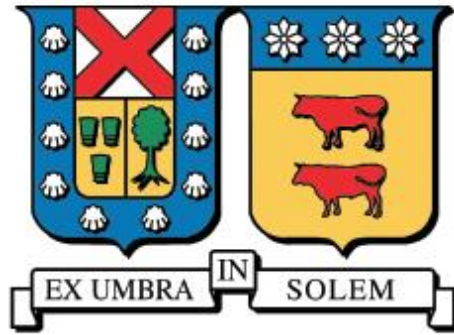




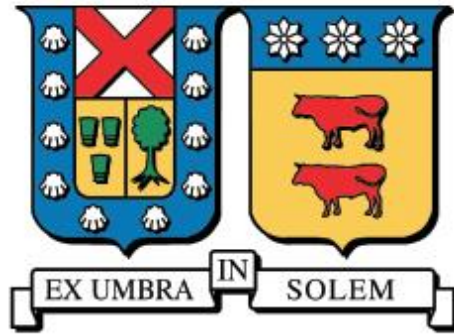
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

EVALUACIÓN DE LAS EXPRESIONES PARA
DETERMINAR LAS LONGITUDES MÍNIMAS DE
APOYO EN PUENTES CHILENOS MEDIANTE
ANÁLISIS NO LINEALES

NIBALDO ANDRÉS NAVARRO CASTRO

INGENIERO CIVIL

2019



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

EVALUACIÓN DE LAS EXPRESIONES PARA
DETERMINAR LAS LONGITUDES MÍNIMAS DE
APOYO EN PUENTES CHILENOS MEDIANTE
ANÁLISIS NO LINEALES

Memoria de Título presentada por

NIBALDO ANDRÉS NAVARRO CASTRO

Como requisito parcial para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

Ramiro Bazáez Gallardo

2019

Agradecimientos

Quisiera comenzar agradeciendo a mi familia, en especial a mis padres y hermanos por su apoyo y guía en toda mi estadía en la universidad, sin ellos esto no habría sido posible.

Además, quisiera agradecer la guía de los profesores de la universidad, en especial la del Dr. Ramiro Bazález que siempre tuvo la mejor disposición para ayudarme en todo el proceso. Quiero destacar también a Dr. Cristian Cruz y MSc. Claudio Sepúlveda que formaron parte de la comisión de revisión de esta memoria. Además, quisiera destacar la ayuda de Alberto Vega, Sofía Aldea y Juan Carlos Muñoz en la confección de esta memoria.

Agradecer también a todos los amigos que he hecho a lo largo de mi estadía en la universidad y en mi colegio, en especial a Francisco Zamorano, Francisco Muñoz, Carol Mendoza, Francisco Soto, Sebastián Sáez y Pablo Villarroel. Quisiera destacar a los amigos que forme en el “Concurso Nacional de Estructuras”, en especial a Francisco Sáez y Perla Gómez.

Resumen

Tras el Terremoto de Maule del 2010 se observó colapsos en puentes viales y peatonales en Chile, lo que mermó la conectividad vial del país. En mucho de estos casos se observó la caída del vano de los puentes, lo que motiva a estudiar las expresiones normativas para obtener la longitud mínima de mesa de apoyo. En este contexto, la presente memoria de título busca evaluar las expresiones para obtener la longitud mínima de mesa de apoyo, a través de un análisis no lineal dinámico de un puente tipo, utilizando el software OpenSees. Para este estudio se analizó la variabilidad de la respuesta del puente en función del ángulo de esviaje, coeficiente de roce entre el tablero y el estribo y la distancia estribo-tablero.

De los análisis realizados se observa que el aumento del coeficiente de roce aumenta la rotación máxima del tablero y disminuyen los desplazamientos transversales máximos. Los resultados muestran que el aumento de la distancia estribo-tablero disminuye los giros máximos del tablero y aumenta los desplazamientos normales máximos. Además, se observa que el ángulo de esviaje entrega resultados no esperados y que no hacen concordancia con el estado del arte. Esto se explica por la modelación del impacto y la imposibilidad de orientar las fuerzas de impacto perpendicular al tablero.

Finalmente, al analizar las expresiones de la longitud mínima de mesa de apoyo, se observa que las expresiones indicadas por el Manual de Carreteras, previo al Terremoto de Maule del 2010, no satisfacen la demanda de desplazamientos. Sin embargo, las nuevas expresiones incorporadas tras este evento sísmico tienen un mucho mejor desempeño.

Abstract

After the Maule earthquake of 2010, collapses were observed in road and pedestrian bridges in Chile, affecting the country's road connectivity. In many of these cases the unseating of the span was observed, which motivates to study the normative expressions to obtain the minimum support length of bridges. In this context, this thesis seeks to evaluate the expressions to obtain the minimum support length of bridges, through a non-linear dynamic analysis, using the OpenSees software. For this study, variability of the bridge response was analyzed as a function of the skewed angle, the coefficient of friction at the abutment and the abutment gap.

From the analysis performed, it is observed that the increase of the coefficient of friction enhances the maximum rotation of the deck and decreases the maximum transverse displacements. The results show that the increase of the gap decreases the maximum rotation of the deck and enhances the maximum normal displacements. In addition, it is observed that the skewed angle gives unexpected results and that they do not agree with the literature. This is explained by the way of modeling impact and the impossibility of orienting the impact forces perpendicular to the deck.

Finally, from the analysis of the expressions to obtain the minimum support length of the bridge, it is observed that the expressions indicated by the *Manual de Carreteras (Chilean Code)*, before the Maule earthquake of 2010, do not satisfy the demand of displacements. However, the new expressions added after this seismic event have a much better performance.

Contenido

1	Introducción	1
1.1	Introducción General.....	1
1.2	Objetivo General	2
1.3	Objetivos Específicos	2
1.4	Estructura del trabajo de memoria de título	3
2	Marco Teórico	5
2.1	Colapso de puentes chilenos y extranjeros.....	5
2.2	Factores que influyen en la respuesta sísmica.....	9
2.2.1	Propiedades de la estructura.....	10
2.2.2	Efecto del suelo	17
2.2.3	Interacción suelo-estructura	18
2.3	Modelación de la interacción estribo-tablero	19
2.3.1	Modelación numérica del impacto.....	19
2.4	Normativa Nacional e Internacional.....	28
2.4.1	Normativa Nacional	28
2.4.2	Normativa Internacional.....	32
3	Modelación del problema.....	37
3.1	Variables en estudio	37
3.1.1	Distancia Estribo-Tablero.....	37
3.1.2	Ángulo de esviaje	38

3.1.3	Fricción.....	38
3.2	Puente tipo.....	39
3.2.1	Subestructura.....	41
3.2.2	Superestructura.....	41
3.3	Modelo en OpenSees.....	42
3.3.1	Introducción.....	42
3.3.2	Modelación del Puente Tipo	42
3.3.3	Sensibilidad de los parámetros del elemento <i>zeroLengthImpact3D</i>	61
4	Amenaza Sísmica.....	66
4.1	Espectro objetivo.....	66
4.2	Registros Sísmicos	68
4.3	Metodologías para escalar registros sísmicos según ASCE 7-16.....	69
4.3.1	Equivalencia de Espectros (Spectral Matching)	72
4.3.2	Escalamiento de Amplitud (Amplitud Scaling).....	72
4.4	Efecto del ángulo de incidencia de la aceleración sísmica	73
4.5	Escalado de Registros.....	75
5	Obtención de la longitud de mesa de apoyo de diseño.....	78
5.1	Antecedentes iniciales.....	78
5.2	Manual de Carreteras.....	79
5.3	AASHTO 2009 – 2012.....	81
5.4	Código Japonés.....	81

5.5	Eurocode	82
6	Análisis de Resultados.....	85
6.1	Análisis de los giros del tablero	86
6.1.1	Efecto del coeficiente de roce	86
6.1.2	Efecto del ángulo de esviaje	88
6.1.3	Efecto de la distancia estribo-tablero.....	92
6.2	Análisis de los desplazamientos normales máximos.....	94
6.2.1	Efecto del coeficiente de roce	94
6.2.2	Efecto del ángulo de esviaje.....	95
6.2.3	Efecto de la distancia estribo-tablero.....	96
6.3	Análisis de los desplazamientos transversales.....	97
6.3.1	Efecto del coeficiente de roce	97
6.3.2	Efecto del ángulo de esviaje.....	101
6.3.3	Efecto de la distancia estribo-tablero.....	102
6.4	Evaluación normativa nacional.....	103
6.4.1	Manual de Carreteras	103
6.5	Evaluación normativa internacional.....	104
6.5.1	AASHTO	104
6.5.2	Código Japonés	105
6.5.3	Eurocode 8.....	106
7	Conclusiones.....	108

7.1	Trabajos Futuros.....	111
8	Bibliografía.....	112

Índice de Figuras

Figura 2-1 - Daño en Paso Superior Las Mercedes [1] [2]	7
Figura 2-2 - Esquema de Puente Hospital [4]	8
Figura 2-3 - Daño en Puente Hospital [4]	8
Figura 2-4 - Mecanismo de caída de vano de puentes [11]	9
Figura 2-5 - Principales factores que influyen en la respuesta sísmica de puentes ..	10
Figura 2-6 - Influencia Distancia estribo - viga en la respuesta sísmica [11]	12
Figura 2-7 - Influencia del ángulo de esviaje en respuesta sísmica [11]	13
Figura 2-8 - Rotación del tablero tras impacto con el estribo [16]	15
Figura 2-9 - Influencia del coeficiente de roce y PGA en los giros máximos del tablero [16]	17
Figura 2-10 - Influencia del coeficiente de roce en giros del tablero [16]	17
Figura 2-11 - Modelo Lineal Elástico del impacto [11]	20
Figura 2-12 - Modelo de Kelvin del impacto [6]	21
Figura 2-13 - Modelo de Hertz del impacto [6]	22
Figura 2-14 - Modelo de Hertz modificado del impacto [6]	23
Figura 2-15 - Modelo de Hertz modificado por Muthukumar [26]	24
Figura 2-16 - Esquema de cómo se mide la longitud de apoyo en estribos y cepas [5]	28
Figura 2-17 - Condición para la instalación de topes sísmicos interiores	31
Figura 3-1 - Tramo Este PS Lo Echevers (a) Vista Elevación (b) Vista Planta (c) Vista transversal del tablero sobre una cepa.	40
Figura 3-2 - Modelación del Puente - Software OpenSees (1)	43
Figura 3-3 Modelación del Puente - Software OpenSees (2)	44

Figura 3-4 - Modelación del Puente - Software OpenSees (3).....	45
Figura 3-5 - Representación de masas del modelo del puente tipo – OpenSees [32].....	46
Figura 3-6 - Placa elastomérica - Ejes de referencia [38].....	52
Figura 3-7 - Vistas laterales de un estribo del Paso Superior Lo Echevers.....	53
Figura 3-8 - Curva fuerza-desplazamiento hiperbólica - Efecto Pasivo del Suelo [40]	55
Figura 3-9 - Comparación Curvas Hiperbólicas	57
Figura 3-10 - Esquema elemento zeroLengthContact3D.....	59
Figura 3-11 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Desplazamientos normales	62
Figura 3-12 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Desplazamientos transversales	63
Figura 3-13 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Fuerzas de Impacto	64
Figura 3-14 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Fuerzas de Roce.....	64
Figura 3-15 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Fuerza impacto v/s Fuerza de roce	65
Figura 4-1 - Comparación Espectros de Aceleración.....	67
Figura 4-2 - Modos de Vibrar Puente Tipo - Vista isométrica	72
Figura 4-3 - Espectro de Aceleración - Función azimuth - Registro Concepción Terremoto Maule 2010.....	74
Figura 4-4 - Efecto del ángulo de incidencia en la aceleración máxima - Registro Concepción Terremoto Maule 2010.....	75
Figura 4-5 - Espectros Escalados Máxima Direccionalidad.....	77

Figura 5-1 - Modelo en SAP2000 - Puente tipo - Esviaje = 15 [°]	79
Figura 5-2 - Condición de rotación del tablero - Manual de Carreteras 2017	80
Figura 5-3 - Comparación de la longitud mínima de la mesa de apoyo	84
Figura 6-1 - Efecto del coeficiente de roce en los giros máximos del tablero.....	86
Figura 6-2 - Efecto del ángulo de esviaje en los giros máximos del tablero	88
Figura 6-3 - Geometría Fuerzas de impacto	89
Figura 6-4 - Geometría Fuerzas de impacto - zeroLengthImpact3D	90
Figura 6-5 - Comparación del modelo "ImpactMaterial" y "zeroLengthImpact3D" - Giros del tablero.....	92
Figura 6-6 - Efecto de la distancia estribo-tablero en los giros máximos del tablero	93
Figura 6-7 - Efecto del coeficiente de roce en los desplazamientos normales máximos del tablero.....	94
Figura 6-8 - Efecto del ángulo de esviaje en los desplazamientos normales máximos del tablero.....	95
Figura 6-9 - Efecto de la distancia estribo-tablero en los desplazamientos normales máximos del tablero.....	96
Figura 6-10 - Efecto del coeficiente de roce en los desplazamientos transversales máximos del tablero.....	97
Figura 6-11 - Giros del Tablero - Registro Viña El Salto Escalado	98
Figura 6-12 - Análisis del coeficiente de roce en la respuesta sísmica - Registro Viña El Salto Escalado.....	99
Figura 6-13 - Efecto del ángulo de esviaje en los desplazamientos transversales máximos del tablero.....	101

Figura 6-14 - Efecto de la distancia estribo-tablero en los desplazamientos transversales máximos del tablero	102
Figura 6-15 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo - Manual de Carreteras.....	104
Figura 6-16 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo – AASHTO ..	105
Figura 6-17 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo – Código Japonés.....	106
Figura 6-18 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo – Eurocode 8	107

Índice de Tablas

Tabla 2-1 - Aceleraciones basales usadas en estudio de Saiidi et al. [17]	16
Tabla 3-1 - Valores de masas usadas en la modelación.....	47
Tabla 3-2 - Rigidez de las fundaciones de las cepas.....	48
Tabla 3-3 - Parámetros utilizados para modelar rigidez de corte de las placas elastoméricas en software OpenSees	51
Tabla 3-4 - Parámetros utilizados para modelar rigidez torsional de las placas elastoméricas en software OpenSees	52
Tabla 3-5 - Parámetros para modelar los estribos	53
Tabla 3-6 - Rigidez y fuerza última del efecto pasivo del suelo	54
Tabla 3-7 - Parámetros para modelar el elemento impacto	60
Tabla 4-1 - Registros Sísmicos utilizados en análisis no lineal.....	69
Tabla 4-2 - Periodos en función del ángulo de esviaje	70
Tabla 4-3 - Periodos del Puente Tipo.....	71
Tabla 4-4 - Rango de periodos para el escalado de registros.....	71
Tabla 4-5 - Ángulos que producen espectros de máxima direccionalidad	76
Tabla 5-1 - Desplazamientos normales máximos - Método Modal Espectral	79
Tabla 5-2 - Longitud de la mesa de apoyo - Manual de Carreteras 2017.....	80
Tabla 5-3 - Longitud de la mesa de apoyo - AASHTO 2009-2012.....	81
Tabla 5-4 - Longitud de la mesa de apoyo - Código Japonés 2002	81
Tabla 5-5 - Longitud de la mesa de apoyo - Eurocode 8 2005	83

CAPITULO I

1 Introducción

1.1 Introducción General

Los puentes son estructuras vitales para la conectividad de un país, por lo que asegurar un comportamiento óptimo de éstos frente a solicitaciones extremas, especialmente sísmicas, es muy importante para el desarrollo de un país. La red vial chilena está constituida por caminos públicos y concesionados. De los puentes concesionados, se observó colapsos en 8 puentes viales y 12 pasos peatonales, mientras que 50 puentes viales y 50 pasos peatonales resultaron dañados tras el terremoto de Maule del 2010 [1]. Además, tras este evento sísmico, se observó el colapso de 10 puentes públicos [2]. El colapso de estos puentes tuvo serias consecuencias en la conectividad del país, es más en Concepción existieron problemas de conectividad en el transporte terrestre a lo menos a un año del terremoto [3].

Tras el terremoto del año 2010 se realizaron diversos estudios de terreno con el fin de cuantificar el daño en puentes chilenos, como el trabajo de Elnashai [1], Hube [2], Kawashima [4], entre otros. De estos se concluyó que existieron casos en donde el colapso del puente fue por la caída del vano. Además, en la mayoría de los puentes dañados se observó desplazamientos y giros del tablero excesivos, por lo que estudiar y evaluar los desplazamientos y giros de tablero provocados por la acción sísmica es fundamental para mejorar las especificaciones de diseño.

En Chile, la especificación que rige el diseño sísmico de puentes es el Manual de Carreteras [5]. Dicho manual indica una expresión para obtener la longitud mínima de la mesa de apoyo de los puentes, parámetro relevante para prevenir el colapso de los vanos. Luego del terremoto del año 2010, la Dirección de Vialidad publicó un instructivo en donde se reemplazan algunos apartados, incluyendo el referido a las longitudes mínimas de mesa de apoyo, con el objetivo de mejorar el diseño y desempeño de los puentes chilenos. Todas las nuevas consideraciones indicadas por la Dirección de Vialidad han sido recientemente incorporadas en el Manual de Carreteras en su versión 2017.

A raíz de lo anterior es que surge la necesidad de evaluar las expresiones proporcionadas por la normativa chilena sobre la longitud mínima de apoyo en puentes chilenos.

1.2 Objetivo General

El objetivo general de esta memoria de título es estudiar y evaluar las expresiones proporcionadas por la normativa chilena sobre la longitud mínima de apoyo en puentes de vigas presforzadas simplemente apoyadas con estribos independientes. Adicionalmente, se realizan recomendaciones de diseño sobre la longitud mínima de apoyo en puentes chilenos.

1.3 Objetivos Específicos

- Identificar variables influyentes en la respuesta sísmica de puentes, especialmente en lo que respecta a desplazamientos relativos y giros del tablero.
- Estimar la respuesta de puentes tipo, mediante el uso de modelos y análisis no lineales llevados a cabo con el software OpenSees.

- Analizar la sensibilidad de los desplazamientos y giros relativos del tablero con respecto a ciertas variables importantes, como la fricción estribo-tablero, el ángulo de esviaje y la distancia estribo-viga.

1.4 Estructura del trabajo de memoria de título

En el Capítulo 1 se presenta una breve introducción al tema en estudio, junto con los objetivos generales y específicos de este estudio.

En el Capítulo 2 se presenta un estado de arte y de la práctica sobre el desempeño sísmico de puentes, más específicamente sobre los desplazamientos y giros del tablero. Además, se presenta una brece descripción de la modelación del fenómeno de impacto.

En el Capítulo 3 se presenta la modelación del problema en el software OpenSees. Para ello, se desarrollaron modelos no lineales, poniendo especial énfasis en modelos que incorporen el efecto del impacto generado entre el estribo y el tablero.

En el Capítulo 4 se presentan los registros sísmicos utilizados para el análisis no lineal del problema. Además, se indica la metodología de escalado de los registros de acuerdo al documento ASCE7-16 [6].

En el Capítulo 5, luego de un estudio de las expresiones proporcionadas por códigos normativos nacionales e internacionales, se presentan las longitudes mínimas de la mesa de apoyo, según las expresiones del Manual de Carreteras [5], AASHTO [7] [8], Código Japonés [9] y Eurocode 8 [10].

En el Capítulo 6 se presentan los resultados de los análisis tiempo historia, para todos los casos de estudio, a partir de la modelación no lineal descrita en el Capítulo 3. El objetivo principal de esta sección es presentar los resultados de desplazamientos y giros del tablero, realizando variaciones de las variables

fundamentales identificadas en la revisión de la literatura. Además, se presenta una comparación de los desplazamientos normales máximos obtenidos de los análisis y de las longitudes mínimas de la mesa de apoyo según cada código normativo antes mencionado. A partir de los resultados obtenidos de las simulaciones, se busca realizar un análisis, tanto cualitativo como cuantitativo, que permita evaluar las expresiones para las longitudes de la mesa de apoyo tanto en la normativa chilena como en algunos códigos internacionales de relevancia.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones y comentarios de este estudio.

CAPITULO II

2 Marco Teórico

A continuación, se presentará el estado del arte sobre el desempeño sísmico y modelación no lineal de puentes, más específicamente en lo que respecta a los desplazamientos y giros relativos, que es lo que determina la caída del vano en los puentes. Además, se presentarán las expresiones para obtener la longitud mínima de la mesa de apoyo, según la normativa nacional e internacional.

2.1 Colapso de puentes chilenos y extranjeros

Chile es el país más sísmico del mundo, dada la velocidad de convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana (8 [cm/año]) [3]. Esto se ve reflejado en la gran cantidad de terremotos registrados en el territorio nacional (Valdivia (1960) – $M_w = 9.5$; Maule (2010) – $M_w = 8.8$; Illapel (2015) – $M_w = 8.3$). El Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile ha identificado 113 terremotos con una magnitud M_s mayor o igual a 7.0 desde el año 1570, esto quiere decir que en el territorio nacional en promedio existe un terremoto cada 4 años, por lo que se hace necesario estudiar el efecto de estos fenómenos en las estructuras.

Trabajos de terreno realizados en las zonas afectadas por el terremoto del 2010 en Chile [1], indican que al año 2010 existían 2000 puentes de más de 10 [m] de largo, tanto viales como peatonales y que el 1% de los puentes chilenos colapsaron (8 puentes viales y 12 peatonales) y un 5% fueron dañados (50 puentes viales y 50 peatonales), los cuales requirieron reparación tras el terremoto del 27 de Febrero del 2010. Este terremoto, uno de los más devastadores en los últimos años, tuvo una

magnitud M_w de 8.8, con epicentro al frente de la costa de la Región del Biobío. Además, en este mismo artículo se indica que la mayoría de las fallas encontradas fueron por la caída del vano del puente. Si bien los porcentajes de colapso son bastante bajos, hay que considerar que no es aceptable que estructuras de este tipo colapsen, considerando la cantidad de vidas que se pueden perder y la pérdida de la conectividad del transporte terrestre con el consecuente perjuicio económico y social. En la Figura 2-1 se presentan imágenes con los daños registrados en el Paso Superior Las Mercedes tras el terremoto de Maule del año 2010. Tanto en el trabajo de Hube, et al [2] como en el de Elnashai, et al [1] se mencionan los daños en el Paso Superior Las Mercedes. En ambos trabajos se menciona que el colapso de la estructura se debió a excesivos giros y desplazamientos transversales del tablero, lo que trajo como consecuencia que fallaran los topes sísmicos y ocurriera caída del vano. Sin embargo, en este puente la existencia de un terraplén bajo el estribo, permitió que la superestructura se apoyara en este, como se observa en la Figura 2-1. Esto permitió que el transporte terrestre bajo este puente continuara, a pesar del colapso del Paso Superior Las Mercedes.

