el que puede no representar de manera precisa el fenómeno de impacto, como por la media y límites que se le asignó a cada valor de entrada del modelo. Se realizaron iteraciones y se obtuvo un mejor ajuste. De estas iteraciones el cambio más considerable fue la disminución de la media de K_h definida por Muthukumar [10].
- Se analizó el efecto del impacto en un puente de dos vanos y de esviaje igual a 30 [°], con y sin topes sísmicos. Se apreció un aumento en la media de la rotación máxima de 16 veces con respecto al caso sin impacto, para los análisis realizados sin topes sísmicos, sin embargo, esto no se vio reflejado en las curvas de fragilidad. Lo anterior se explica pues hubo casos en donde no se consideró el impacto y el puente deslizó sobre las placas elastoméricas y comenzó a oscilar en torno a ese punto. Al considerar el impacto la

rotación produjo una disminución del desplazamiento transversal, logrando un recentreo del tablero en algunos casos.

- Del análisis del parámetro “n” en las curvas de fragilidad se obtuvo que, si bien había diferencias en las magnitudes de impacto, estas no reflejan cambios considerables en las rotaciones máximas del tablero y por consiguiente en la demanda de desplazamientos. Esto último explica la prácticamente nula influencia de “n” en las curvas de fragilidad.
- Con respecto al ángulo de esviaje se observa que las probabilidades de excedencia aumentaban con el aumento del esviaje, para todos los estados de daño y cantidad de vanos considerado en este estudio. Se apreciaron aumentos de 9%, 15% y 24% en la probabilidad de daño completo para esviajes de 15, 30 y 45 [°] con respecto al puente recto y de dos vanos. Lo anterior debido principalmente a las fuerzas de impacto que, en conjunto con el ángulo de esviaje, inducen rotaciones y desplazamientos excesivos en el tablero.
- Con respecto al número de vanos se observó que, para el estado de daño leve, el prototipo de cuatro vanos obtuvo mayores probabilidades de excedencia. Para el resto de los estados de daño si bien se observa que las curvas asociadas al prototipo de dos vanos son mayores, las diferencias son bastante bajas (menores al 10%).
- Con respecto al efecto del ángulo de esviaje y del número de vanos, se observa que en general el efecto del ángulo de esviaje es el más importante para las curvas de fragilidad asociadas al desplazamiento máximo de elastómeros. Lo anterior no se observa para el estado de daño leve en donde, como se mencionó anteriormente, el prototipo de cuatro vanos presenta mayores probabilidades de excedencia.

7.1 Trabajos futuros

- Se requiere realizar un análisis de sensibilidad considerando otros modelos para caracterizar la fuerza de impacto. Se sugiere considerar tanto el modelo de Hertz damp como el modelo de Muthukumar, pues este último es una simplificación del modelo Hertz damp. Además de lo anterior, contrastar estos análisis con resultados experimentales, tanto para tableros de acero como de hormigón armado.
- Es posible replantearse la definición del parámetro “ K_h ” del modelo de Muthukumar (considerado igual a EA/L) y estudiar el efecto de este parámetro en un análisis de sensibilidad local y global.
- Estudiar el efecto de la velocidad de impacto en el fenómeno.
- Con respecto al estudio asociado al desempeño sísmico de puentes es posible realizar estudios similares a este, pero considerando otras tipologías de puentes: puentes integrales, tipo arco, colgantes, entre otros.