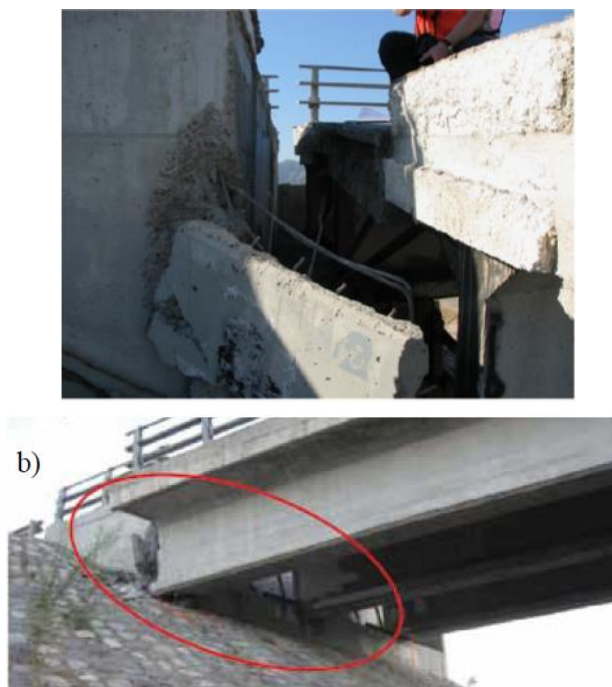


Figura 2-1 - Daño en Paso Superior Las Mercedes [1] [2]

En la Figura 2-2 y Figura 2-3 se presentan imágenes y esquemas del colapso del Puente Hospital tras el terremoto de Maule del año 2010. Este colapso es un ejemplo del efecto de la rotación y desplazamientos transversales excesivos en puentes. En el trabajo de Kawashima et al [4] se analiza el desempeño de puentes chilenos durante el Terremoto de Maule del 2010. En la Figura 2-2 se definen nomenclaturas para cada sección de interés del puente: Estribo N°1 (A1), Estribo N°2 (A2), Cepa (P1), Tablero N°1 (D1) y Tablero N°2 (D2). Además, se presenta un esquema del puente en su situación original y de colapso.

En la Figura 2-3 se presentan imágenes de la caída del vano, tanto del tablero 1 y 2. En estos casos es posible observar que la ocurrencia de giros y desplazamientos transversales excesivos llevan a caídas de vano.

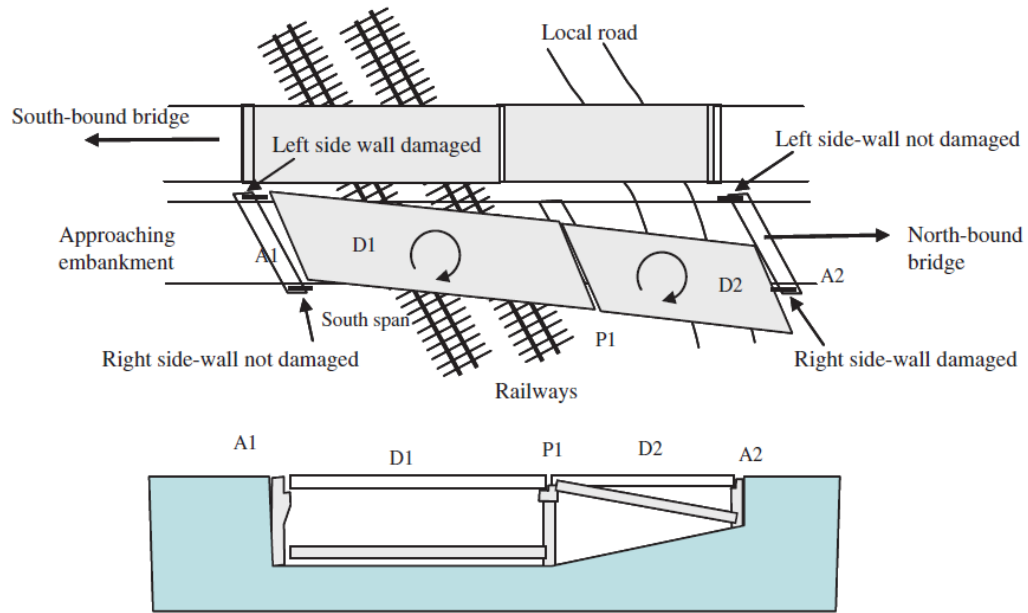


Figura 2-2 - Esquema de Puente Hospital [4]



Figura 2-3 - Daño en Puente Hospital [4]

La problemática de la caída de los vanos producto de movimientos sísmicos ha sido identificada desde el terremoto de San Fernando del año 1971 [11], como también en los terremotos de Northridge (Estados Unidos) del 1994 [12], Kocaeli (Turquía) del 1999 [12], Kobe (Japón) del 1995 [13], Chi-Chi (Taiwan) del 1999 [14], y Sichuan (China) del 2008 [15].

Ante esta problemática, Wu [11] propone un mecanismo de caída de vano basándose en la literatura, la cual se muestra en la Figura 2-4. Wu [11] propone que tras la acción sísmica en ambas direcciones horizontales (Paso 1a y 1b), el puente choca con un estribo, que en este caso es el izquierdo (Paso 2). Tras el impacto, esta fuerza sumada con la componente transversal del terremoto provoca que la esquina obtusa del tablero trabaje como pivote y provoque que el tablero gire en torno a éste en la dirección opuesta al esviaje (Paso 3). Tras esto, las esquinas agudas del tablero tenderán a salirse de la mesa de apoyo y provocar la caída del vano (Paso 4a y 4b).

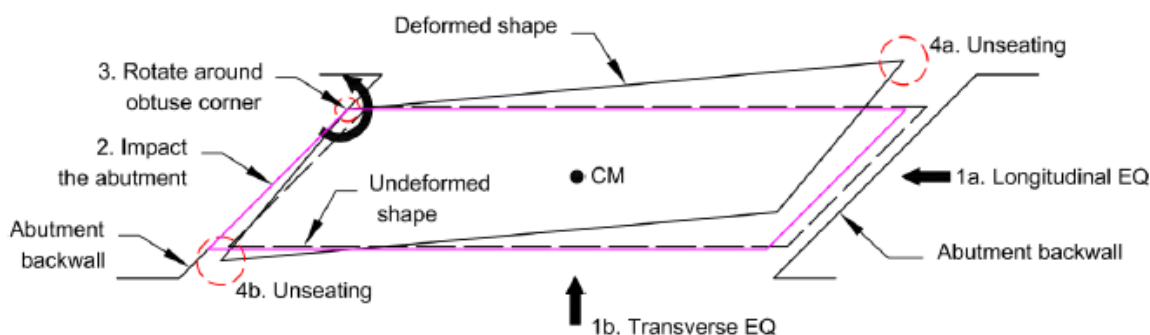


Figura 2-4 - Mecanismo de caída de vano de puentes [11]

2.2 Factores que influyen en la respuesta sísmica

Con la finalidad de estudiar la longitud de la mesa de apoyo necesaria para evitar colapsos y poder evaluar los criterios de diseño existentes, se hace necesario obtener resultados del comportamiento sísmico del puente, especialmente la respuesta asociada a desplazamientos relativos y giros del tablero.

La Figura 2-5 presenta los principales factores que influyen en la respuesta sísmica de los puentes:

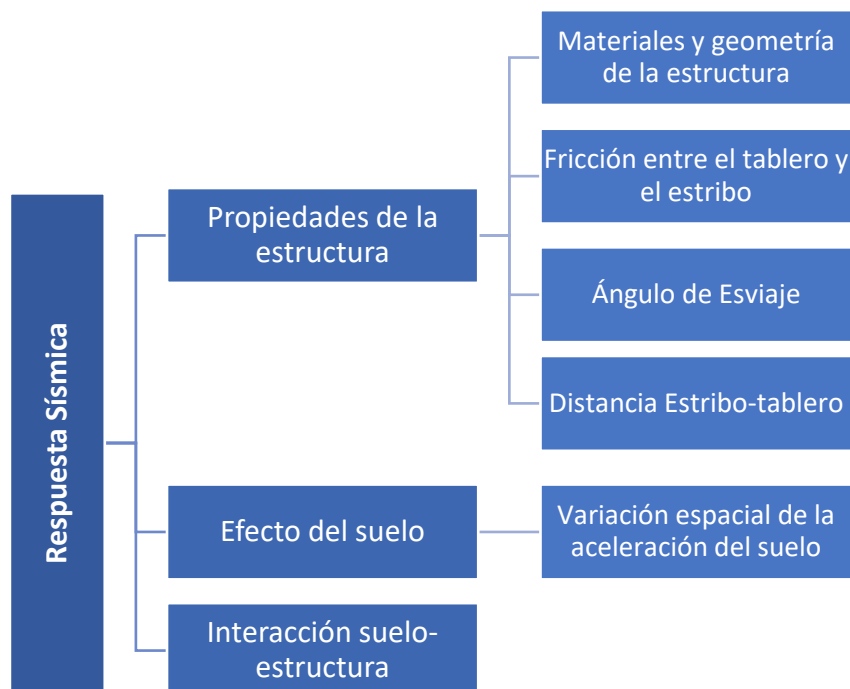


Figura 2-5 - Principales factores que influyen en la respuesta sísmica de puentes

2.2.1 Propiedades de la estructura

A lo largo de los años se han estudiado las propiedades de las estructuras que afecten la respuesta sísmica de las mismas, con el objetivo de poder realizar diseños adecuados en función de las solicitaciones. En general, las estructuras responden a las demandas sísmicas en función de su masa y rigidez. La rigidez depende directamente de la geometría de las estructuras y de sus materiales. A continuación, se describirán algunos aspectos referentes a los puentes, que en los últimos años han cobrado gran importancia en las investigaciones referentes a la respuesta sísmica de puentes:

2.2.1.1 Distancia estribo-tablero

La distancia entre el estribo-tablero toma gran importancia, pues entrega información sobre la ocurrencia de fuerzas de impacto con el estribo, aspecto importante en el desempeño de los puentes frente a cargas sísmicas, pues la

ocurrencia del impacto del tablero al estribo genera una serie de consecuencias para la respuesta sísmica del puente: trituración de la zona de impacto del estribo, daño de las llaves de corte e inclinación del estribo [16].

Suiwen Wu [11] obtuvo resultados sobre la dependencia de la respuesta sísmica de puentes en función de la distancia estribo-tablero. En la Figura 2-6 se presentan los desplazamientos máximos normales al estribo (simbolizado en la figura con “N”) en función de la distancia estribo-tablero, para un ángulo de esviaje de 30° . Estos resultados fueron obtenidos a partir de ensayos experimentales realizados en la “Earthquake Engineering Laboratory of University of Nevada, Reno”. Estos ensayos fueron realizados a modelos de puentes de acero a escala, para distintos valores de esviaje (0, 30, 45 y 60°), y distancia estribo-tablero (0, $1/16$, $1/8$, $3/16$ y $1/4$ [in]). Estos modelos fueron sometidos a tres registros:

- El Centro (1940) – Simbolizado “ELC” en la Figura 2-6
- Century City (1994) – Simbolizado “CC” en la Figura 2-6.
- Sylmar (1994) – Simbolizado “Syl” en la Figura 2-6.
- Factores de escala: 50%, 75%, 100%, 150%, 200%.

Wu concluyó que para aceleraciones bajas (factor escala 100%), el máximo desplazamiento normal ocurre para un valor medio del rango de distancia estribo-tablero analizados. El máximo desplazamiento normal decrece, tanto para valores mayores como menores de distancia estribo-tablero.

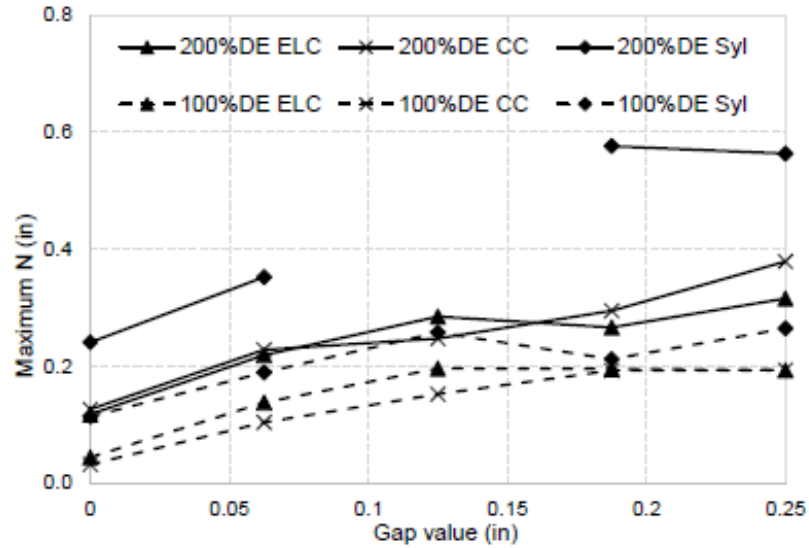


Figura 2-6 - Influencia Distancia estribo - viga en la respuesta sísmica [11]

Este tipo de comportamiento puede ser explicado por el efecto de la fuerza de impacto generada en el estribo, ya que para distancias estribo-tablero pequeñas, las vigas longitudinales no logran acelerar lo suficiente para generar una alta fuerza de impacto y para distancias estribo-tablero mayores, el tablero no impacta el estribo.

Sin embargo, usando registros con amplitudes más grandes (factor escala 200%), este comportamiento se pierde y se observa que el desplazamiento relativo aumenta junto con la distancia estribo viga, como se muestra en la Figura 2-6.

2.2.1.2 Ángulo de Esviaje

El ángulo de esviaje corresponde al ángulo agudo entre el eje longitudinal del tablero y un eje normal al estribo. En los últimos años se ha estudiado el efecto de este parámetro en la respuesta sísmica de los puentes, considerando los colapsos observados por los investigadores, tras los terremotos de los últimos años en el mundo Chi-Chi (1999), Wenchuan (2008), Maule (2010)).

Wu [11] en su análisis de resultados experimentales, concluyó que los puentes rectos presentan desplazamientos mucho menores que los esviados, y en general, a medida que aumenta el ángulo de esviaje aumentan los desplazamientos relativos normales y los giros del tablero, como se muestra en la Figura 2-7. En esta figura los desplazamientos normales se simbolizan con “N” y la simbología de los registros usados fue mencionada en la sección 2.2.1.1.

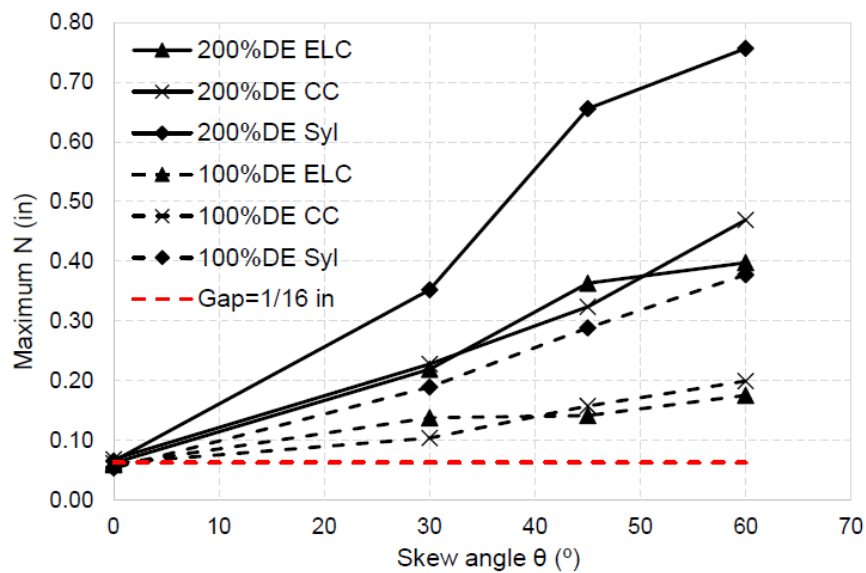


Figura 2-7 - Influencia del ángulo de esviaje en respuesta sísmica [11]

2.2.1.3 Fricción entre el tablero y el estribo

En los últimos años, se ha comenzado a estudiar el efecto friccional entre el estribo y el tablero en la respuesta sísmica de los puentes [11] [16]. Este efecto no era considerado, tanto en investigaciones como en códigos de diseño, pues el tiempo de contacto entre el estribo y el tablero es muy corto. Sin embargo se ha mencionado en algunos trabajos, tanto experimentales como analíticos [11] [16] [17], que la fricción puede tomar gran importancia a la hora de provocar giros en el tablero, ya que si bien la fuerza de fricción es menor en magnitud que la fuerza del impacto, la distancia

entre la línea de acción de la fuerza de fricción respecto al centro de masa del tablero es mucho mayor, por lo que el momento que puede generar es considerable.

Los estudios del efecto de la fricción han tomado gran fuerza en el último tiempo y tras ensayos de laboratorio y su posterior análisis de resultados [17], se ha concluido que la fuerza de fricción provocada por el impacto entre tablero y estribo, es una de los aspectos que pueden explicar la ocurrencia de giros excesivos en los tableros de puentes. Lo anterior, debido al alto valor de momento torsional que se genera producto de la fuerza de fricción. En el trabajo realizado por Dimitrakopoulos [18], se presenta un criterio en donde es posible observar los casos en donde el tablero gira, a causa del efecto combinado de la fricción y el ángulo de esviaje. El criterio se presenta en la ecuación (2-1), a través de una expresión que no considera el roce (η_0) y una donde sí se considera (η_1):

$$\eta_0 = \frac{\sin(2\alpha)}{2(\frac{W}{L})} \quad ; \quad \eta_1 = \eta_0 \pm 2\mu \frac{\cos(\alpha)^2}{W/L} \quad (2-1)$$

Donde, “W” es el ancho del tablero, “L” es el largo del tablero, “ μ ” es el coeficiente de fricción y “ α ” es el ángulo de esviaje. Los valores críticos de las expresiones mencionadas en (2-1) son: $\eta_0 = 1$ y $|\eta_1| = 1$. En la Figura 2-8 (a)-(b) se presenta el caso de un puente esviado y un análisis de la variable η_0 . Cuando $\eta_0 < 1$, las fuerzas de impacto generan momentos contrarios, por lo que los giros del tablero son menores y se genera un impulso puramente traslacional. Cuando $\eta_0 > 1$, ambas fuerzas de impacto generan momentos del mismo signo, lo que provoca una gran aceleración y velocidad angular, lo que lleva a giros excesivos del tablero. Cabe destacar que, para este caso, en donde no se considera los efectos friccionales, los giros del tablero en un puente recto deberían ser nulos, pues el momento de las fuerzas de impacto se anularía. En la Figura 2-8 (c)-(d) se presenta el análisis de la

variable η_1 en un puente recto. Cuando $\eta_1 > 1$, la fuerza de roce es tan grande que provoca que la fuerza resultante tenga líneas de acción tal que ambas fuerzas hagan momento en el mismo sentido, con respecto al centro de masa. Esto provoca un aumento de la aceleración y velocidad angular, provocando giros excesivos. Cuando $\eta_1 < 1$, por ejemplo, en el caso en que el coeficiente de roce es bajo, las fuerzas resultantes generaran momentos opuestos, por lo que se anulan parcialmente y el movimiento es prácticamente traslacional. El análisis anterior, considera que se modifica solo el ángulo de esviaje o el coeficiente de roce y para ambos casos, se observa una mayor probabilidad de giro, frente al aumento de estas variables. Considerando que estos efectos ocurren de manera simultánea, se hace necesario estudiar este fenómeno variando ambas variables simultáneamente.

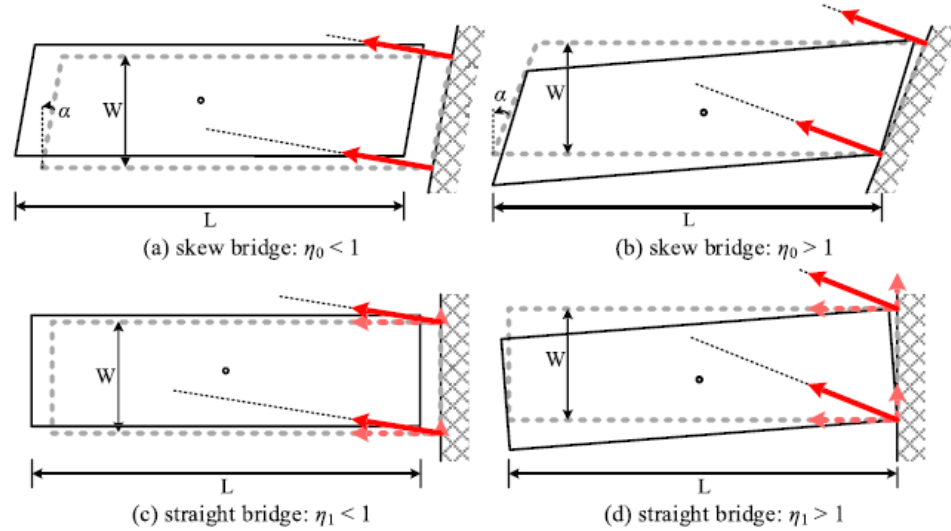


Figura 2-8 - Rotación del tablero tras impacto con el estribo [16]

Shi y Dimitrakopoulos [16] realizaron simulaciones numéricas de puentes, utilizando el software OpenSees. En las simulaciones se consideraron los efectos friccionales entre estribo-tablero, para posteriormente compararlos con resultados estudio experimentales obtenidos por Saiidi, Vosoogui y Nelson [17]. Shi realizó

análisis no lineales con los registros usados en el estudio experimental de Saiidi , lo que se presentan en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 - Aceleraciones basales usadas en estudio de Saiidi et al. [17]

Aceleración	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	N°6	N°7
Transversal PGA [g]	0.075	0.15	0.25	0.5	0.75	1	1
Longitudinal PGA [g]	0.09	0.18	0.3	0.6	0.9	1.2	1.2

En la Figura 2-9 se presenta un gráfico resumen del giro del tablero máximo en función del coeficiente de roce y del PGA. En primer lugar, es posible observar un aumento del giro máximo del tablero con el aumento del PGA. Además, el efecto del roce en la rotación máxima del tablero se ve más pronunciada cuando el PGA crece. Lo anterior se debe a que mientras más alto sea el nivel del PGA, se espera que existan una mayor cantidad de impactos entre el tablero y el estribo.

En la Figura 2-10, se observa la influencia del coeficiente de roce “ μ ” en los giros del tablero. En esta figura, se presenta una comparación entre los resultados numéricos y el resultado experimental de los giros del tablero en función del coeficiente de roce bajo un registro sísmico con un valor de PGA de 1 [g] en la dirección transversal y 1.2 [g] en la dirección longitudinal. Es posible observar un aumento de la rotación del tablero, con el aumento del coeficiente de roce, sin embargo, no se obtiene una curva tan parecida a la experimental.

De estos análisis se concluyó que el coeficiente de roce es un parámetro dominante en la rotación del tablero, sin embargo este parámetro es muy difícil de determinar.

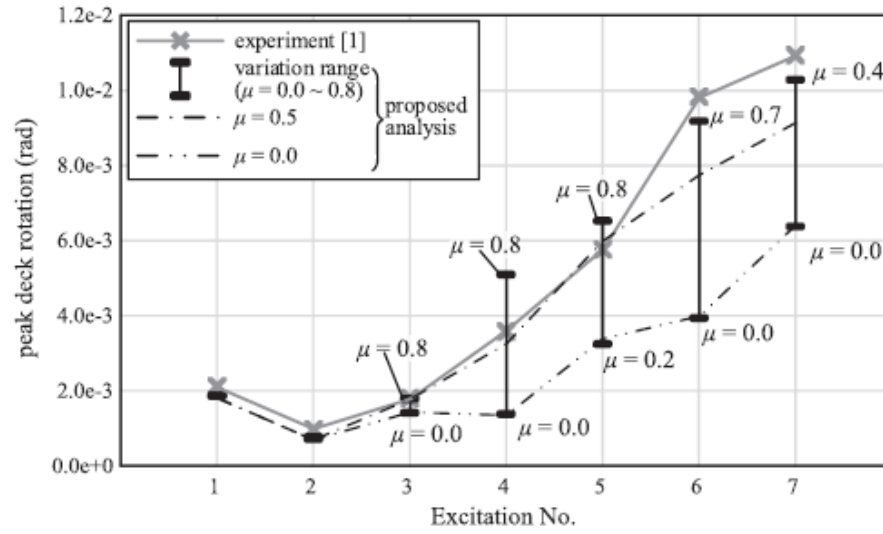


Figura 2-9 - Influencia del coeficiente de roce y PGA en los giros máximos del tablero [16]

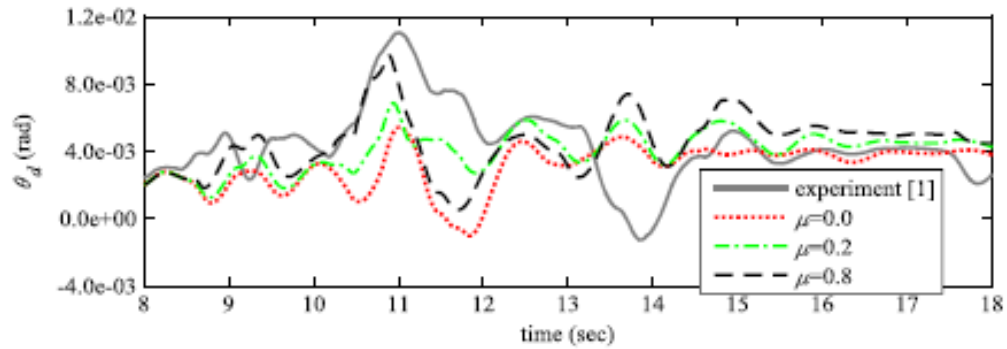


Figura 2-10 - Influencia del coeficiente de roce en giros del tablero [16]

2.2.2 Efecto del suelo

En la literatura se presenta que existe una dependencia importante de la respuesta sísmica con la variación espacial del movimiento del suelo [19] [20]. La variación espacial del movimiento del suelo corresponde a la existencia de distintas funciones de desplazamientos y aceleración entre los estribos y las pilas del puente. Esta variación ocurre a partir de una serie de factores que funcionan de manera combinada, como se menciona en el trabajo de Chouw, Butterworth y Li [20], los que se especifican a continuación:

2.2.2.1 *Pérdida de Coherencia*

La pérdida de coherencia corresponde a la diferencia entre los registros sísmicos medidos entre dos puntos distanciados, en el caso de un puente, entre dos cepas o entre estribos y cepas. Este efecto está asociado al paso de la onda sísmica por un medio no homogéneo, lo que provoca que exista refracción y reflexión de las ondas sísmicas.

Zerva [21] realizó una investigación sobre el efecto de la variación espacial del movimiento del suelo en vigas de 2 y tres vanos, de 60 y 80 [m], con el objeto de simular la superestructura de un puente. Su trabajo se realizó a través de modelaciones numéricas y para representar la variación del movimiento del suelo, utilizó una función de decaimiento exponencial. Zerva [21] concluyó que el efecto de la pérdida de coherencia del registro influye más en las estructuras rígidas.

2.2.2.2 *Passage Effect*

Este efecto corresponde al retardo en la llegada de las ondas sísmicas a los elementos de soporte a lo largo del puente, ya que la velocidad de las ondas sísmicas es finita y para puentes de grandes longitudes, este efecto puede provocar variaciones importantes en la respuesta sísmica del puente. Zerva [21] concluyó que este efecto es más perjudicial en las estructuras flexibles.

2.2.3 **Interacción suelo-estructura**

Conocido bajo su sigla en inglés SSI (Soil-Structure Interaction), corresponde a la interacción entre el suelo soportante, la estructura y el movimiento del suelo. Este fenómeno ocurre cuando el suelo soportante de la estructura es deformable, influenciando la respuesta sísmica del sistema. Durante los sismos, se producen ondas en la interacción suelo-estructura que se propagan y disipan energía. Este efecto se

conoce como “Radiation Damping” y es la razón por la cual no se consideraba la interacción suelo-estructura en los diseños, pues la disipación de energía era beneficiosa para la respuesta sísmica de la estructura [20]. Sin embargo, estudios [22] [19] han demostrado que el no considerar esta interacción puede generar desplazamientos mayores a los previstos por la normativa actual.

2.3 Modelación de la interacción estribo-tablero

La modelación numérica de la interacción estribo-tablero es fundamental a la hora de realizar análisis en el rango no lineal de estructuras, pues como ya se mencionó en el marco teórico, el fenómeno de impacto puede afectar en gran medida los desplazamientos y giros del tablero.

2.3.1 Modelación numérica del impacto

La serie de impactos del tablero con el estribo (Pounding) es un fenómeno no lineal y en la literatura existen una serie de modelos analíticos para representar el impacto. Estos modelos se describen brevemente a continuación.

2.3.1.1 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. En las ecuaciones (2-2) y (2-3) se presenta el modelo lineal elástico y en la Figura 2-11 se presenta una representación gráfica del modelo.

$$F_c = K_l * (u_1 - u_2 - gap); u_1 - u_2 - gap > 0 \quad (2-2)$$

$$F_c = 0; u_1 - u_2 - gap \leq 0 \quad (2-3)$$

- F_c = Fuerza de Impacto.
- K_l = Rigidez del elemento.
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2.

- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales.

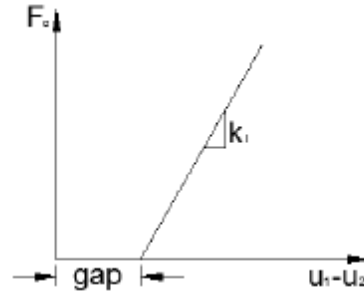


Figura 2-11 - Modelo Lineal Elástico del impacto [11]

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.

2.3.1.2 Modelo de Kelvin

El modelo de Kelvin es similar al modelo lineal elástico, con la diferencia que este incluye disipación de energía durante el impacto. En las ecuaciones (2-4) y (2-5) se presenta el modelo de Kelvin, y en la Figura 2-12 se presenta una representación gráfica del modelo.

$$F_c = K_k * (u_1 - u_2 - gap) + c_k(\dot{u}_1 - \dot{u}_2); u_1 - u_2 - gap > 0 \quad (2-4)$$

$$F_c = 0; u_1 - u_2 - gap \leq 0 \quad (2-5)$$

- F_c = Fuerza de impacto.
- K_k = Rigidez del elemento.
- c_k = Coeficiente de amortiguamiento.
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2.
- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales.
- $\dot{u}_1$ y $\dot{u}_2$ = Velocidades nodales.

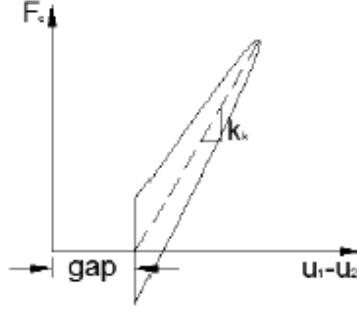


Figura 2-12 - Modelo de Kelvin del impacto [6]

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 (2-6):

$$c_k = 2 * \xi \sqrt{k_k * \frac{m_1 * m_2}{m_1 + m_2}}; \xi = \frac{-\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + \ln(e)^2}} > 0 \quad (2-6)$$

- c_k = Coeficiente de amortiguamiento.
- m_1 y m_2 = Masas de nodos que impactan.
- ξ = Coeficiente equivalente de amortiguamiento.
- e = Coeficiente de restitución.

2.3.1.3 Modelo de Hertz

El modelo de Hertz es un modelo no lineal 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. Las ecuaciones (2-7) y (2-8) representan este modelo y en la Figura 2-13 se una representación gráfica del modelo.

$$F_c = K_h * (u_1 - u_2 - gap)^n; u_1 - u_2 - gap > 0 \quad (2-7)$$

$$F_c = 0; u_1 - u_2 - gap \leq 0 \quad (2-8)$$

- F_c = Fuerza de impacto.
- K_h = Rigidez del elemento.

- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2.
- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales.
- $n = 3/2$.

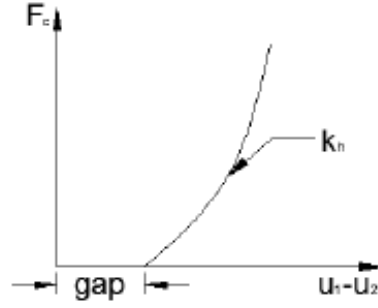


Figura 2-13 - Modelo de Hertz del impacto [6]

El valor de “n” usualmente se considera igual a 3/2, ya que algunos estudios concluyen que los desplazamientos de un sistema utilizando este modelo de impacto no se ven influenciados por el exponente “n” [23] [24].

2.3.1.4 Modelo de Hertz modificado (Hertzdamp model)

Esta es una modificación al modelo de Hertz, 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. Las ecuaciones (2-9) y (2-10) describen el modelo y en la Figura 2-14 se presenta una representación gráfica del modelo.

$$F_c = K_h * (u_1 - u_2 - gap)^n + c_h(\dot{u}_1 - \dot{u}_2); u_1 - u_2 - gap > 0 \quad (2-9)$$

$$F_c = 0; u_1 - u_2 - gap \leq 0 \quad (2-10)$$

- F_c = Fuerza de impacto.
- K_h = Rigidez del elemento.
- c_h = Coeficiente de amortiguamiento.
- gap = Espacio libre entre los nodos 1 y 2.

- u_1 y u_2 = Desplazamientos nodales.
- $\dot{u}_1$ y $\dot{u}_2$ = Velocidades nodales.

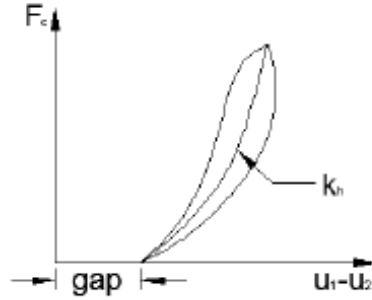


Figura 2-14 - Modelo de Hertz modificado del impacto [6]

El valor del coeficiente de amortiguamiento “ c_h ” se obtiene según las ecuaciones (2-11) y (2-12) propuestas por Lankarani [25].

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

$$\zeta = \frac{3 * k_h * (1 - e^2)}{4 * (v_1 - v_2)} \quad (2-12)$$

- c_h = Coeficiente de amortiguamiento.
- k_h = Rigidez del elemento.
- e = Coeficiente de restitución.
- v_1 y v_2 = Velocidades nodales.

2.3.1.5 Modelo de Hertz – Modificado por Muthukumar

Esta es una modificación al modelo de Hertz realizada por Muthukumar [26] que, tras un estudio de las fuerzas de impacto en puentes, presentó este procedimiento para generar un elemento de contacto. Este modelo corresponde a un modelo bi-lineal y se presenta en la Figura 2-15.

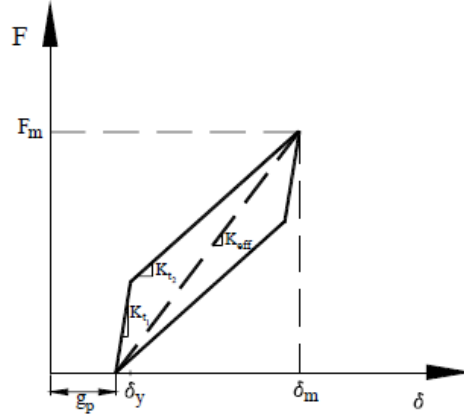


Figura 2-15 - Modelo de Hertz modificado por Muthukumar [26]

El cálculo de los dos valores de rigidez del gráfico bi-lineal se obtienen a partir de un set de ecuaciones, el cual iguala la energía disipada por el impacto con el área en el gráfico de histéresis. La formulación se presenta en las ecuaciones (2-13), (2-14), (2-15), (2-16) y (2-17).

$$\Delta E = k_h * \delta_m^{n+1} * \frac{1 - e^2}{n + 1} \quad (2-13)$$

$$K_{eff} = k_h * \sqrt{\delta_m} \quad (2-14)$$

$$\delta_y = a * \delta_m \quad (2-15)$$

$$K_{t1} = K_{eff} + \frac{\Delta E}{a * \delta_m^2} \quad (2-16)$$

$$K_{t2} = K_{eff} - \frac{\Delta E}{(1 - a) * \delta_m^2} \quad (2-17)$$

- ΔE = Energía perdida durante el impacto.
- k_h = Rigidez de impacto.
- δ_m = Penetración máxima observada.
- $n = 3/2$.
- e = Coeficiente de restitución.
- K_{eff} = Rigidez efectiva del modelo.

- δ_y = Deformación de fluencia del elemento.
- K_{t1} = Rigidez inicial del elemento impacto.
- K_{t2} = Rigidez post fluencia del elemento impacto.
- a = Parámetro de fluencia.

La formulación anterior requiere la obtención de ciertas constantes para obtener la curva propuesta por Muthukumar. La rigidez de impacto “ k_h ” es un valor difícil de obtener, pues para esto se necesitan ensayos experimentales. Muthukumar [27] indica que de varios ensayos de impacto, solo algunos incluyen el hormigón armado. Específicamente, el trabajo de Papadrakakis y Mouzakis [28] entrega un rango de rigidez de impacto ($60 \text{ kip in}^{-3/2} - 2300 \text{ kip in}^{-3/2}$). Sin embargo, estos valores fueron obtenidos de experimentos a escala, y extrapolarlos a casos de mayor escala no siempre es válido.

Muthukumar [27] indica que a falta de experimentos que permitan obtener valores adecuados para la rigidez de impacto, se recomienda usar una rigidez proporcional a la rigidez axial de las estructuras. Los valores típicos de rigidez axial (EA/L) para puentes están entre 876000 [kN/m] a 5256000 [kN/m] (5000 [Kips/in] a 30000 [Kips/in]).

2.3.1.6 *Stereomechanical model*

Este modelo se basa en el uso de la conservación del momentum lineal junto con el coeficiente de restitución para modelar el fenómeno del impacto. Este modelo representa el efecto del impacto en el cambio en la velocidad de los nodos o elementos que impactan y no entrega una expresión directa de la fuerza de impacto. Cabe destacar que este modelo no considera el efecto de la duración del impacto. El modelo se presenta en las ecuaciones (2-18) y (2-19).

$$v'_1 = v_1 - (1 + e) * \frac{m_2 * (v_1 - v_2)}{m_1 + m_2} \quad (2-18)$$

$$v'_2 = v_2 + (1 + e) * \frac{m_1 * (v_1 - v_2)}{m_1 + m_2} \quad (2-19)$$

- v'_1 y v'_2 = Velocidad de las masas que impactan.
- v_1 y v_2 = Velocidad de las masas antes del impacto.
- m_1 y m_2 = Masas que impactan.
- e = Coeficiente de restitución.

2.3.1.7 Fuerzas de Roce en fenómeno de impacto

Conocidos los modelos para obtener las fuerzas normales de impacto, es necesario implementar un modelo para obtener la fuerza de roce asociada al fenómeno de impacto.

En el trabajo de Vulovic [29] se presenta una breve explicación del fenómeno de contacto. La expresión base para determinar los esfuerzos generados en el contacto se presenta en la ecuación (2-20).

$$\bar{t} = \bar{t}_N + \bar{t}_T \quad (2-20)$$

- $\bar{t}$ = Vector de esfuerzo de contacto, con respecto al nodo o superficie “master”.
- $\bar{t}_N$ = Componente normal del vector de esfuerzo de contacto.
- $\bar{t}_T$ = Componente tangencial del vector de esfuerzo de contacto.

El fenómeno de contacto depende directamente de la distancia (g_N) entre dos nodos o superficies. Cuando “ g_N ” es igual a cero, ocurre un contacto perfecto, cuando “ g_N ” es mayor a cero, no existe contacto y cuando es menor a cero existe penetración. Lo anterior determina la existencia de las fuerzas de contacto entre dos nodos.

En el caso en donde no existe contacto, no existe fuerza normal ni tangencial. En el caso de contacto perfecto y penetración, se plantea para la dirección normal la ecuación (2-21).

$$t_n = \varepsilon_N * g_N \ ; \ g_N \leq 0 \quad (2-21)$$

- ε_N = Parámetro Penalty en la dirección normal.
- g_N = Distancia normal entre nodos.
- t_n = Esfuerzo Normal.

Para el caso de la dirección tangencial se debe realizar una diferencia entre el caso de deslizamiento y no deslizamiento. Mientras no exista deslizamiento entre los dos nodos o superficies, la ecuación (2-22) determina el esfuerzo tangencial. En el caso de deslizamiento, el esfuerzo tangencial es restringido por la ecuación (2-23).

$$t_{T\alpha}^{stick} = \varepsilon_T * g_{T\alpha} \quad (2-22)$$

$$t_{T\alpha}^{sl} = -\mu * |t_n| * \frac{\dot{g}_{T\alpha}^{sl}}{\|\dot{g}_{T\alpha}^{sl}\|} \quad (2-23)$$

- $t_{T\alpha}^{stick}$ = Esfuerzo tangencial, para el caso de no deslizamiento.
- $t_{T\alpha}^{sl}$ = Esfuerzo tangencial, para el caso de deslizamiento.
- ε_T = Parámetro Penalty en la dirección tangencial.
- $g_{T\alpha}$ = Distancia tangencial entre nodos. “ α ” denota una de las direcciones tangenciales ortogonales.
- μ = Coeficiente de Roce. En este método se utiliza el modelo de Coulomb, por lo que no existe diferencia entre el roce estático y dinámico.
- $\dot{g}_{T\alpha}^{sl}$ = Velocidad tangencial en la dirección “ α ”.

2.4 Normativa Nacional e Internacional

A continuación, se presentan distintos códigos normativos, tanto nacionales como internacionales que presentan expresiones para calcular la longitud mínima de apoyo. En la Figura 2-16 se presenta la forma en que se mide la longitud mínima de apoyo por todas las normas a estudiar en esta sección.

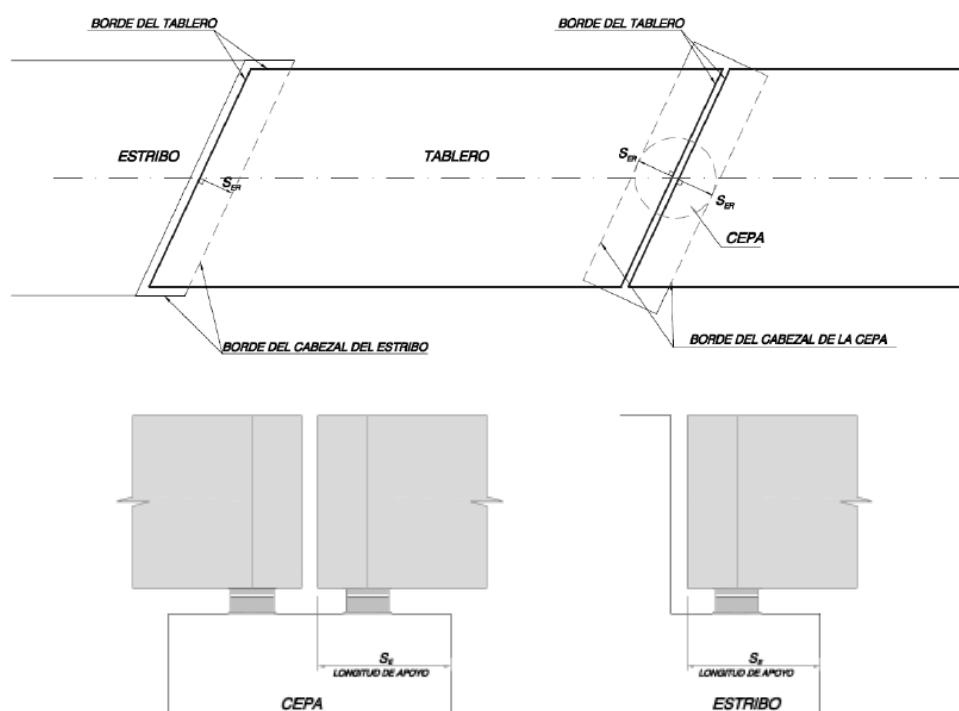


Figura 2-16 - Esquema de cómo se mide la longitud de apoyo en estribos y cepas [5]

2.4.1 Normativa Nacional

El Manual de Carreteras [5] es el código chileno que contiene las disposiciones de diseño para puentes chilenos tradicionales. Cabe destacar, que el Manual de Carreteras se basa ampliamente en la norma AASHTO [8]. En el numeral 3.1004.315 del Manual se proponen expresiones para obtener la longitud mínima de apoyo, las que se indican en las ecuaciones (2-24) y (2-25).