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] *Manual de Carreteras*. Santiago, Chile: Ministerio de Obras Públicas, 2020.
- [2] J. M. Kulicki, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th ed*, no. September. 2017.
- [3] P. Jennings, “Engineering features of the San Fernando earthquake of February 9, 1971.,” Pasadena, California, 1971.
- [4] K. Kawashima, S. Unjoh, J. I. Hoshikuma, and K. Kosa, “Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, earthquake,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 15, no. 7, 2011, doi: 10.1080/13632469.2011.575531.
- [5] K. Kawashima and S. Unjoh, “The damage of highway bridges in the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 1, no. 3, 1997, doi: 10.1080/13632469708962376.
- [6] C. C. J. Lin, H. H. Hung, K. Y. Liu, and J. F. Chai, “Reconnaissance observation on bridge damage caused by the 2008 Wenchuan (China) earthquake,” *Earthq. Spectra*, vol. 26, no. 4, 2010, doi: 10.1193/1.3479947.
- [7] N. Chouw and H. Hao, “Pounding damage to buildings and bridges in the 22 february 2011 christchurch earthquake,” *Int. J. Prot. Struct.*, vol. 3, no. 2, 2012, doi: 10.1260/2041-4196.3.2.123.
- [8] S. Wu, “Effect of Skew on Seismic Performance of Bridges with Seat-Type Abutments,” University of Nevada, 2016.
- [9] M. Yashinsky, J. Moehle, and M. Eberhard, “Earthquake Damage to Bridges,” in *Bridge Engineering Handbook, Second Edition*, CRC Press, 2014, pp. 53–98.
- [10] S. Muthukumar, “A Contact Element Approach with Hysteresis Damping for The Analysis and Design of Pounding in Bridges,” PhD Dissertation, Georgia Institute of Technology, 2003.
- [11] S. Marelli and B. Sudret, “UQLab: A Framework for Uncertainty Quantification in Matlab,” in *Vulnerability, Uncertainty, and Risk*, Jun. 2014, pp. 2554–2563, doi:

10.1061/9780784413609.257.

- [12] F. McKenna, G. Fenves, and M. Scott, "Open System for Earthquake Engineering Simulation," *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. 2000.
- [13] W. Goldsmith, *IMPACT: The Theory and Physical Behaviour of Colliding Solids*. 1960.
- [14] H. M. Lankarani and P. E. Nikravesh, "A contact force model with hysteresis damping for impact analysis of multibody systems," *J. Mech. Des. Trans. ASME*, vol. 112, no. 3, 1990, doi: 10.1115/1.2912617.
- [15] B. F. Maison and K. Kasai, "Dynamics of pounding when two buildings collide," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 21, no. 9, 1992, doi: 10.1002/eqe.4290210903.
- [16] S. A. Anagnostopoulos, "Pounding of buildings in series during earthquakes," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 16, no. 3, 1988, doi: 10.1002/eqe.4290160311.
- [17] H. R. Hertz, "Uber die Berührung fester elastischer Körper und über die Harte," *Verhandlung des Vereins zur Beforderung des Gewerbefleißes, Berlin*, vol. 92, 1882.
- [18] R. O. Davis, "Pounding of buildings modelled by an impact oscillator," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 21, no. 3, 1992, doi: 10.1002/eqe.4290210305.
- [19] K. T. Chau and X. X. Wei, "Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 30, no. 5, 2001, doi: 10.1002/eqe.27.
- [20] H. M. Lankarani, "Canonical Equations of Motion and Estimation of Parameters in the Analysis of Impact Problems," PhD Dissertation, University of Arizona, 1988.
- [21] V. Prakash, G. H. Powell, S. D. Campbell, and F. C. Filippou, "DRAIN-2DX User Guide," 1992.
- [22] National Academy of Sciences, "The Great Alaska Earthquake of 1964," *Eng. NAS Publ.*, 1964.
- [23] S. A. Mahin, V. V. Bertero, A. K. Chopra, and R. G. Collins, "Response of the Olive view hospital main building during the San Fernando earthquake.," *Rep. No. EERC*

76-22, no. October, 1976.