- Categoría de comportamiento sísmico A o B:

$$N = (203 + 1.67 * L + 6.66 * H) * (1 + 0.000125 * \alpha^2) [mm] \quad (2-24)$$

- Categoría de comportamiento sísmico C o D:

$$N = (305 + 2.5 * L + 10 * H) * (1 + 0.000125 * \alpha^2) [mm] \quad (2-25)$$

- ✓ N = Longitud de apoyo mínimo medido en metros.
- ✓ L = Longitud en metros del tablero del puente a la próxima junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para rótulas dentro de un tramo, L será la suma de L1 y L2, las longitudes de los tramos de tablero a cada lado de la rótula. Para puentes de un vano, L es igual al largo del tablero del puente.
- ✓ α = Ángulo de esviaje de los apoyos medido en grados a partir de una línea perpendicular a la luz.
- ✓ H = Para estribos, “H” será cero para puentes de un vano o la altura promedio en metros, de las columnas soportantes del tramo del tablero hasta la próxima junta de expansión. Para cepas, “H” será la altura de la cepa en metros. Para rótulas, “H” será la altura promedio en metros, de las dos cepas adyacentes.

Tras el terremoto del 27 de Febrero de 2010 muchas normas sísmicas chilenas sufrieron modificaciones o actualizaciones, con el objetivo de mejorar el desempeño de las estructuras chilenas. En Julio del año 2010, la Dirección de Vialidad publicó un instructivo [30] que complementa las disposiciones del Manual de Carreteras Volumen N°3, capítulo 3.1000 “Puentes y Estructuras Afines”.

En el Manual de Carreteras versión 2017 se incorporaron estas modificaciones en el Anexo 3, basadas en la Norma Japonesa “Specifications for Highway Bridges, March 2012, Part V Seismic Design 2012” [31].

En primer lugar, se estipula una expresión que permite determinar la posibilidad de rotación de la superestructura, presentada en la ecuación (2-26).

$$\frac{\text{sen}(2\theta)}{2} \geq \frac{b}{L} \quad (2-26)$$

- ✓ L = Longitud continua de la superestructura, medida en metros.
- ✓ b = Ancho total de la superestructura, medido en metros.
- ✓ θ = Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero, medido en grados.

Cabe destacar que la ecuación (2-26) corresponde a la expresión presentada por Dimitrakopoulos [18], para el caso sin fricción. Esto muestra que, si bien el código nacional incorpora el efecto del esviaje en la posibilidad de rotación del tablero, aun falta incorporar el efecto del coeficiente de roce. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, el coeficiente de roce es muy difícil de estimar y falta investigación al respecto para realizar recomendaciones de diseño.

La ecuación (2-26) se presenta en la Figura 2-17 e indica las condiciones en las que existirán desplazamientos laterales excesivos. Si la geometría del tablero y el ángulo de esviaje generan un punto bajo la curva mostrada en la Figura 2-17, se deberá incluir topes sísmicos interiores.

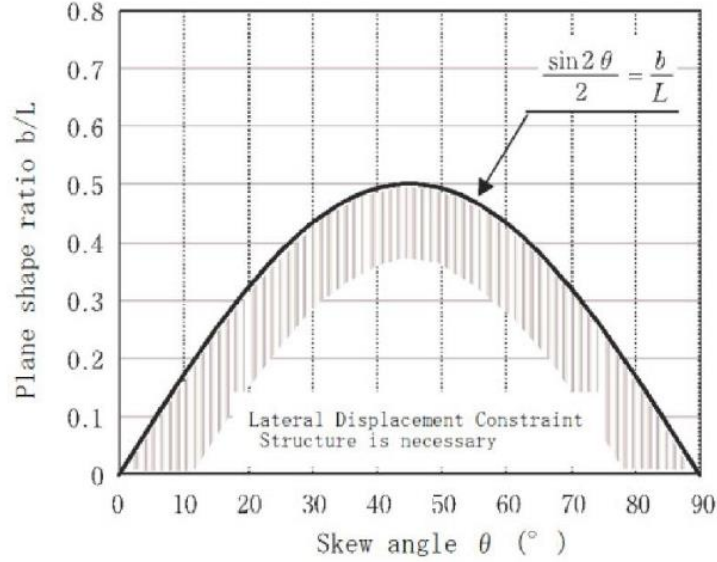


Figura 2-17 - Condición para la instalación de topes sísmicos interiores

La Longitud mínima de apoyo en puentes rectos se determina según la ecuación (2-27).

$$S_{ER} \geq S_{EM} = 0.7 + 0.005 * L \quad (2-27)$$

- ✓ S_{ER} = Longitud requerida de apoyo, medido en metros.
- ✓ S_{EM} = Longitud mínima de apoyo de una viga en la mesa de apoyo, medido en metros.
- ✓ L = Longitud del vano, medido en metros. En un cabezal de cepa que soporte dos superestructuras con diferentes longitudes de vano, se deberá considerar el vano de mayor longitud para el valor de L .

Para el caso de puentes esviados, la longitud mínima de apoyo debe cumplir simultáneamente las ecuaciones (2-27) y (2-28).

$$S_{E\theta R} \geq 2 * L_{\theta} * \sin\left(\frac{\alpha_E}{2}\right) * \cos\left(\frac{\alpha_E}{2} - \theta\right) \quad (2-28)$$

- ✓ $S_{E\theta R}$ = Longitud requerida de apoyo en un puente esviado o curvo, medido en metros.

- ✓ L_θ = Longitud continua de la superestructura, medido en metros.
- ✓ θ = Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero, medido en grados.
- ✓ α_E = Ángulo de rotación marginal, puede ser tomado como $2.5 [^\circ]$.

2.4.2 Normativa Internacional

A continuación, se presentan expresiones para calcular la longitud mínima de apoyo, según las disposiciones de algunos códigos normativos del extranjero.

AASHTO 2009

La AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) es un organismo estadounidense que establece códigos para el diseño y construcción de estructuras viales. En la sección 4.1.3 de la guía de especificaciones sísmicas para puentes del año 2009 [7] se recomienda una relación entre períodos de vibración de estructuras adyacentes en la direcciones transversal y longitudinal, según lo indica la siguiente expresión:

$$\frac{T_i}{T_j} \geq 0.7 \quad (2-29)$$

- ✓ T_i = Periodo fundamental de la estructura más rígida, en segundos.
- ✓ T_j = Periodo fundamental de la estructura más flexible, en segundos.

Esta disposición hace relación con considerar el efecto de la relación entre periodos fundamentales de estructuras adyacentes en los desplazamientos relativos y giros, para así evitar el impacto de las vigas con el estribo y la caída del vano.

En la sección 4.12 se indican las longitudes mínimas de apoyo en función de la categoría sísmica, definida previamente en esta norma. A continuación, se presentan las expresiones correspondientes:

- Categoría Sísmica A, B y C

$$N = (8 + 0.02L + 0.08H)(1 + 0.000125 S^2) \quad (2-30)$$

- ✓ N = Longitud mínima de apoyo, perpendicular desde el apoyo, medido en pulgadas.
- ✓ L = Longitud del tablero, medido en pies, hasta la junta de expansión adyacente o al final del tablero. Para rótulas dentro de un vano, “L” será la suma de los tramos del tablero a cada lado de la rótula. Para puentes de un vano, “L” será la longitud del tablero.
- ✓ S = Ángulo de esviaje, medido en grados.
- ✓ H = Para estribos, es la altura promedio de las columnas soportantes del tablero desde el estribo hacia la siguiente junta de expansión, para columnas y/o pilas “H” será la altura de la columna y/o pila y para rotulas será la altura promedio de las dos cepas adyacentes, medido en pies. Para puentes de un solo vano, “H” será cero.

- Categoría Sísmica D:

$$N = (4 + 1.65 \Delta_{eq})(1 + 0.00025 S^2) > 24 \quad (2-31)$$

- ✓ S = Ángulo de esviaje, medido en grados.
- ✓ Δ_{eq} = Demanda de desplazamiento sísmico asociada al periodo fundamental mayor, a un lado de la junta de expansión, medido en pulgadas.

AASHTO 2012

En la versión 2012 del código AASHTO para el diseño sísmico de puentes se presentan algunas modificaciones a las expresiones para la longitud mínima de la

mesa de apoyo. La sección 4.7.4.4 del código AASHTO (2012) [8] solo indica la ecuación (2-31) para las distintas categorías sísmicas definidas por AASHTO.

CÓDIGO JAPONÉS (JRA)

El código japonés preparado por la Japan Road Association (JRA) [9], en el Capítulo 16 indica algunas expresiones para obtener la longitud de apoyo, las que se presentan a continuación:

$$S_E = u_R + u_G \geq S_{EM} \quad (2-32)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 l \quad (2-33)$$

$$u_G = \varepsilon_G L \quad (2-34)$$

- ✓ S_E = Longitud de apoyo, perpendicular desde el estribo, medido en metros
- ✓ u_R = Desplazamiento relativo máximo entre la superestructura y la subestructura, provocado por un movimiento sísmico nivel 2, medido en metros. Para el cálculo de este valor no se debe considerar el efecto de cualquier elemento que prevenga la caída de vano. El efecto de licuefacción del suelo soportante debe ser considerado.
- ✓ u_G = Desplazamiento relativo del suelo causado por la deformación sísmica del suelo, medido en metros.
- ✓ S_{EM} = Longitud de apoyo mínima [m]
- ✓ ε_G = Deformación sísmica del suelo, puede asumirse como 0.0025, 0.00375 y 0.005 para tipo de suelo I, II y III respectivamente.
- ✓ L = Distancia entre dos subestructuras, donde se desea determinar el largo de apoyo, medido en metros.

- ✓ l = Largo de vano, medido en metros. Cuando dos superestructuras con diferentes largos de vano están soportadas por una pila del puente, “ l ” será el largo de vano mayor.

Para puentes esviados se debe cumplir lo mencionado anteriormente y calculado de la siguiente manera:

$$S_{E\theta} \geq \left(\frac{L_\theta}{2}\right) * (Sen(\theta) - Sen(\theta - \alpha_E)) \quad (2-35)$$

- ✓ $S_{E\theta}$ = Longitud de apoyo para puentes esviados, perpendicular desde el estribo, medido en metros
- ✓ L_θ = Largo de una superestructura continua, medido en metros.
- ✓ θ = Ángulo de esviaje, medido en grados.
- ✓ α_E = Ángulo de rotación límite para la pérdida de apoyo. Se puede tomar generalmente como 5 [°].

EUROCODE

El código europeo es un conjunto de normas europeas sobre el diseño de estructuras de edificación, específicamente el Eurocode 8 [10] presenta disposiciones de diseño sobre puentes. En la sección 6.6.4 se indican algunas expresiones para obtener el largo mínimo de apoyo (l_{ov}), las que se indican a continuación:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad (2-36)$$

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (2-37)$$

$$\varepsilon_e = \frac{2d_g}{L_g} \quad (2-38)$$

- ✓ l_m = Longitud mínima de apoyo para asegurar una segura transmisión de la reacción vertical. Esta no debe ser menor que 400 [mm].

- ✓ d_{eg} = Desplazamiento efectivo de las dos partes, provocado por la variación espacial del movimiento del suelo. Cuando la ubicación del puente está a menos de 5 [km] de alguna falla sísmicamente activa, capaz de producir un sismo de magnitud mayor a $M=6.5$, el valor de “ d_{eg} ” será el doble del valor obtenido con la expresión anterior.
- ✓ d_g = Desplazamiento de diseño del suelo según EN 1998-1:2004, 3.2.2.4
- ✓ L_g = Es un parámetro de distancia según 3.3(6).
- ✓ L_{eff} = Es el largo efectivo del tablero, tomado como la distancia desde la junta analizada hasta la conexión más cercana del tablero con la subestructura. Si el tablero está completamente conectado a un grupo de pilas mayor a una, entonces “ L_{eff} ” será la distancia desde el apoyo al centro del grupo de pilas. En este contexto, “completamente conectado” corresponde a una conexión del tablero o de una sección del tablero a un miembro de la subestructura, ya sea monolíticamente o a través de elastómeros fijos, barras sísmicas o STUs, sin función limitante de fuerza.
- ✓ d_{es} = Desplazamiento sísmico efectivo del apoyo provocado por la deformación de la estructura.

CAPITULO III

3 Modelación del problema

En el presente capítulo se presentará la descripción del puente tipo usado en este estudio. En primer lugar, se presentarán las variables a estudiar, luego una descripción general de la modelación con el software OpenSees del puente tipo, y finalmente una descripción del elemento usado para modelar la interacción estribo-tablero. Esto último tiene una gran importancia, pues esta interacción tiene una gran influencia en los desplazamientos y giros relativos del tablero bajo acciones sísmicas.

3.1 Variables en estudio

En esta investigación se considerará la variabilidad de la respuesta sísmica, específicamente los desplazamientos y giros relativos, en función de la distancia estribo-tablero, ángulo de esviaje y la fricción entre el estribo-tablero.

3.1.1 Distancia Estribo-Tablero

En el trabajo de Wu [11] se analiza la variabilidad de la respuesta sísmica en función de la distancia estribo-tablero, usando 0 [cm], 0.159 [cm], 0.318 [cm], 0.476 [cm] y 0.635 [cm] (0 [in], 1/16 [in], 1/8 [in], 3/16 [in] y 1/4 [in]). Cabe destacar que en el trabajo de Wu se modeló en OpenSees un modelo a escala para ser comparado con ensayos experimentales, por lo que estos valores no son aplicables al presente estudio.

En este trabajo se analizará la variabilidad de la respuesta sísmica, realizando variaciones de la distancia estribo-tablero desde 0 [cm] hasta 16 [cm], con un incremento de 4 [cm]. Estas distancias se utilizaron, ya que representarían de mejor

manera las distancias encontradas en varios puentes tradicionales chilenos. Entendiendo por puente tradicional, aquel que tiene vanos con luces no mayores a 70 [m], y que excluye puentes colgantes y atirantados.

3.1.2 Ángulo de esviaje

En el trabajo de Wu [11] se analiza la variabilidad de la respuesta sísmica en función del ángulo de esviaje, usando 0 [°], 30 [°], 45 [°] y 60 [°].

En este trabajo se analizará la variabilidad de la respuesta sísmica, realizando variaciones del ángulo de esviaje desde 0 [°] hasta 60 [°], con un incremento de 15 [°].

3.1.3 Fricción

Las fuerzas friccionales que ocurren durante el contacto entre el estribo y el tablero dependen directamente de la fuerza de impacto y del coeficiente de roce. Este fenómeno se modelará a través del Software OpenSees y será especificado más adelante.

En el trabajo de Shi y Dimitrakopoulos [16] se modelan los efectos friccionales entre el estribo y el tablero. En este trabajo se analiza la variabilidad de la respuesta dinámica a partir de distintos coeficientes de roce, con valores que varían entre 0 y 0.8. Además, se especifica que la estimación del coeficiente de fricción no es un parámetro fácil de obtener pues depende de una gran cantidad de factores como la rugosidad de la superficie de contacto, el daño local alrededor del área de contacto, el ángulo en el instante de impacto, la diferencia entre el coeficiente de roce estático y dinámico (no considerado por simplicidad), entre otros.

En este trabajo se analizará la variabilidad de la respuesta sísmica, realizando variaciones del coeficiente de fricción desde 0 hasta 0.8, con un incremento de 0.2.

3.2 Puente tipo

El puente tipo utilizado en este estudio se basa en un modelo existente del Paso Superior Lo Echevers realizado por Escobar [32]. El Paso Superior Lo Echevers está constituido por dos estructuras de hormigón armado y se ubica en la autopista Vespucio Norte, comuna de Quilicura, Región Metropolitana. El modelo existente consiste en el tramo este del PS Lo Echevers, el cual se presenta en la Figura 3-1 (unidades en [cm]).

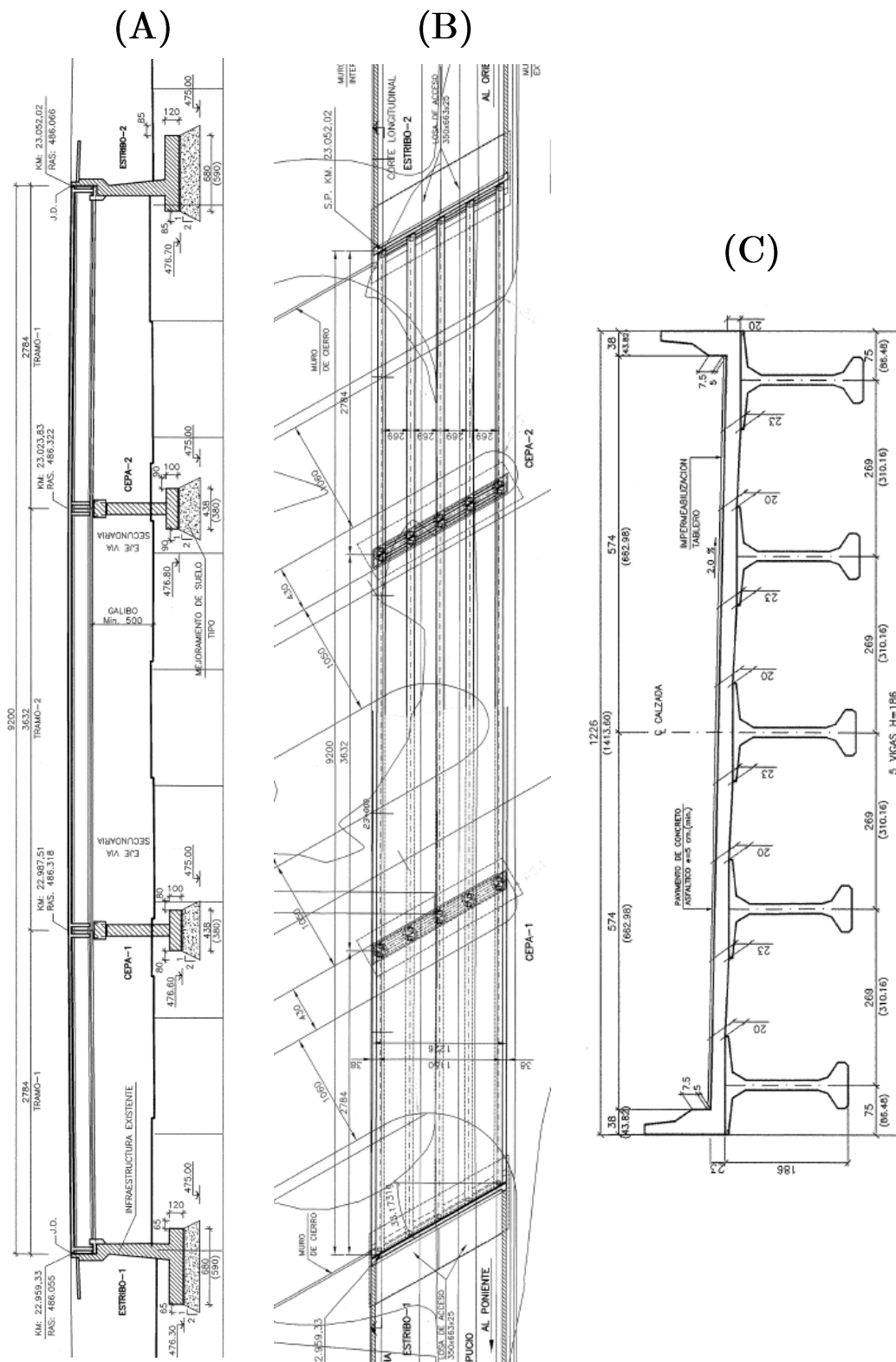


Figura 3-1 - Tramo Este PS Lo Echevers (a) Vista Elevación (b) Vista Planta (c) Vista transversal del tablero sobre una cepa.

A continuación, se indican algunas características generales del tramo este del Paso Superior Lo Echevers. Este puente fue modelado inicialmente por Escobar [32]. Sin embargo, para este trabajo de memoria se realizarán algunas variaciones, en función de las variables de interés definidas anteriormente.

3.2.1 Subestructura

La subestructura está conformada por dos cepas, las que están conformadas por 5 columnas y una viga cabezal. Las columnas son de hormigón armado de 1 [m] de diámetro y la viga cabezal también es de hormigón armado, con una sección de 60 x 100 [cm]. Las fundaciones de las cepas son losas de hormigón armado de 15.3 x 3.8 x 1 [m].

3.2.2 Superestructura

El tramo este del Paso Superior lo Echevers cuenta con un tablero de hormigón armado de 12.26 x 92 x (0.2) [m]. Este tiene un esviaje de 33.17 [°] y cuenta con tres vanos con luces de 27.84 [m], 37.32 [m] y 27.84 [m], respectivamente, como se muestra en la Figura 3-1.

La superestructura cuenta con cinco vigas longitudinales pretensadas, las que descansan en las cepas. El tablero es de losa continua a lo largo de los 92 [m] de superestructura. Además, la superestructura cuenta con topes sísmicos de acero a cada lado de las vigas cabezal y estas descansan sobre placas elastoméricas de 30 x 45 x 60 [mm] en las cepas y de 30 x 45 x 86 [mm] en los estribos.

Durante el terremoto del Maule del 2010, el tramo este del PS Lo Echevers sufrió el colapso del tablero (caída de vano), debido a la falla de los topes sísmicos de acero y la rotación excesiva del tablero [2].

En el presente estudio, se utilizará como puente tipo el PS Lo Echevers sin usar topes sísmicos y considerando diafragmas, con el objetivo de no limitar los desplazamientos laterales y así cuantificar de mejor manera el efecto del esviaje, coeficiente de roce y distancia estribo-tablero en los desplazamientos y giros relativos del tablero.

Para este estudio se considerará como puente de referencia, el caso del puente tipo con un ángulo de esviaje de 0° , una distancia estribo-tablero de 8 [cm] y un coeficiente de roce de 0.2.

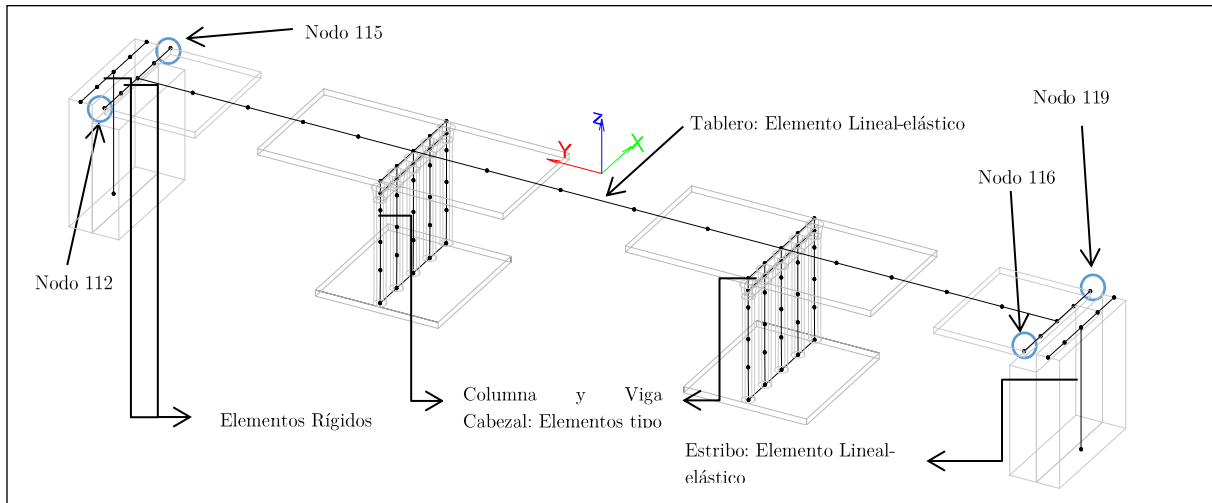
3.3 Modelo en OpenSees

3.3.1 Introducción

OpenSees [33] (Open System for Earthquake Engineering Simulation) es un software utilizado para simular la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos. OpenSees ha sido desarrollado por PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) y cuenta con una gran capacidad para modelar y analizar la respuesta no lineal de sistemas usando un gran rango de materiales, elementos y algoritmos.

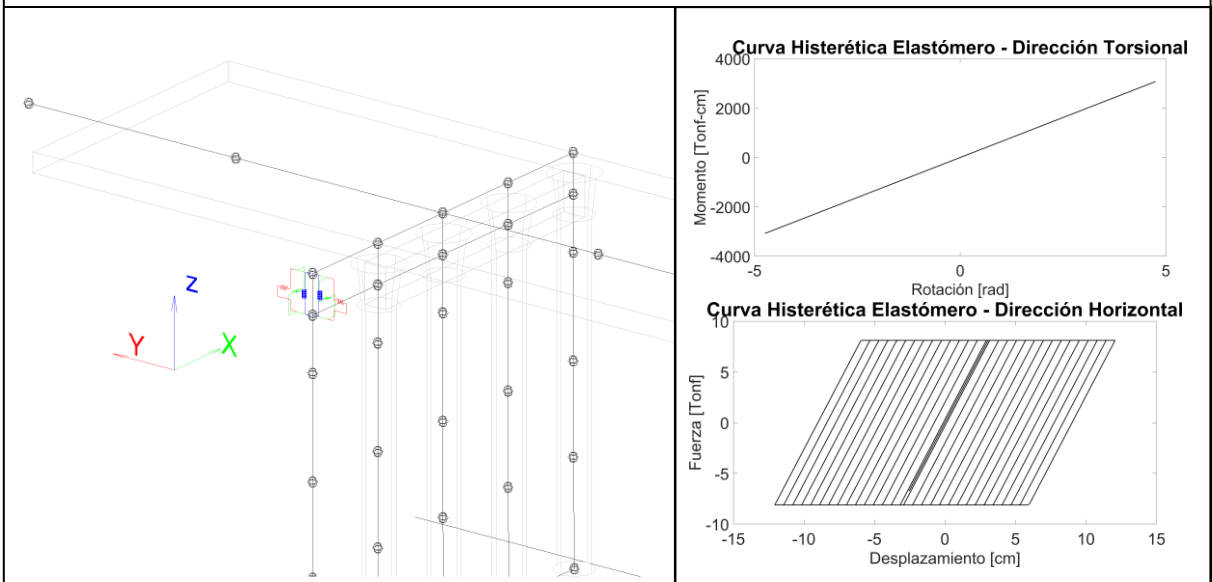
3.3.2 Modelación del Puente Tipo

El puente tipo utilizado en este trabajo de memoria se basa en el PS Lo Echevers, modelado en el trabajo de Escobar [32]. En la Figura 3-2, Figura 3-3 y Figura 3-4 se presenta un esquema de la modelación en OpenSees del puente tipo.



Modelación de la Ceba

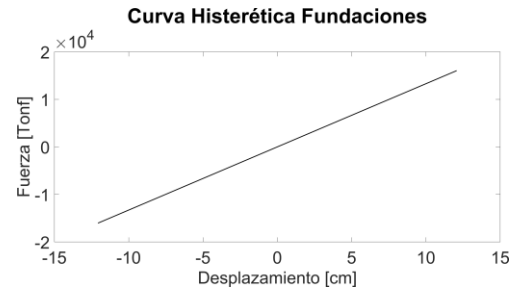
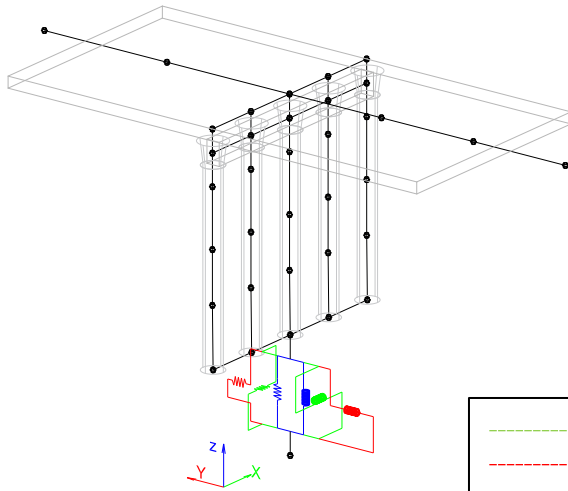
Elastómeros



- = Resistencia a corte del elastómero en dirección "X".
- = Resistencia a corte del elastómero en dirección "Y".
- = Resistencia a torsión del elastómero en dirección "Z".

Figura 3-2 - Modelación del Puente - Software OpenSees (1)

Fundaciones



----- = Resistencia a corte y momento - dirección "X".
 ----- = Resistencia a corte y momento - dirección "Y".
 ----- = Resistencia axial y torsión - dirección "Z".

Columnas y Viga Cabezal

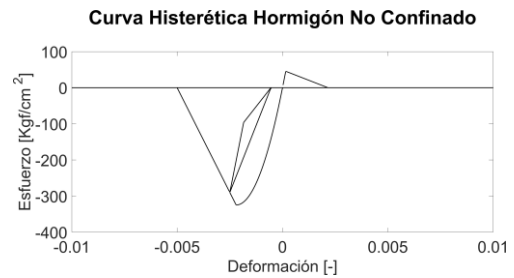
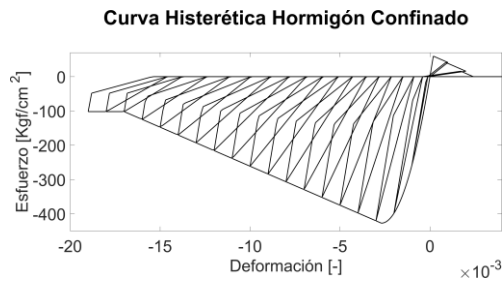
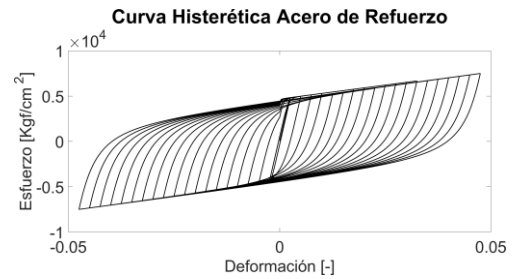
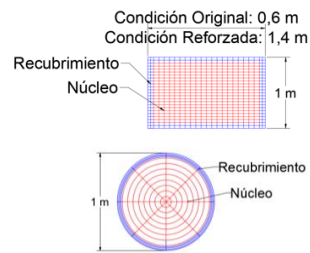
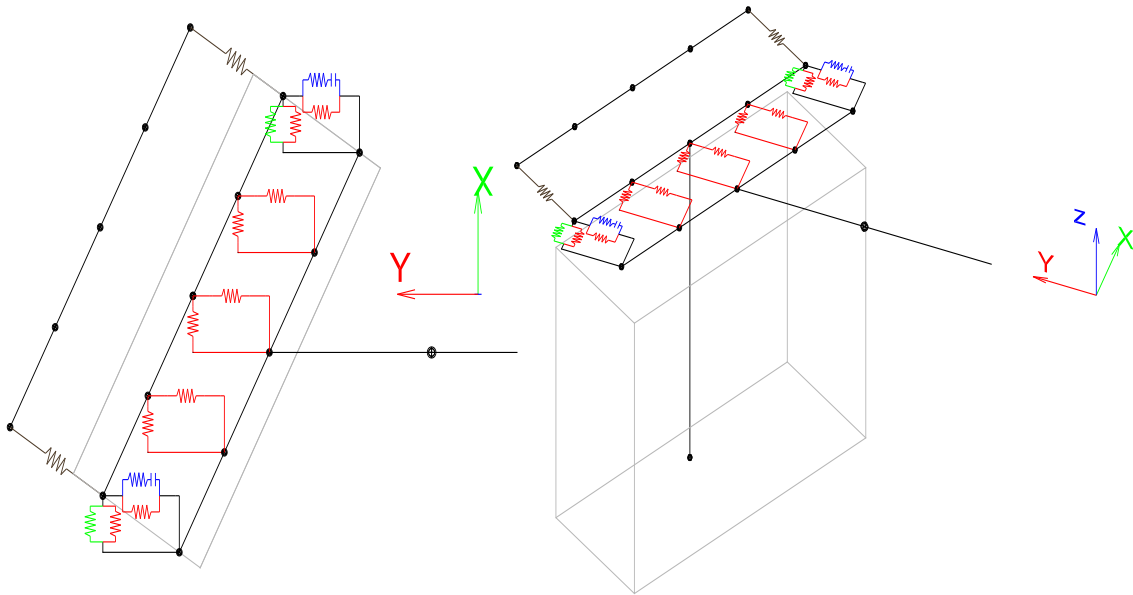


Figura 3-3 Modelación del Puente - Software OpenSees (2)

Modelación del Estribo



----- = Resistencia a corte del elastómero en dirección "X" e "Y".

----- = Fuerza de Roce.

----- = Fuerza de Impacto. Elemento modelado con "gap".

----- = Efecto Pasivo del Suelo.

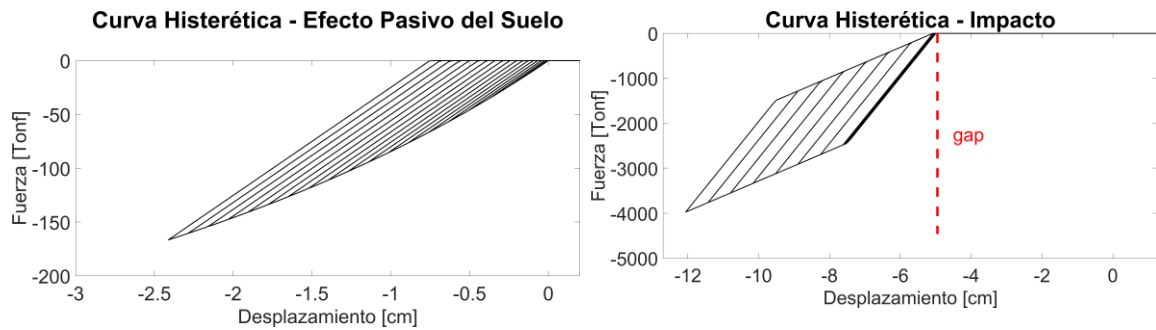


Figura 3-4 - Modelación del Puente - Software OpenSees (3)

3.3.2.1 Asignación de Masas

La asignación de masas al puente tipo se realizó con el comando “mass node” de OpenSees. Se asignó masas rotacionales y traslacionales equidistantes en el tablero y al centro de las columnas de las cepas, como se muestra en la Figura 3-5. En esta figura se representan las masas tanto traslacionales como rotacionales en rojo, verde y negro para el tablero en las zonas exteriores, zona central y columnas de la cepa respectivamente.

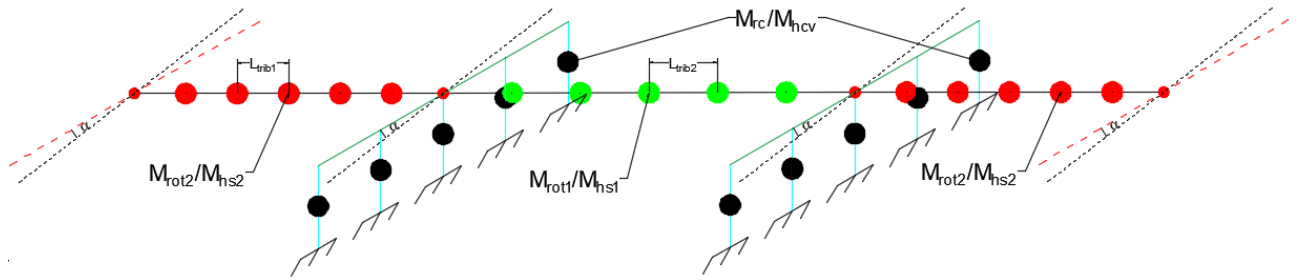


Figura 3-5 - Representación de masas del modelo del puente tipo – OpenSees [32]

Para la asignación de masa horizontal de columnas, viga cabezal y tablero, se utilizó la expresión indicada por Aviram [34], la que se presenta en la ecuación (3-1)..

$$M_{horizontal} = \rho * A_t * L_{trib} \quad (3-1)$$

- ρ = Densidad del hormigón armado.
- A_t = Área transversal del elemento
- L_{trib} = Largo tributario asociado al nodo

Cabe destacar que, para la asignación de la masa del tablero, se consideró la masa de todos los elementos de la superestructura (losa, vigas, carpeta asfáltica y barandas de seguridad).

Para la asignación de la masa rotacional se utilizó la expresión indicada por Aviram [34], la que se presentan en la ecuación (3-2) y (3-3):

$$M_{rot} = \frac{\left(\frac{m}{l}\right) * L_{trib} * D_c^2}{8} \quad \text{Columnas} \quad (3-2)$$

$$M_{rot} = \frac{\left(\frac{m}{l}\right) * L_{trib} * d_w^2}{12} \quad \text{Tablero} \quad (3-3)$$

- $\frac{m}{l}$ = Masa lineal del elemento
- L_{trib} = Largo tributario asociado al nodo.
- D_c = Diámetro de columna.
- d_w = Ancho del elemento.

En la Tabla 3-1 se presentan los valores de las masas traslaciones y rotacionales usados en el modelo. Cabe destacar que en esta investigación no se consideró el uso de masa traslacional vertical.

El detalle para el cálculo de las masas usadas se encuentra en el trabajo de Escobar [32].

Tabla 3-1 - Valores de masas usadas en la modelación

Elemento	Masa Traslacional [Ton]	Masa Rotacional [Ton*m²]
Columna de Cepa (M_{rc}/M_{hcv})	5.79	0.724
Tablero – Vanos Exteriores (M_{rot2}/M_{hs2})	91.32	1519.59
Tablero – Vano interior (M_{rot1}/M_{hs1})	119.06	1982.45

3.3.2.2 Fundaciones

Las fundaciones de las cepas fueron modeladas con un elemento “ZeroLength” y con el material “Elastic” de la librería del software OpenSees.

En el trabajo de Escobar [32] se obtuvo la rigidez de las fundaciones de las cepas a partir de las expresiones propuestas por el Departamento de Transportes de Oregon [35]. En la Tabla 3-2 se presentan los valores obtenidos para la rigidez en las seis direcciones de las fundaciones de las cepas.

Tabla 3-2 - Rigidez de las fundaciones de las cepas

Parámetro	Valor
$K_{\text{horizontal}} \text{ [kN/cm]}$	$1.0 \cdot 10^4$
$K_{\text{transversal}} \text{ [kN/cm]}$	$9.7 \cdot 10^3$
$K_{\text{vertical}} \text{ [kN/cm]}$	$1.3 \cdot 10^4$
$K_{\text{girox}} \text{ [kN} \cdot \text{cm/rad]}$	$5.9 \cdot 10^9$
$K_{\text{giroy}} \text{ [kN} \cdot \text{cm/rad]}$	$6.7 \cdot 10^9$
$K_{\text{giroz}} \text{ [kN} \cdot \text{cm/rad]}$	$4.9 \cdot 10^9$

3.3.2.3 Cepas

Las columnas y viga cabezal de las cepas se modelaron usando elementos tipo fibra, asignando las propiedades esperadas del hormigón H30 y del acero estructural A630-420H.

Se utilizó el elemento “ForceBeamColumn” de la librería de Opensees, para representar las columnas y viga cabezal de las cepas. A estos elementos se le asignaron secciones transversales modeladas con el comando “FiberSec”. El hormigón, tanto confinado como no confinado, se modeló con el material “Concrete02” (núcleo confinado y recubrimiento) y el acero estructural se modeló con el material “Steel02”. El material Concrete02 representa el modelo constitutivo de Mander, mientras que el material Steel02 representa el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto.

En la modelación de las secciones también se incorporó los efectos de deformación debido a la torsión y corte, como se menciona en el trabajo de Escobar [32].

3.3.2.4 Superestructura

La superestructura se analiza como un elemento lineal-elástico, pues se espera que, durante los eventos sísmicos, esta no incurra en el rango no lineal [36]. Se modeló la superestructura con una serie de elementos “ElasticBeamColumn” de la librería del software OpenSees. Para la obtención de las propiedades geométricas necesarias para la modelación se utilizó el software SAP2000, en donde se incluyó la sección de la superestructura, barreras de seguridad, carpeta asfáltica y vigas pretensadas [32].

3.3.2.5 Placas Elastoméricas

Las placas elastoméricas fueron modeladas con el software OpenSees, considerando las recomendaciones de Nielson [37]. Estos elementos fueron modelados con elementos “zeroLength” y con el material “Steel01” de la librería del software OpenSees, para las direcciones “x” e “y”.

Para la modelación del puente tipo usado en este estudio, se consideró la configuración de placas elastoméricas del Paso Superior Lo Echevers presentada en el trabajo de Escobar [32].

Los parámetros de entrada del comando “Steel01” se presentan a continuación. Para obtener estos valores se utilizaron las ecuaciones (3-4), (3-5) y (3-6).

- \$E0: Rigidez inicial del elemento.
- \$Fy: Capacidad máxima del elemento.

- β : Relación de endurecimiento, que relaciona la rigidez inicial del apoyo con la rigidez post-fluencia.

$$E_0 = \frac{GA}{h_r} \quad (3-4)$$

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_n} \quad (3-5)$$

$$F_y = \sigma_n * \mu \quad (3-6)$$

- G = Módulo de Corte (13 [kgf/cm²] recomendado por el Manual de Carreteras [5]).
- A = Área del apoyo elastómero.
- h_r = Altura efectiva del apoyo elastómero. Esta corresponde a la altura del elemento, sin considerar las placas metálicas.
- μ = Coeficiente de fricción.
- σ_n = Carga axial del elemento. Esta se obtiene con el peso tributario de la superestructura asociado a cada apoyo elastomérico.

Cabe destacar que los elastómeros de los estribos y cepas tiene dimensiones distintas, además de que los vanos exteriores tienen una longitud distinta al vano central. Lo anterior implica que los elastómeros del estribo son diferentes a los de la cepa, y además, en la misma cepa, los elastómeros que están a cada lado de la viga también se comportan distinto. Lo anterior se explica en el trabajo de Escobar [32].

En Tabla 3-3 se presentan los parámetros utilizados para modelar la rigidez de corte de los elastómeros.

Tabla 3-3 - Parámetros utilizados para modelar rigidez de corte de las placas elastoméricas en software OpenSees

Elemento	Elastómero Ceba (1)	Elastómero Ceba (2)	Elastómero Estribo
E_0 [kN/cm]	38.1	38.1	26.4
F_y [kN]	107.5	123.9	107.5

Cabe destacar que también se consideró el aporte de rigidez torsional del elastómero, el que se representa con un material elástico, usando el material “unialMaterial Elastic”. La rigidez torsional se obtuvo con las expresiones del trabajo de Yazdani [38]. En la ecuación (3-7) se presenta la expresión para obtener la rigidez torsional de los elastómeros y en la Figura 3-6 se representa un elastómero tipo, con los ejes locales de referencia.

$$k_{Rx} = \frac{GI_x}{h_r} \quad (3-7)$$

- k_{Rx} = Rigidez torsional de la placa elastomérica.
- G = Módulo de Corte (13 [kgf/cm²] recomendado por el Manual de Carreteras [5])
- I_x = Inercia en torno al eje x.
- h_r = Altura efectiva del apoyo elastómico. Esta corresponde a la altura del elemento, sin considerar las placas metálicas.

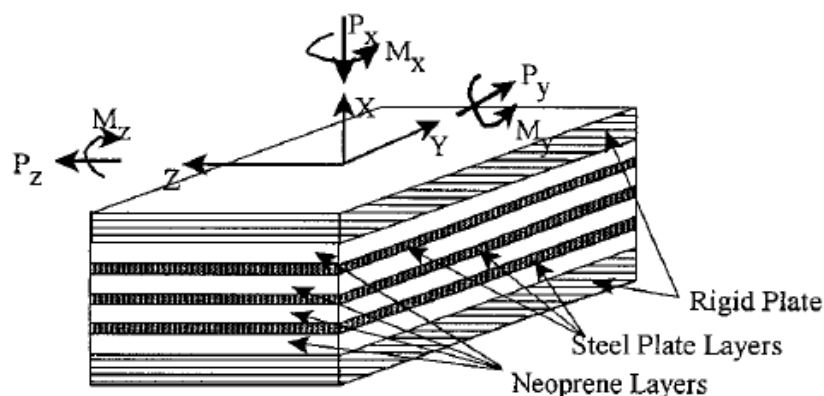


Figura 3-6 - Placa elastomérica - Ejes de referencia [38]

La rigidez torsional de los elastómeros se presenta en la Tabla 3-4

Tabla 3-4 - Parámetros utilizados para modelar rigidez torsional de las placas elastoméricas en software OpenSees

Rigide	K_{Rx}
z	[kN/cm]
Cepa	6581.25
Estribo	9506.25

3.3.2.6 Estribos

Los estribos del Paso Superior Lo Echevers cuentan con un gran muro y losa de fundación. Para este estudio se modeló esta estructura como un elemento elástico usando el elemento “elasticBeamColumn” de la librería de OpenSees. Este comando necesita una serie de parámetros de entrada, los cuales se presentan en la Tabla 3-5.