- [24] V. Bertero, “Observations on Structural Pounding,” *Proc. Int. Conf. Mex. Earthquakes*, pp. 264–278, 1987.
- [25] G. L. Cole, R. P. Dhakal, A. J. Carr, and D. K. Bull, “Building pounding state of the art : Identifying structures vulnerable to pounding damage,” *2010 NZSEE Conf.*, no. 11, 2010.
- [26] M. Yashinsky and M. J. Karshenas, *Fundamentals of seismic protection for bridges*. Earthquake Engineering Research Institute, 2003.
- [27] N. Navarro, “Evaluación de las expresiones para determinar las longitudes mínimas de apoyo en puentes chilenos mediante análisis no lineales,” Universidad Técnica Federico Santa María, 2019.
- [28] S. Aldea, R. Bazaez, R. Astroza, and F. Hernandez, “Seismic fragility assessment of Chilean skewed highway bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 249, 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.113300.
- [29] S. P. Deepu, K. Prajapat, and S. Ray-Chaudhuri, “Seismic vulnerability of skew bridges under bi-directional ground motions,” *Eng. Struct.*, vol. 71, 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.04.013.
- [30] C. S. W. Yang, S. D. Werner, and R. DesRoches, “Seismic fragility analysis of skewed bridges in the central southeastern United States,” *Eng. Struct.*, vol. 83, 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.10.025.
- [31] Y. Huo and J. Zhang, “Effects of Pounding and Skewness on Seismic Responses of Typical Multispan Highway Bridges Using the Fragility Function Method,” *J. Bridg. Eng.*, vol. 18, no. 6, pp. 499–515, 2013, doi: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0000414.
- [32] A. Cortes, “Efecto de la fricción entre el tablero y los estribos en la rotación sísmica del tablero de puentes rectos,” Pontificia Universidad Católica de Chile, 2018.
- [33] Z. Shi and E. G. Dimitrakopoulos, “Nonsmooth dynamics prediction of measured bridge response involving deck-abutment pounding,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol.

46, no. 9, Jul. 2017, doi: 10.1002/eqe.2863.

- [34] C. Kun, L. Jiang, and N. Chouw, "Influence of pounding and skew angle on seismic response of bridges," *Eng. Struct.*, vol. 148, 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.07.024.
- [35] M. S. Saiidi, A. Vosooghi, and R. B. Nelson, "Shake-Table Studies of a Four-Span Reinforced Concrete Bridge," *J. Struct. Eng.*, vol. 139, no. 8, Aug. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000790.
- [36] H. Hao, K. Bi, N. Chouw, and W. X. Ren, "State-of-the-art review on seismic induced pounding response of bridge structures," in *Journal of Earthquake and Tsunami*, 2013, vol. 7, no. 3, doi: 10.1142/S179343111350019X.
- [37] S. Benavides, "Bases para un programa experimental que permita el estudio del fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes esviados," Universidad Técnica Federico Santa María, 2021.
- [38] N. Johnson, R. T. Ranf, M. S. Saiidi, D. Sanders, and M. Eberhard, "Seismic Testing of a Two-Span Reinforced Concrete Bridge," *J. Bridg. Eng.*, vol. 13, no. 2, 2008, doi: 10.1061/(asce)1084-0702(2008)13:2(173).
- [39] P. E. E. R. Center, "Record P0372 - PEER Strong Motion Database." 2009.
- [40] A. Saltelli *et al.*, *Global sensitivity analysis: The primer*. 2008.
- [41] The Mathworks Inc., "MATLAB (R2019a)," *MathWorks Inc.*, 2019.
- [42] M. D. McKay, R. J. Beckman, and W. J. Conover, "A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code," *Technometrics*, vol. 21, no. 2, 1979, doi: 10.2307/1268522.
- [43] M. Abyani and M. R. Bahaari, "A comparative reliability study of corroded pipelines based on Monte Carlo Simulation and Latin Hypercube Sampling methods," *Int. J. Press. Vessel. Pip.*, vol. 181, 2020, doi: 10.1016/j.ijpvp.2020.104079.
- [44] A. Aviram, K. R. Mackie, and B. Stojadinovic, "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California," 2008.