Cabe destacar que como se espera que el estribo se comporte linealmente, se utilizó el módulo de elasticidad del hormigón. Además, las propiedades geométricas fueron obtenidas con una sección característica del estribo. En la Tabla 3-5 se presentan los parámetros para modelar y el estribo, mientras que en la Figura 3-7 se presenta vistas en elevación del estribo del Paso Superior Lo Echevers.

Tabla 3-5 - Parámetros para modelar los estribos

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Ancho [m]	1	Inercia eje 2 [m ⁴]	1
Largo [m]	12	J [m ⁴]	145
Área [m ²]	12	E [kgf/cm ²]	272219.12
Inercia eje 1 [m ⁴]	144	G [kgf/cm ²]	113424.63

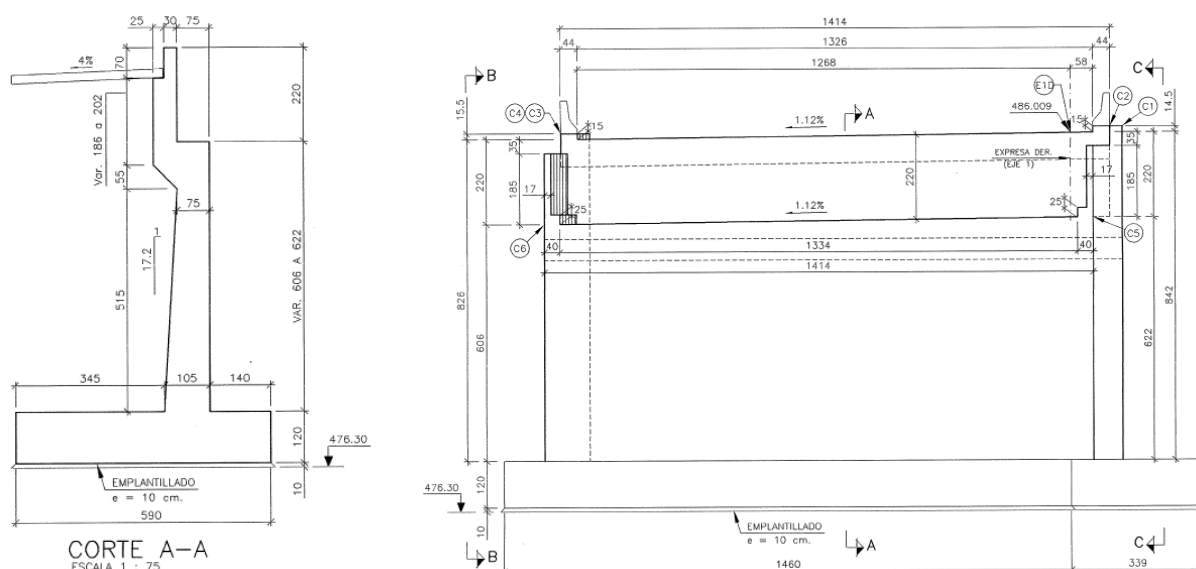


Figura 3-7 - Vistas laterales de un estribo del Paso Superior Lo Echevers

3.3.2.7 Efecto Pasivo del suelo

En la dirección longitudinal también existe el aporte de la resistencia pasiva del suelo. Este efecto se desarrolla cuando el estribo presiona el relleno y es posible obtener esta resistencia a partir de las expresiones de Caltrans [39], las que se presentan en las ecuaciones (3-8) y (3-9).

$$K_{abut} = \begin{cases} K_i * w * \left(\frac{h}{5.5 \text{ ft}}\right) & U.S. \text{ units} \\ K_i * w * \left(\frac{h}{1.7 \text{ m}}\right) & S.I. \text{ units} \end{cases} \quad (3-8)$$

$$P_{bw} \text{ o } P_{dia} = \begin{cases} A_e * 5.0 \text{ ksf} * \left(\frac{h_{bw} \text{ o } h_{dia}}{5.5}\right) & (ft, kip) \\ A_e * 239 \text{ kPa} * \left(\frac{h_{bw} \text{ o } h_{dia}}{1.7}\right) & (m, kN) \end{cases} \quad (3-9)$$

- 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.

En la Tabla 3-6 se presentan los valores obtenidos según las indicaciones de Caltrans. Cabe destacar que, en estos cálculos, se asignó un largo tributario igual a la mitad del ancho del muro espaldar, pues en la modelación se dispondrán dos elementos para representar el efecto pasivo del suelo.

Tabla 3-6 - Rigidez y fuerza última del efecto pasivo del suelo

Parámetro	Valor
Largo Tributario	L/2

w [m]	6.6
h [m]	2.2
Kabut [kN/m]	124412.67
Pu [kN]	4561.8

Duncan [40] propuso una curva hiperbólica para representar el efecto pasivo del suelo en estribos. En la Figura 3-8 se presenta la curva esfuerzo-deformación propuesta por Duncan, y en las ecuaciones (3-10) y (3-11) se presentan las expresiones para obtener esta curva.

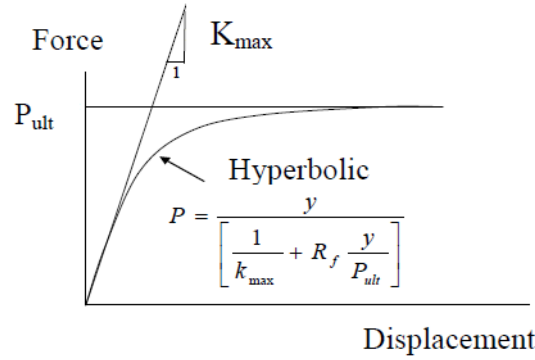


Figura 3-8 - Curva fuerza-desplazamiento hiperbólica - Efecto Pasivo del Suelo [40]

$$P = \frac{y}{\frac{1}{k_{max}} + R_f * \frac{y}{P_{max}}} \quad (3-10)$$

$$R_f = 1 - \frac{P_{max}}{\Delta_{max} * k_{max}} \quad (3-11)$$

- P = Fuerza pasiva del suelo
- y = Desplazamiento
- k_{max} = Rigidez inicial.
- P_{max} = Fuerza pasiva última.
- Δ_{max} = Desplazamiento máximo, asociado a la fuerza pasiva última.

En el trabajo de Cole [41] se presentan valores típicos para “ Δ_{max} ” en función del tipo de relleno del estribo. A falta de información sobre el tipo de suelo del estribo

del Paso Superior Lo Echevers se utilizará una relación “ $\Delta_{\max}/H$ ” de 0.06, la que corresponde a arena suelta. “H” corresponde a la altura de suelo en donde se está calculando el efecto pasivo del suelo. A partir de esto, el valor de “ R_f ” obtenido de la ecuación (3-11) fue de 0.72.

Shamsabadi [42] también realizó un estudio sobre el comportamiento del efecto pasivo del suelo. Tras su estudio, él propone dos expresiones simplificadas para modelar el comportamiento del suelo, las que se presentan en las ecuaciones (2-2)y (2-3).

$$F(y) = \frac{8y}{1 + 3y} H^{1.5} ; \text{ Para suelos granulares} \quad (3-12)$$

$$F(y) = \frac{8y}{1 + 1.3y} H ; \text{ Para suelos cohesivos} \quad (3-13)$$

- $F(y)$ = Fuerza por ancho del muro (medido en pies).
- y = Desplazamiento, medido en pulgadas.
- H = Altura del muro espaldar, medido en pies.

En la Figura 3-9 se presenta una comparación entre las curvas hiperbólicas recomendadas por Shamsabadi y la curva hiperbólica obtenida de la ecuación (3-10), usando los valores de Caltrans para suelo cohesivo. Para esta investigación se utilizaron los parámetros recomendados por Caltrans [39], dada la simplicidad de su obtención.

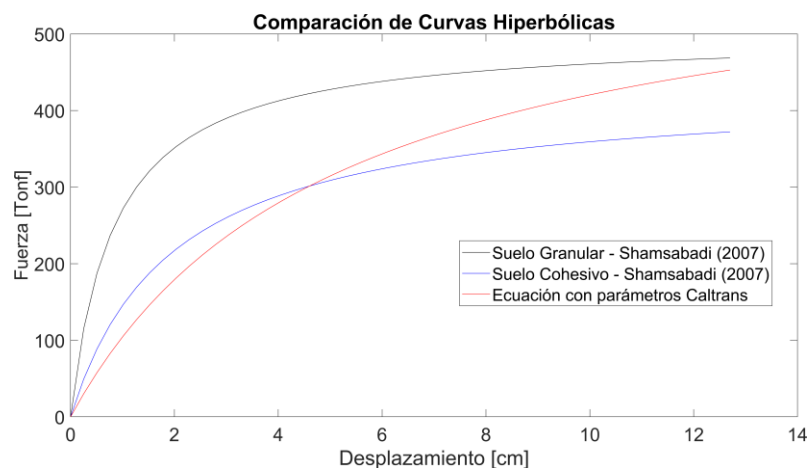


Figura 3-9 - Comparación Curvas Hiperbólicas

Usando los valores de rigidez y carga última propuestos por Caltrans es posible modelar el efecto pasivo del suelo, según la curva esfuerzo-deformación hiperbólica. OpenSees cuenta con un material basado en el trabajo de Duncan: “uniaxialMaterial HyperbolicGapMaterial”. Además, incorpora una distancia libre, la que determinará cuándo comenzará a actuar este elemento.

3.3.2.8 Impacto

El software OpenSees incorpora la mayoría de estos modelos en una serie de elementos o materiales. El material “Impact Material” es un material uniaxial que permite construir un elemento que represente el impacto entre dos nodos. Este material se basa en el modelo de Hertz modificado por Muthukumar. A continuación, se presenta el formato de uso de este material:

uniaxialMaterial ImpactMaterial \$mattag \$K1 \$K2 \$δy \$gap

\$mattag Etiqueta que identifica al material.

\$K1 Rigidez inicial.

\$K2 Rigidez secundaria.

\$δy Desplazamiento de fluencia.

\$gap Espacio libre entre nodos.

El software OpenSees tiene también una gran cantidad de elementos que permiten modelar el contacto entre elementos. El elemento “zeroLengthContact” está disponible tanto para modelos de dos y tres dimensiones, y permite modelar el contacto entre nodos. Cabe destacar que este elemento modela la fuerza tangencial según la relación Mohr-Coulomb, como se indica en la ecuación (3-14):

$$T = \mu * N + c \quad (3-14)$$

element zeroLengthContact3D \$eleTag \$sNode \$mNode \$Kn \$Kt \$mu \$c \$dir

\$eleTag	Etiqueta única del elemento.
\$sNode	Nodo “slave”.
\$mNode	Nodo “master”.
\$Nodes	Etiquetas respectivas de nodos “master” y “slave”
\$Kn	Rigidez en la dirección normal (normal a los planos “master” y “slave”).
\$Kt	Rigidez en la dirección tangencial.
\$mu	Coefficiente de fricción.
\$c	Cohesión. Si no hay cohesión el valor es 0.
\$direction	“1” si el vector normal al plano “master” tiene dirección X positivo. “2” si el vector normal al plano “master” tiene dirección Y positivo. “3” si el vector normal al plano “master” tiene dirección Z positivo.

En la Figura 3-10 se presenta un esquema del funcionamiento de este elemento:

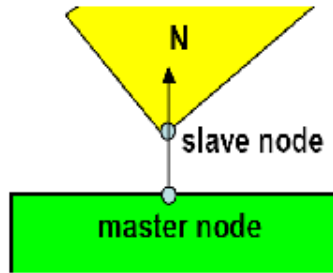


Figura 3-10 - Esquema elemento zeroLengthContact3D

Para esta investigación se utilizará el elemento zeroLengthImpact3D desarrollado por Arash E. Zaghi y Majid Cashany de la University of Connecticut. Este elemento incorpora los efectos del “ImpactMaterial” al elemento “zeroLengthContact3D”. A continuación, se presenta el formato de uso de este elemento:

```
element zeroLengthImpact3D $tag $slaveNode $masterNode $direction $initGap
$frictionRatio $Kt $Kn $Kn2 $Delta_y $cohesion
```

\$tag	Etiqueta única del elemento.
\$slaveNode	Nodo “slave”.
\$masterNode	Nodo “master”.
\$direction	“1” si el vector normal al plano “master” tiene dirección X positivo. “2” si el vector normal al plano “master” tiene dirección Y positivo. “3” si el vector normal al plano “master” tiene dirección Z positivo.
\$initGap	Distancia inicial entre nodo “master” y nodo “slave”.

\$frictionRati	Coeficiente de fricción en las dos direcciones tangenciales paralelas a los planos “master” y “slave”.
\$Kt	Rigidez en las dos direcciones tangenciales.
\$Kn	Rigidez en la dirección normal (normal a los planos “master” y “slave”).
\$Kn2	Rigidez en la dirección normal posterior al límite elástico basado en el modelo de impacto de Hertz.
\$Delta_y	Deformación límite del rango elástico basado en el modelo de impacto de Hertz.
\$cohesion	Cohesión. Si no hay cohesión el valor es 0.

Para obtener los parámetros de entrada del elemento de impacto se siguen las recomendaciones de Muthukumar [26]. En la Tabla 3-7, se presentan los parámetros de entrada del elemento de impacto. Cabe destacar que los valores de rigidez presentados en esta tabla fueron asignados a dos nodos, por lo que los valores ingresados al sistema son la mitad de estos valores.

Tabla 3-7 - Parámetros para modelar el elemento impacto

Parámetr	Valor	Unidad
o		
Kh	25000	[Kip/in ^{3/2}]
n	1.5	
e	0.8	
a	0.1	
Δ_m	0.63	[in]
Δ_y	0.063	[in]
K_{eff}	19843.13	[Kip/in]
Kn1	48417.25	[Kip/in]

Kn2	16668.23	[Kip/in]
Kt	16668.23	[Kip/in]
cohesion	0	

La rigidez transversal “Kt” mencionada en la Tabla 3-7 es un parámetro difícil de estimar, por lo que se utilizó el valor de “Kn2”, en función del trabajo de Guo [43]. Guo modeló el fenómeno del impacto con dos elementos perpendiculares, uno asociado al impacto y otro al roce, a los que les asignó la misma rigidez. La razón para imponer “Kn2” a la rigidez transversal, es que como el desplazamiento de fluencia es tan pequeño, el tramo de la curva histerética en donde la pendiente es “Kn1” es muy corto. Esto quiere decir, que prácticamente, la curva en todo su tramo tiene una pendiente igual a “Kn2”.

3.3.3 Sensibilidad de los parámetros del elemento *zeroLengthImpact3D*

A partir de la incertidumbre que genera el elemento “zeroLengthImpact3D”, se realizó un análisis de sensibilidad de las variables más importantes del elemento. Se analizó la variabilidad de las rigideces mencionadas anteriormente. El efecto el coeficiente de roce no se consideró en este análisis de sensibilidad, pues es uno de los temas centrales de este estudio y se analizará en profundidad en capítulos posteriores.

Para analizar el elemento se realizaron las siguientes consideraciones:

- Coeficiente de Roce = 0.2
- Gap = 4 [cm]
- Ángulo de Esviaje = 0 [°]
- Valores Kn2 = 44.64 – 446.4 – 2232 – 4464 – 44640 [Tonf/cm] (100 – 1000 – 5000 – 10000 – 100000 [Kips/in])
- Valores Kn1 = proporcionales a las variaciones de Kn2.

- Valores $K_t = 44.64 - 446.4 - 2232 - 4464 - 44640$ [Tonf/cm] (100 – 1000 – 5000 – 10000 – 100000 [Kips/in])
- Registro utilizado = Concepción
- Tipo de análisis: Tiempo-historia

Cabe destacar que, tras los análisis, solo el caso de $K_t = 44640$ [Tonf/cm] no convergió. En la Figura 3-11 se presenta la variabilidad de los desplazamientos normales en función de “Kn2” y “Kt”. En esta figura se observa que los desplazamientos normales disminuyen con el aumento de la rigidez normal, mientras que con respecto a la rigidez transversal no se observan cambios importantes.

En la Figura 3-12 se observa que no existen grandes cambios en los desplazamientos transversales frente a la variabilidad de la rigidez normal y transversal de impacto.

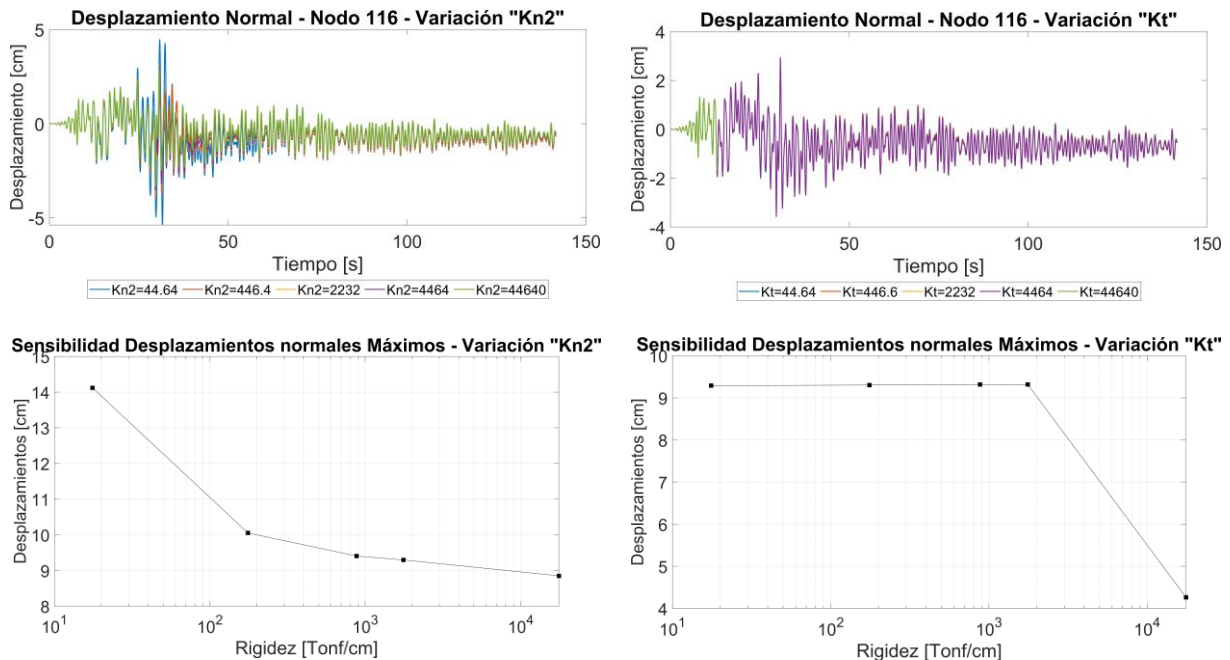


Figura 3-11 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Desplazamientos normales

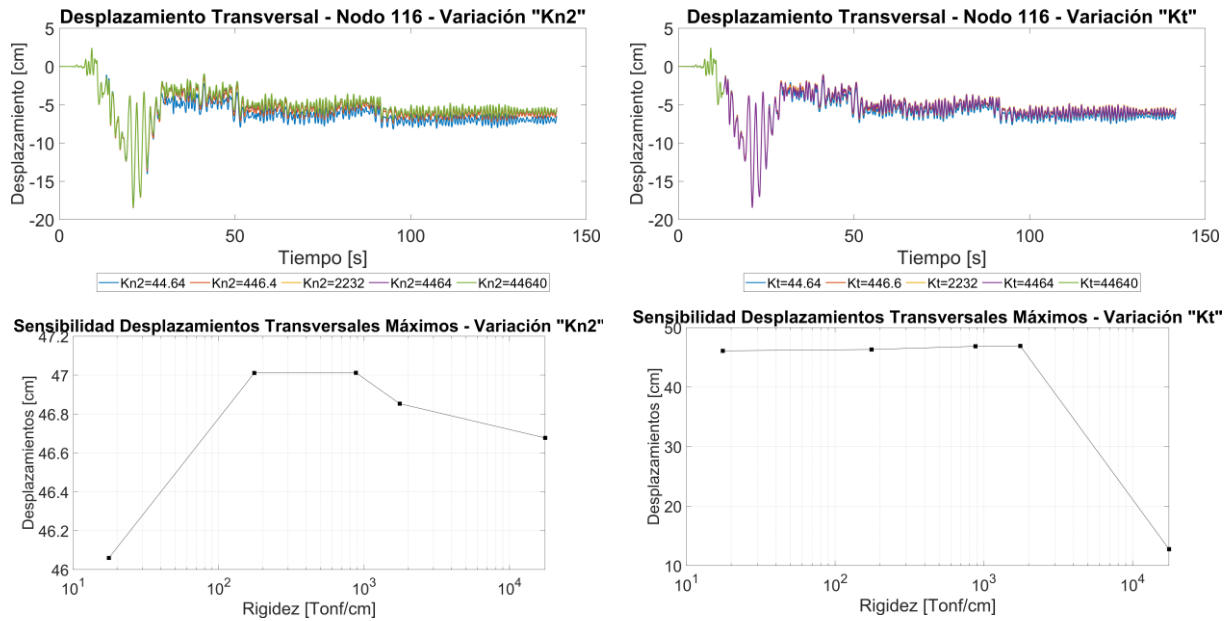


Figura 3-12 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Desplazamientos transversales

En la Figura 3-13 se observa que la fuerza de impacto aumenta con respecto a la rigidez normal, lo que es esperable considerando el modelo constitutivo del impacto. Con respecto a la rigidez transversal, no se ven grandes diferencias.

En la Figura 3-14 se observa que la fuerza de roce aumenta a medida que aumenta la rigidez normal, lo que es esperable, considerando que la fuerza de roce es directamente proporcional a la rigidez normal. Es posible observar también que la fuerza de roce aumentó con respecto a la rigidez transversal, pero que para valores entre 4464 y 44640 [Tonf/cm] se mantiene prácticamente constante.

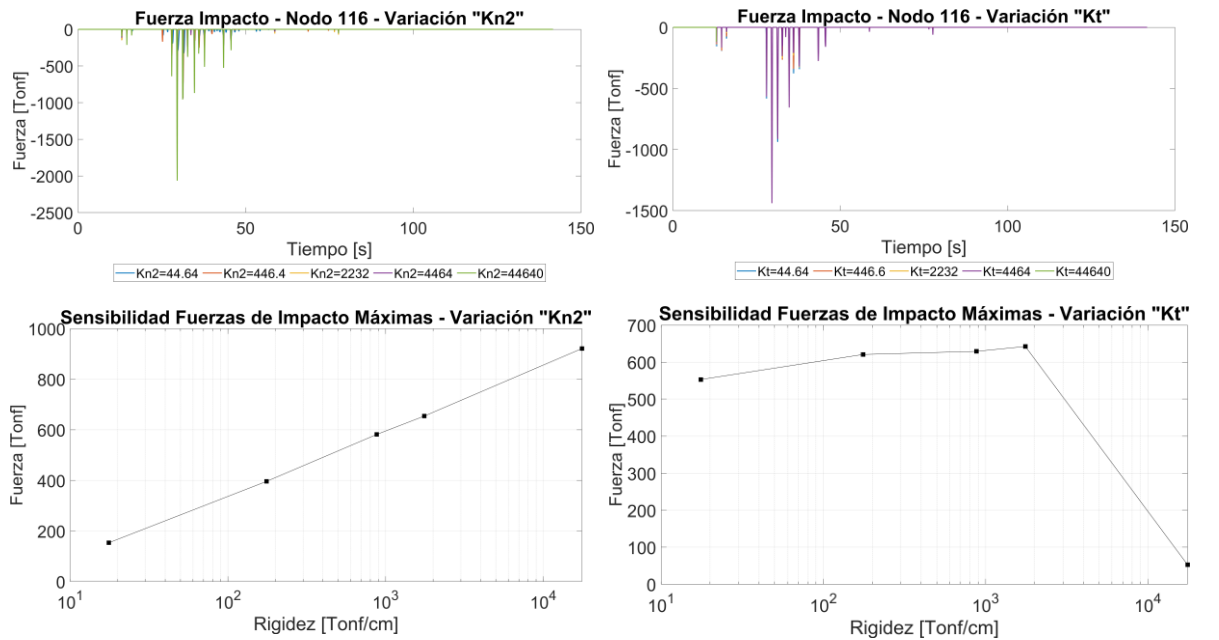


Figura 3-13 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Fuerzas de Impacto

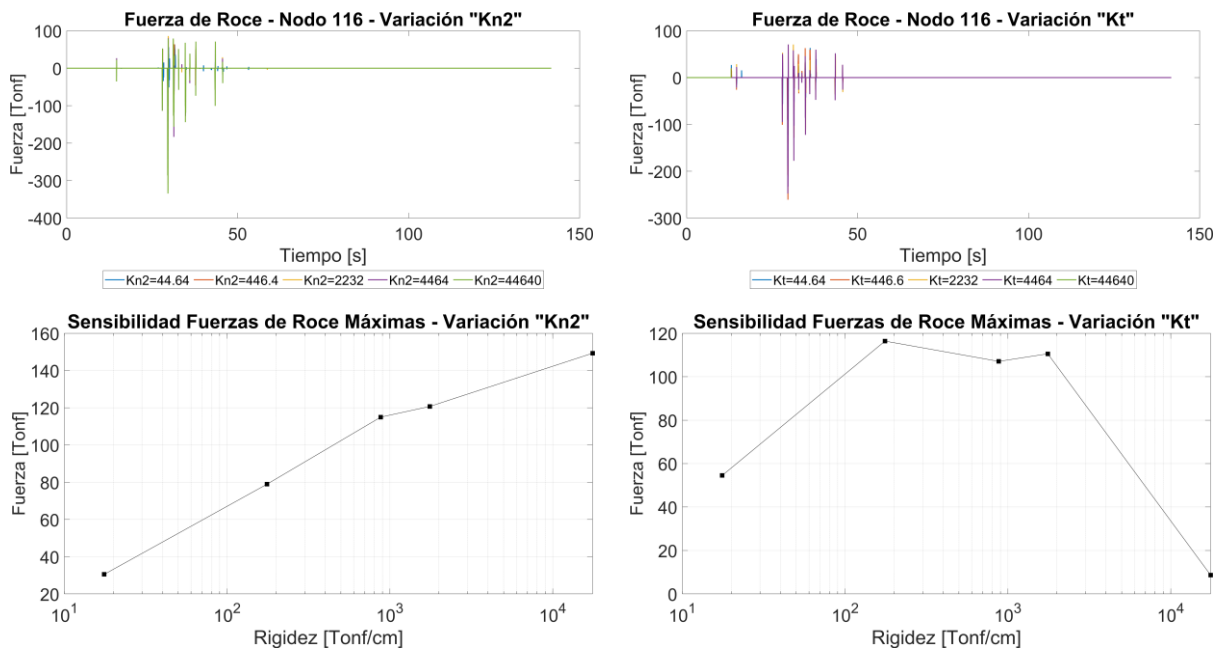


Figura 3-14 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Fuerzas de Roce

En la Figura 3-15 se observa como varía la relación Fuerza Impacto – Fuerza de roce al variar los parámetros de rigidez normal y transversal. Se observa como todos los puntos están dentro de las rectas que representan “ $F = \mu N$ ”. Esto verifica que el valor máximo de la fuerza tangencial del elemento zeroLengthImpact3D está

limitado por “ μN ”. Además, es posible observar como al aumentar la rigidez normal ($Kn2$) aumentan los valores de las fuerzas de impacto. El efecto de la rigidez transversal “ Kt ” no presenta una tendencia clara, sin embargo, para valores altos de rigidez transversal (44640 y 4464 [Tonf/cm]), los puntos no alcanzan a llegar al límite “ μN ”. Lo anterior puede suceder dado que, con una rigidez muy alta, no existe desplazamiento relativo transversal.

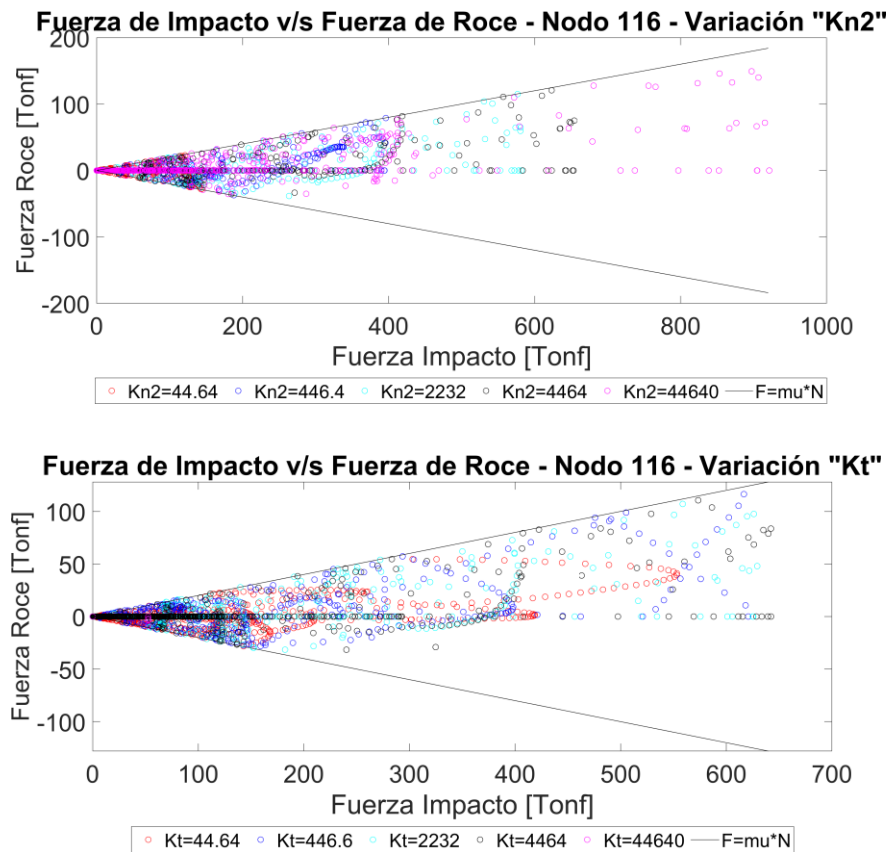


Figura 3-15 - Sensibilidad de rigidez normal y transversal de impacto - Fuerza impacto v/s Fuerza de roce

CAPÍTULO IV

4 Amenaza Sísmica

En el presente capítulo se presentan los registros sísmicos utilizados para realizar los análisis no lineales del puente tipo definido anteriormente. Además, se presenta una breve descripción de la metodología propuesta en la norma ASCE 7-16 [6].

4.1 Espectro objetivo

Para escalar los registros sísmicos, es necesario definir un espectro objetivo. El código ASCE 7-16 indica que se debe utilizar un espectro MCE_R (Maximum considered earthquake) objetivo con un 5% de amortiguamiento crítico para el análisis no lineal de la respuesta de la estructura en estudio. Para seleccionar el espectro objetivo se analizó dos opciones: el espectro estipulado en el Manual de Carreteras y los espectros obtenidos por el Banco Interamericano de Desarrollo.

El Manual de Carreteras [44] en las disposiciones de diseño sísmico indica que los movimientos y fuerzas sísmicas son basadas en una probabilidad de no excedencia de 90% durante la vida útil de un puente o pasarela, estimada en 50 años, lo que es equivalente a un periodo de retorno medio de 475 años.

El Banco Interamericano de Desarrollo [45] generó espectros de amenaza uniforme para distintos periodos de retorno y ciudades de Chile. Para obtener estos espectros, se obtuvo la información sísmica del país, para luego identificar y definir las principales fuentes sísmicas. Tras esto, a través de una serie de modelos probabilísticos y modelos de atenuación se obtuvieron mapas de amenaza

probabilística y espectros de aceleración para distintas ciudades de Chile.. Cabe destacar que los espectros obtenidos fueron generados a nivel del basamento rocoso.

En la Figura 4-1 se presenta una comparación del espectro de amenaza uniforme para 2500 años de periodo de retorno de la ciudad de Iquique [45], el espectro más desfavorable propuesto por el Manual de Carreteras [44], y los espectros de los registros sísmicos a utilizar, los que se especificarán en la sección 4.2.

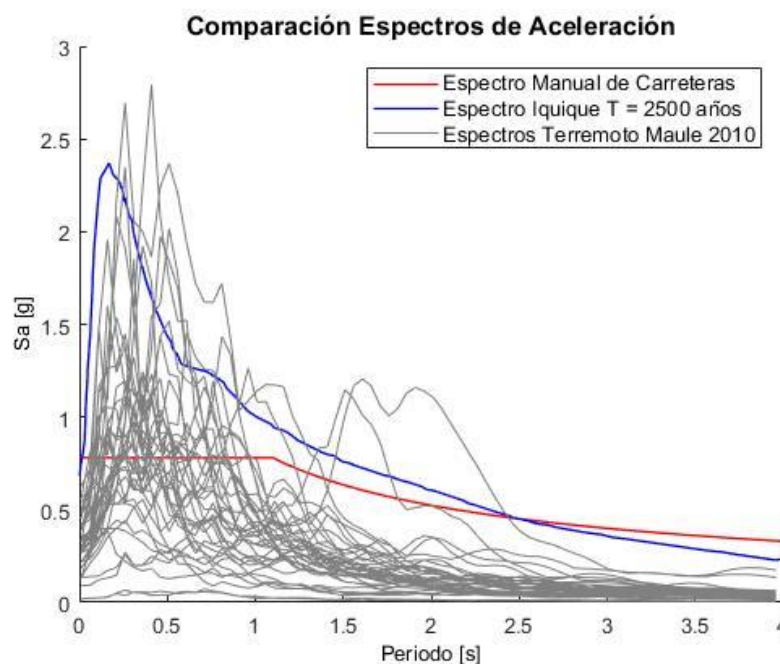


Figura 4-1 - Comparación Espectros de Aceleración

En la Figura 4-1 se puede observar que el espectro de diseño presentado por el Manual de Carreteras está por debajo del espectro propuesto por el Banco Interamericano, para periodos entre 0 y 2.5 [s]. Entre 2.5 [s] y 4 [s], el espectro del Manual de carreteras es mayor al del Banco Interamericano. Es posible observar, que a pesar de que para períodos entre 0 [s] y 1 [s], el espectro del BID es mayor al del MC, existen registros que tienen valores máximos de pseudoaceleración mayores los espectros mencionados anteriormente. Para este estudio, se utilizará como espectro

objetivo el espectro de la ciudad de Iquique para 2500 años de período de retorno, pues es mucho más conservador que el propuesto por el Manual de Carreteras y no es excedido por tantos registros, en el rango de períodos de escalado. Este rango de períodos será mencionado posteriormente.

4.2 Registros Sísmicos

El código ASCE 7-16 indica que se deben seleccionar al menos 11 pares ortogonales de registros sísmicos para realizar un análisis no lineal. Estos registros deben ser seleccionados a partir de eventos con características tectónicas, formas espectrales, magnitudes y distancias de falla similares a aquellos que dominen el espectro objetivo.

En la Tabla 4-1 se presentan los registros sísmicos utilizados (Terremoto Maule 2010):

Tabla 4-1 - Registros Sísmicos utilizados en análisis no lineal

Estación	Componente	PGA [g]	Estación	Componente	PGA [g]
Concepción	Longitudinal	0.4011	Santiago Peñalolén	Norte-Sur	0.2983
	Transversal	0.2861		Este-Oeste	0.2927
Constitución	Longitudinal	0.5379	Santiago Puente Alto	Norte-Sur	0.2656
	Transversal	0.6261		Este-Oeste	0.268
Curicó	Norte-Sur	0.4748	Talca	Longitudinal	0.4715
	Este-Oeste	0.4137		Transversal	0.4156
Hualañé	Longitudinal	0.3822	Valdivia	Norte-Sur	0.0914
	Transversal	0.4517		Este-Oeste	0.1349
Llolleo	Longitudinal	0.3254	Vallenar	Norte-Sur	0.0185
	Transversal	0.5576		Este-Oeste	0.0198
Matanzas	Longitudinal	0.3443	Valparaíso Almendral	Longitudinal	0.2206
	Transversal	0.2865		Transversal	0.2674
Papudo	Longitudinal	0.297	Valparaíso UTFSM	Longitudinal	0.1315
	Transversal	0.4168		Transversal	0.3013
Santiago Centro	Longitudinal	0.2148	Viña Centro	Norte-Sur	0.2187
	Transversal	0.3082		Este-Oeste	0.3311
Santiago La Florida	Norte-Sur	0.1857	Viña El Salto	Norte-Sur	0.3521
	Este-Oeste	0.133		Este-Oeste	0.3381
Santiago Maipú	Norte-Sur	0.5605			
	Este-Oeste	0.4881			

4.3 Metodologías para escalar registros sísmicos según ASCE 7-16

El código ASCE 7-16 presenta procedimientos para escalar registros sísmicos a un espectro de aceleraciones objetivo. Previo a este procedimiento, es necesario establecer el rango de periodos objetivos para escalar los registros. El límite superior (T_{sup}) será el doble del período fundamental del primer modo de la estructura, o uno menor, si se justifica con un análisis dinámico. El límite superior no podrá ser menor a 1.5 veces el período fundamental del primer modo de la estructura. El límite inferior (T_{inf}) será aquel que incluya los modos de vibrar elásticos necesarios para obtener el

90% de la masa en cada dirección horizontal. El límite inferior no podrá ser mayor al 20% del período fundamental del primer modo de la estructura.

En este estudio se utilizará un puente tipo definido anteriormente, al cual se le realizarán variaciones en el coeficiente de roce entre el tablero y el estribo, la distancia estribo-tablero y el ángulo de esviaje. Los dos primeros parámetros hacen referencia al fenómeno de impacto, el cual ocurre solo si existe contacto entre el tablero y el estribo, por lo que no afecta al periodo fundamental. Con respecto al esviaje, se obtuvo los tres primeros períodos en función del esviaje, los cuales se presentan en la Tabla 4-2. A partir de esto, se puede observar que no existen grandes cambios en los períodos con el ángulo de esviaje. Esto se debe a que los períodos de un puente, en donde solo existen elastómeros, están controlados por las propiedades mecánicas del elastómero. Para puentes con otros tipos de sistemas, como barras sísmicas, se esperaría que los periodos cambien al modificar el ángulo de esviaje. Dado lo anterior, de aquí en adelante se considerará que los periodos para todos los casos en estudio son los correspondientes al caso en donde el ángulo de esviaje es de 0 [°].

Tabla 4-2 - Periodos en función del ángulo de esviaje

	Ángulo de Esviaje				
Period o	0 [°]	15 [°]	30 [°]	45 [°]	60 [°]
Modo 1	0.87404	0.87340	0.87247	0.87599	0.87699
Modo 2	0.86874	0.87038	0.86120	0.87081	0.87104
Modo 3	0.80503	0.80539	0.80655	0.80910	0.81300

Utilizando el software OpenSees se obtuvo los periodos y modos de vibrar para el puente tipo y todas sus variantes, producto de las distintas variables a estudiar.

En la Tabla 4-3 se presentan los primeros tres periodos fundamentales del puente tipo, mientras que en la Tabla 4-4 se presenta el rango de periodos a usar al momento de escalar los registros. Además, en la Figura 4-2 se presentan los modos de vibrar del puente tipo, con un ángulo de esviaje de 0 [°]. El primer y segundo modo de vibrar están dominados por movimientos longitudinales y transversales respectivamente. Mientras que el tercer modo de vibrar está dominado por rotación del tablero.

Tabla 4-3 - Periodos del Puente Tipo

Modo de Vibrar	Período [s]
Modo 1	0.874
Modo 2	0.869
Modo 3	0.805

Tabla 4-4 - Rango de periodos para el escalado de registros

Parámetro	Símbol o	Periodo [s]
Periodo Fundamental del puente tipo	T_n	0.87
Límite inferior	T_{inf}	0.17
Límite superior	T_{sup}	1.74

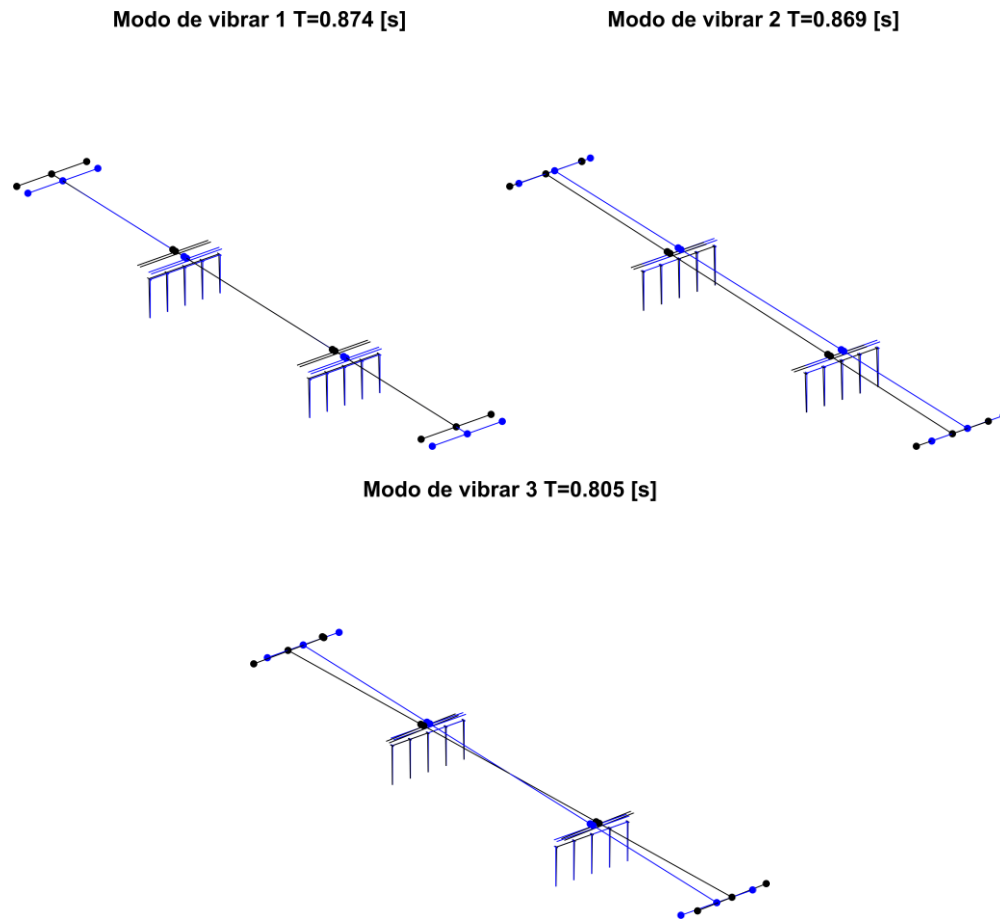


Figura 4-2 - Modos de Vibrar Puente Tipo - Vista isométrica

Los métodos para escalar los registros, de acuerdo con el ASCE7-16, se presentan de manera resumida a continuación.

4.3.1 Equivalencia de Espectros (Spectral Matching)

Cada par de registros sísmicos horizontales debe modificarse, tal que el promedio del espectro de máxima dirección sea igual o mayor al 110% del espectro objetivo sobre el rango de periodos ya definido.

4.3.2 Escalamiento de Amplitud (Amplitud Scaling)

Para cada par de registros sísmicos horizontales, se construirá un espectro de máxima direccionalidad a partir de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico. Cada registro debe ser escalado, con un factor de escala idéntico para ambas

direcciones horizontales, tal que el promedio del espectro de máxima direccionalidad de todos los pares de registros sea generalmente igual o mayor al espectro objetivo sobre el rango de periodos ya definido, pero nunca menor que el 90% del espectro objetivo para cualquier periodo dentro del rango ya definido.

Para efectos de este trabajo se modificarán los registros sísmicos con el método de equivalencia espectral “Spectral Matching”.