- [45] A. Niemierko, “Modern Bridge Bearings and Expansion Joints for Road Bridges,” in *Transportation Research Procedia*, 2016, vol. 14, doi: 10.1016/j.trpro.2016.05.501.
- [46] B. G. Nielson, “Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones,” Georgia Institute of Technology, 2005.
- [47] R. K. Goel and A. K. Chopra, “Role of Shear Keys in Seismic Behavior of Bridges Crossing Fault-Rupture Zones,” *J. Bridg. Eng.*, vol. 13, no. 4, pp. 398–408, 2008, doi: 10.1061/(asce)1084-0702(2008)13:4(398).
- [48] S. H. Megally, “Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments,” University of California, San Diego, 2002.
- [49] K. Ramanathan, R. DesRoches, and J. E. Padgett, “Analytical fragility curves for multispan continuous steel girder bridges in moderate seismic zones,” *Transp. Res. Rec.*, no. 2202, pp. 173–182, 2010, doi: 10.3141/2202-21.
- [50] A. Martínez, “Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado,” Pontificia Universidad Católica de Chile, 2015.
- [51] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, 1988, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [52] B. V. V. FILIPPOU F.C., POPOV E.P., “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints,” *Earthquake Engineering Research Center*. 1983.
- [53] G. Gazetas, “Foundations Vibrations,” in *Foundation Engineering Handbook*, Springer, Boston, MA, 1991.
- [54] A. Shamsabadi, “Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges,” University of Southern California, 2007.
- [55] CALTRANS, *Caltrans seismic design criteria*. 2013.
- [56] J. W. Baker, “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural

- analysis,” *Earthq. Spectra*, vol. 31, no. 1, 2015, doi: 10.1193/021113EQS025M.
- [57] D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, 2002, doi: 10.1002/eqe.141.
- [58] F. Jalayer, “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-Linear Dynamic Assessments,” Stanford University, 2003.
- [59] J. W. Baker, “Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection,” *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 3, 2011, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000215.
- [60] M. Pagani *et al.*, “OpenQuake Engine: An Open HAZard (and Risk) Software for the Global Earthquake Model,” *Seismol. Res. Lett.*, vol. 85, pp. 692–702, 2014, doi: 10.1785/0220130087.
- [61] B. Idini, F. Rojas, S. Ruiz, and C. Pastén, “Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 15, no. 5, 2017, doi: 10.1007/s10518-016-0050-1.
- [62] G. A. Montalva, N. Bastías, and A. Rodriguez-Marek, “Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 107, no. 2, 2017, doi: 10.1785/0120160221.
- [63] S. Akkar, M. A. Sandikkaya, and J. J. Bommer, “Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 1, 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9461-4.
- [64] D. Bindi *et al.*, “Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 1, 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9525-5.
- [65] D. M. Boore, J. P. Stewart, E. Seyhan, and G. M. Atkinson, “NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes,” *Earthq. Spectra*, vol. 30, no. 3, pp. 1057–1085, Aug. 2014, doi: 10.1193/070113EQS184M.

- [66] G. M. Atkinson and D. M. Boore, “Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 96, no. 6, 2006, doi: 10.1785/0120050245.
- [67] B. Tavakoli and S. Pezeshk, “Empirical-stochastic ground-motion prediction for eastern North America,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 95, no. 6, 2005, doi: 10.1785/0120050030.
- [68] S. Drouet and F. Cotton, “Regional Stochastic GMPEs in Low-Seismicity Areas: Scaling and Aleatory Variability Analysis—Application to the French Alps,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 105, no. 4, pp. 1883–1902, Aug. 2015, doi: 10.1785/0120140240.
- [69] G. Candia, A. Poulos, J. C. de la Llera, J. G. F. Crempien, and J. Macedo, “Correlations of spectral accelerations in the Chilean subduction zone,” *Earthq. Spectra*, vol. 36, no. 2, 2020, doi: 10.1177/8755293019891723.
- [70] J. W. Baker and C. Lee, “An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 22, pp. 708–723, 2018, [Online]. Available: <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1264334>.
- [71] S. Castro, R. Benavente, J. Crempien, G. Candia, and J. C. de la Llera, “A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes. Submitted.” 2021, doi: https://doi.org/10.7764/datasetUC/ING-UC.1170836_1.
- [72] M. Hube, H. Santa María, and F. Villalobos, “Preliminary analysis of the seismic response of bridges during the Chilean 27 February 2010 earthquake,” *Obras y Proy.*, vol. 8, pp. 48–57, 2010.