4.4 Efecto del ángulo de incidencia de la aceleración sísmica

En algunas investigaciones ([46] [47]) se han presentado distintas metodologías para obtener el espectro de máxima direccionalidad y se han mostrado resultados, en donde se observan diferencias en los espectros obtenidos, según el ángulo de incidencia. Sin embargo, en el trabajo de Giannopoulos [48] se plantea la duda si es más importante la orientación de los registros o la cantidad de estos al realizar análisis no lineales y concluye que es mucho más confiable usar una mayor cantidad de registros en los análisis.

En este trabajo se obtendrá el espectro de máxima direccionalidad tal como lo estipula el código ASCE 7-16, y además se realizará un breve estudio del efecto de rotar los registros sísmicos. Para esto se utilizará el registro de Concepción del Terremoto del Maule 2010.

La metodología utilizada se basa en el trabajo de Boore [47], en donde se propone combinar los registros horizontales ortogonales en una función azimuth, como se muestra en la ecuación (4-1).

$$a_{ROT}(t; \theta) = a_1(t) * \cos(\theta) + a_2(t) * \sin(\theta) \quad (4-1)$$

- $a_1(t)$ = Registro horizontal 1.
- $a_2(t)$ = Registro horizontal 2.

- θ = Ángulo de incidencia.

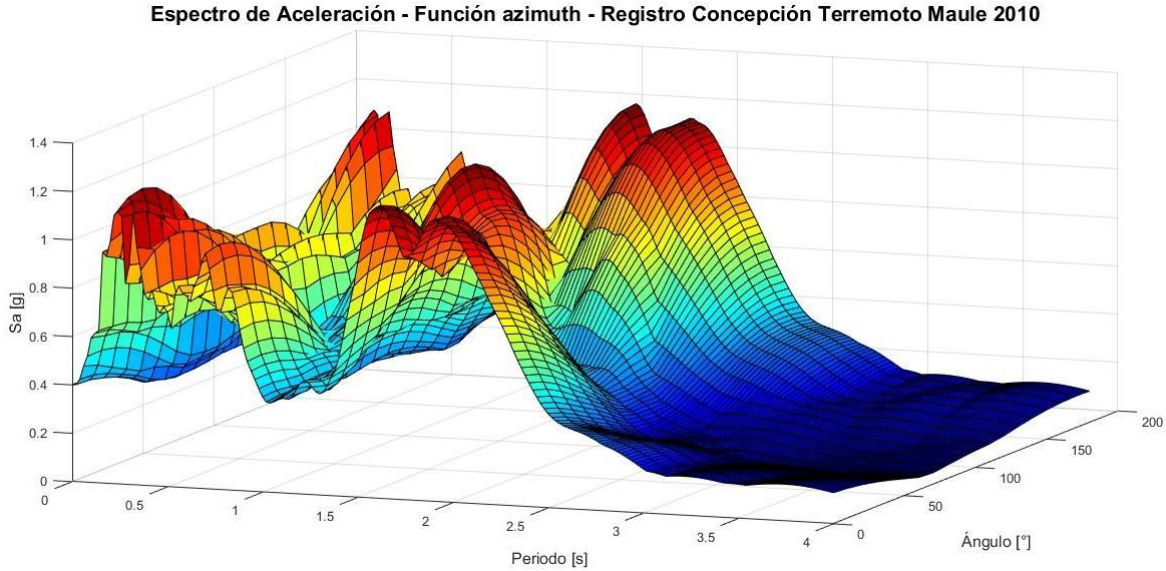


Figura 4-3 - Espectro de Aceleración - Función azimuth - Registro Concepción Terremoto Maule 2010

A partir de esta función se obtendrán los espectros de aceleración, variando el ángulo de rotación y así obtener el espectro de máxima direccionalidad. Para este análisis se obtuvo la función azimuth variando el ángulo desde 0 [°] a 180 [°], con incrementos de 10 [°] y posteriormente se obtuvieron los espectros de aceleración.

En la Figura 4-3 se presenta un gráfico en donde se observa el efecto del ángulo “ θ ” en los espectros de aceleración obtenidos de las funciones azimuth generadas.

Además, en la Figura 4-4 es posible observar el efecto del ángulo en los espectros generados a partir de la función azimuth. Se obtuvo un gráfico de la aceleración máxima en función del ángulo y en éste se observa la incidencia de este. Cabe destacar que la influencia del ángulo en la aceleración máxima también depende del rango de periodos que se esté analizando.

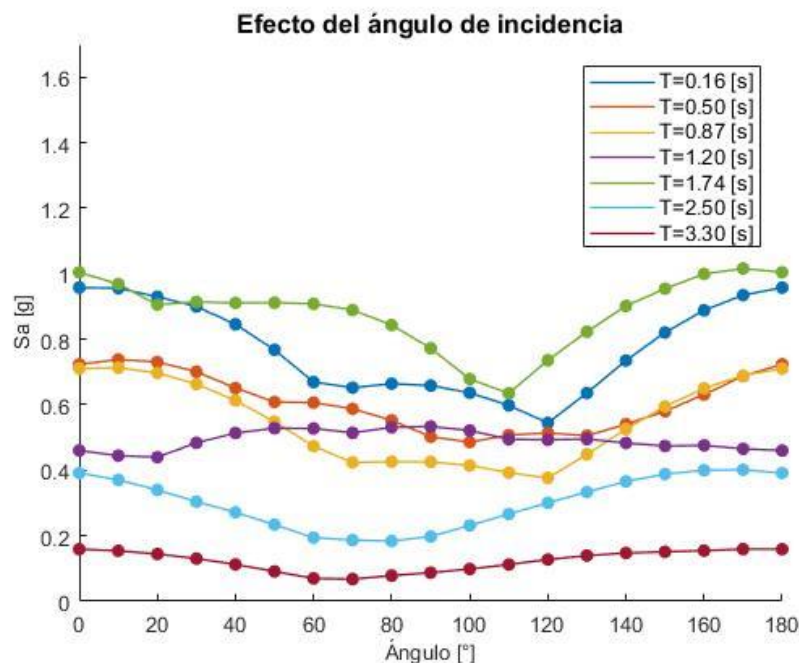


Figura 4-4 - Efecto del ángulo de incidencia en la aceleración máxima - Registro Concepción Terremoto Maule 2010

4.5 Escalado de Registros

Como se mencionó anteriormente en la metodología de escalado, es necesario obtener el espectro de máxima direccionalidad. Se utilizó la función azimuth para analizar la influencia del ángulo de incidencia en las aceleraciones máximas, con valores desde 0 [°] a 180 [°], con incrementos de 10 [°]. Para obtener el ángulo que maximice las aceleraciones máximas, se realizó una comparación de estas para el periodo natural del puente tipo ($T=0.87$ [s]) mencionado anteriormente. En la Tabla 4-5 se presentan los ángulos que producen los espectros de máxima direccionalidad.

Para el escalado de registros se utilizó el Software SeismoMatch Versión 2018 [49]. Este software permite realizar “Spectral Matching” con una gran cantidad de registros y permite exportar los espectros y registros escalados. La tolerancia de convergencia utilizada en este software fue de un 30%. En la Figura 4-5 se presentan los espectros escalados al espectro objetivo.

Tabla 4-5 - Ángulos que producen espectros de máxima direccionalidad

Registro	Ángulo [°]	Unida d	Registro	Ángulo [°]	Unida d
Concepción	10	[°]	Santiago Peñalolén	160	[°]
Constitución	80	[°]	Santiago Puente Alto	110	[°]
Curicó	40	[°]	Talca	50	[°]
Hualañé	50	[°]	Valdivia	20	[°]
Llolleo	120	[°]	Vallenar	120	[°]
Matanzas	170	[°]	Valparaíso Almendral	150	[°]
Papudo	100	[°]	Valparaíso UTFSM	60	[°]
Santiago Centro	40	[°]	Viña Centro	10	[°]
Santiago La Florida	160	[°]	Viña El Salto	120	[°]
Santiago Maipú	100	[°]			

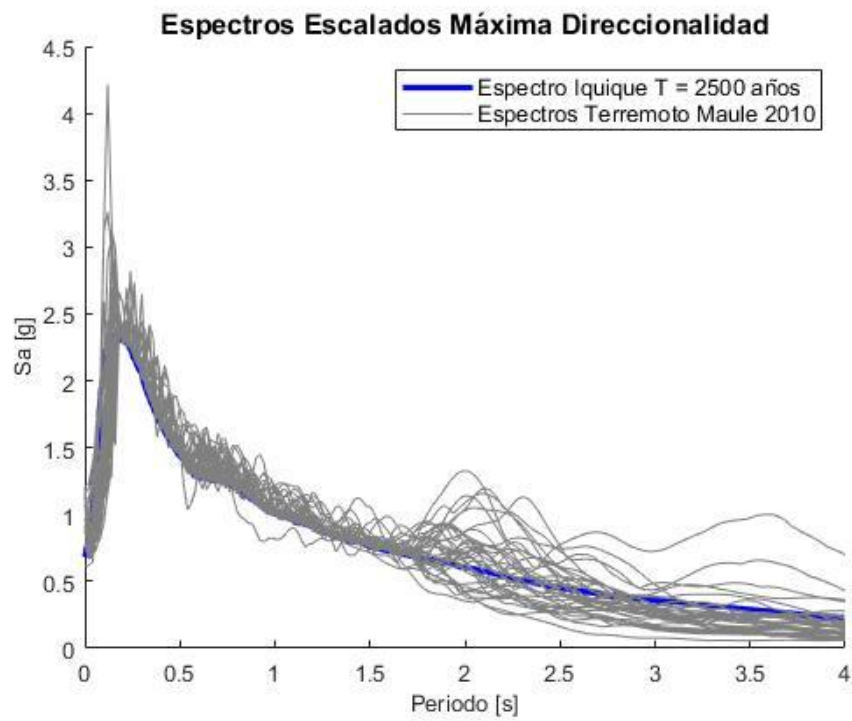


Figura 4-5 - Espectros Escalados Máxima Direccionalidad

CAPITULO V

5 Obtención de la longitud de mesa de apoyo de diseño

En el presente capítulo se obtendrán las longitudes de mesa de apoyo para el puente tipo ya definido, a partir de las disposiciones de la normativa chilena y de algunas normas extranjeras influyentes.

5.1 Antecedentes iniciales

Para el cálculo de la longitud de apoyo mínima según la normativa nacional e internacional de interés, se realizaron modelos en el software SAP, con el objetivo de obtener los desplazamientos relativos entre la superestructura y la subestructura, pues en algunos códigos internacionales este es un parámetro de entrada. En la Figura 5-1 se presenta uno de los modelos realizados en el software SAP 2000. Además, para este cálculo es necesario definir un espectro de diseño, para lo cual se utilizó el espectro del Manual de Carreteras [44] obtenido con las siguientes consideraciones:

- Zona Sísmica 3
- Coeficiente de Importancia I
- Suelo tipo IV
- Categoría de comportamiento sísmico D

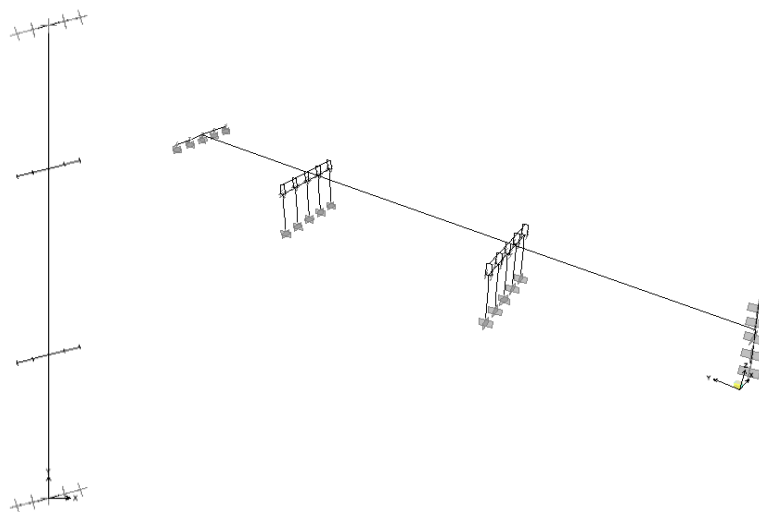


Figura 5-1 - Modelo en SAP2000 - Puente tipo - Esviaje = 15 [°]

A partir de la modelación en SAP 2000, se presenta en la Tabla 5-1 los desplazamientos relativos normales obtenidos con el método modal espectral. Estos desplazamientos fueron obtenidos usando el espectro antes mencionado.

Tabla 5-1 - Desplazamientos normales máximos - Método Modal Espectral

Ángulo de Esviaje [°]	Desplazamiento relativo [cm]
0	6.15
15	9.02
30	10.74
45	10.95
60	13.83

5.2 Manual de Carreteras

A continuación, se presenta la longitud mínima de apoyo utilizando las expresiones del Manual de Carreteras [5], las que se detallan en la sección 2.4.1. Los resultados asociados a estas expresiones se presentan en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2 - Longitud de la mesa de apoyo - Manual de Carreteras 2017

Ecuación	(2-24)	(2-25)	(2-27)	(2-28)
Ángulo de Esviaje [°]	N [cm]	N [cm]	S _{EM} [cm]	S _{EØR} [cm]
0	39.12	59.69	83.92	No aplica
15	40.21	61.37	83.92	150
30	43.52	66.41	83.92	150
45	49.02	74.80	83.92	144.98
60	56.72	86.55	83.92	104.12

Además, se indica una expresión que permite analizar la posibilidad de giro de un puente en función del ángulo de esviaje y la geometría del tablero. La expresión se presenta en la ecuación (5-1) y en la Figura 5-2 se presenta un gráfico con la curva límite y los puntos asociados a cada ángulo de esviaje en estudio. Se puede observar que solo en el caso del puente recto, no existirían giros excesivos.

$$\frac{\text{sen}(2\theta)}{2} \geq \frac{b}{L} \quad (5-1)$$

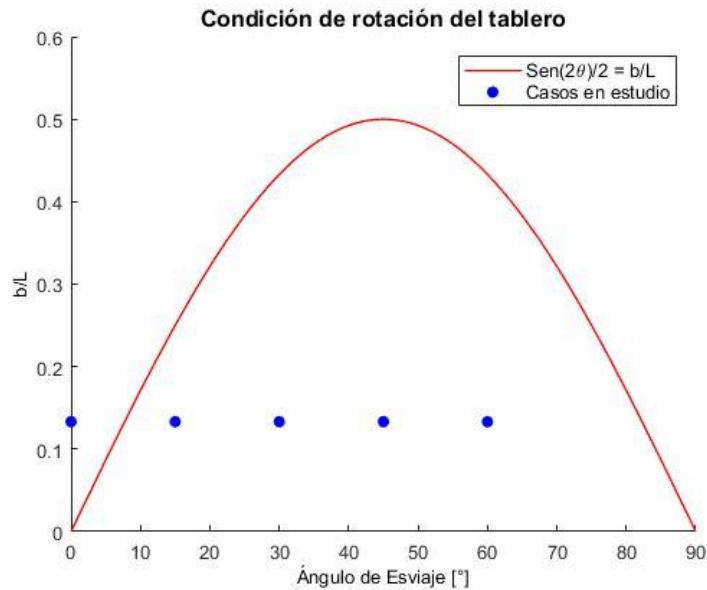


Figura 5-2 - Condición de rotación del tablero - Manual de Carreteras 2017

5.3 AASHTO 2009 – 2012

A continuación se presenta la longitud mínima de apoyo, utilizando las expresiones de AASHTO [7] [8], las que se detallan en la sección 2.4.2. Los resultados asociados a estas expresiones se presentan en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3 - Longitud de la mesa de apoyo - AASHTO 2009-2012

Ecuación	(2-30)	(2-31)
Ángulo de Esviaje	N	N
[°]	[cm]	[cm]
0	39.11	60.96
15	40.21	60.96
30	43.51	60.96
45	49.01	60.96
60	56.71	60.96

5.4 Código Japonés

A continuación, se presenta la longitud mínima de apoyo, utilizando las expresiones del Código Japonés [9], las que se detallan en la sección 2.4.2. Los resultados asociados a estas expresiones se presentan en la Tabla 5-4. Cabe destacar que para los cálculos se consideró el tipo de suelo más desfavorable. (Ground Type III [9]).

Tabla 5-4 - Longitud de la mesa de apoyo - Código Japonés 2002

Ecuación	(2-33)	(2-32)	(2-35)
Ángulo de Esviaje	S _{EM}	S _E	S _{Eθ}
[°]	[cm]	[cm]	[cm]
0	83.92	83.92	
15	83.92	83.92	392.79
30	83.92	83.92	355.86

45	83.92	83.92	295.87
60	83.92	83.92	215.62

En la Tabla 5-4 se puede observar que las longitudes de apoyo obtenidas con la ecuación (2-35) (Código Japonés) son notoriamente mayores que los obtenidos con la ecuación (2-28) (Manual de Carreteras [5]), a pesar que las expresiones son parecidas. Esto se debe a que el Manual de Carreteras impone un límite para la longitud de apoyo de 1.5 [m]

5.5 Eurocode

A continuación, se presenta la longitud mínima de apoyo, utilizando las expresiones del Eurocode 8 [10], las que se detallan en la sección 2.4.2. Los resultados se presentan en la Tabla 5-5. Cabe destacar que para la obtención de los valores se realizaron las siguientes consideraciones:

- Longitud mínima de soporte que asegure la transmisión de cargas verticales = 0.4 [m] (recomendado por Eurocode 8)
- Para la obtención del desplazamiento efectivo provocado por la variación espacial de los desplazamientos del suelo, no se consideró la existencia de una falla sísmicamente activa en un radio de 5 [km].
- Para la obtención de parámetros referentes al tipo de suelo, se utilizó el más desfavorable.
- Para la obtención del desplazamiento sísmico de la estructura, solo se consideró el desplazamiento obtenido con el método modal espectral. Las deformaciones asociadas a temperatura o agrietamiento por cargas permanentes no fueron consideradas.

Tabla 5-5 - Longitud de la mesa de apoyo - Eurocode 8 2005

Ecuación	(2-36)
Ángulo de Esviaje	l_{ov}
[°]	[cm]
0	47.61
15	50.49
30	52.19
45	52.4
60	55.28

Finalmente, a modo de comparación, se presenta en la Figura 5-3 un gráfico comparando la longitud mínima de la mesa de apoyo obtenida con todas las ecuaciones antes mencionadas. En esta figura se presenta en rojo los resultados obtenidos con el Manual de Carreteras, en azul los resultados obtenidos con AASHTO, en negro los resultados obtenidos con el Código Japonés y en magenta los resultados obtenidos con el Eurocode. De la gráfica se observa que la ecuación (2-35) del Código Japonés presenta los valores más altos de longitud mínima de mesa de apoyo. Cabe destacar que la segunda expresión que entrega los valores más altos corresponde a la ecuación (2-28) del Manual de Carreteras. Esta expresión fue incorporada, como se mencionó en la sección 2.4.1, tras el Terremoto del 2010 y se basan en el Código Japonés. La ecuación (2-30) proporcionada por AASHTO es la que indica los menores valores de longitud mínima de mesa de apoyo, excepto para el caso de 60 [°] de esviaje, donde es menor el valor proporcionado por Eurocode (ecuación (2-36)).

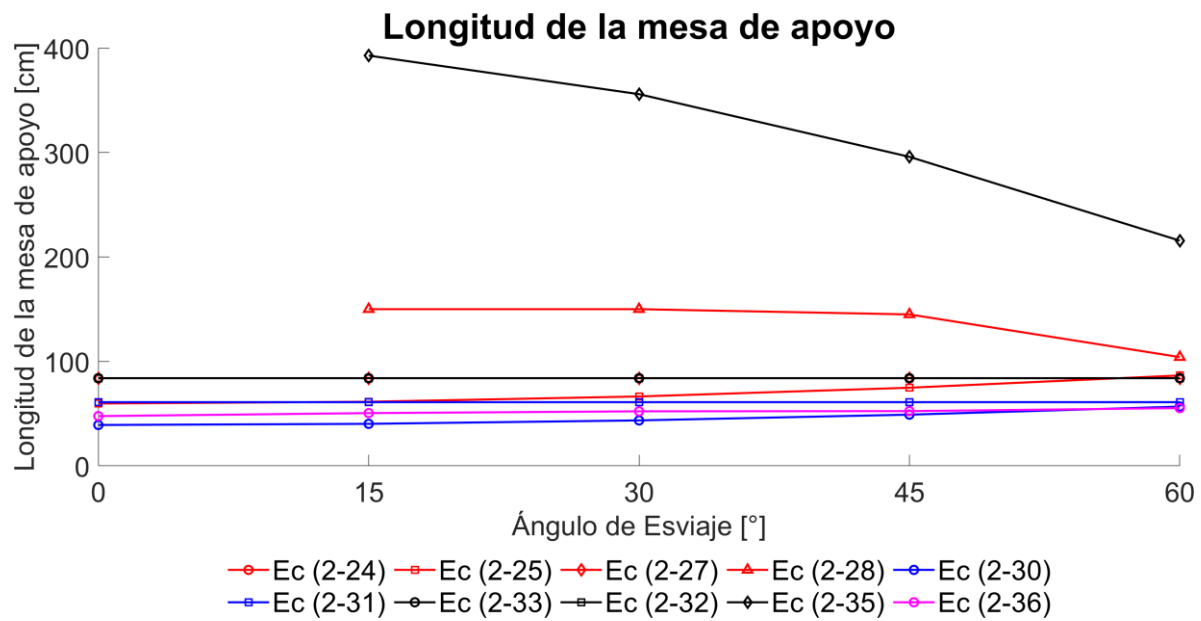


Figura 5-3 - Comparación de la longitud mínima de la mesa de apoyo

CAPITULO VI

6 Análisis de Resultados

En el presente capítulo se presentan los resultados de los análisis no lineales realizados con el software OpenSees. Para los análisis no lineales se utilizaron los registros presentados anteriormente, tanto en su condición original como escalado.

Cabe destacar que como se mencionó anteriormente, se definió un puente base con las siguientes características:

- Ángulo de Esviaje = 0 [°]
- Distancia estribo-tablero = 8 [cm]
- Coeficiente de roce = 0.2

Estos valores se considerarán en las variables que permanecerán constante, a la hora de analizar el efecto de un parámetro en la respuesta sísmica.

Para modelar el impacto y la fuerza de roce que se produce entre el tablero y el estribo, se utilizó el elemento `zeroLengthImpact3D`.

6.1 Análisis de los giros del tablero

6.1.1 Efecto del coeficiente de roce

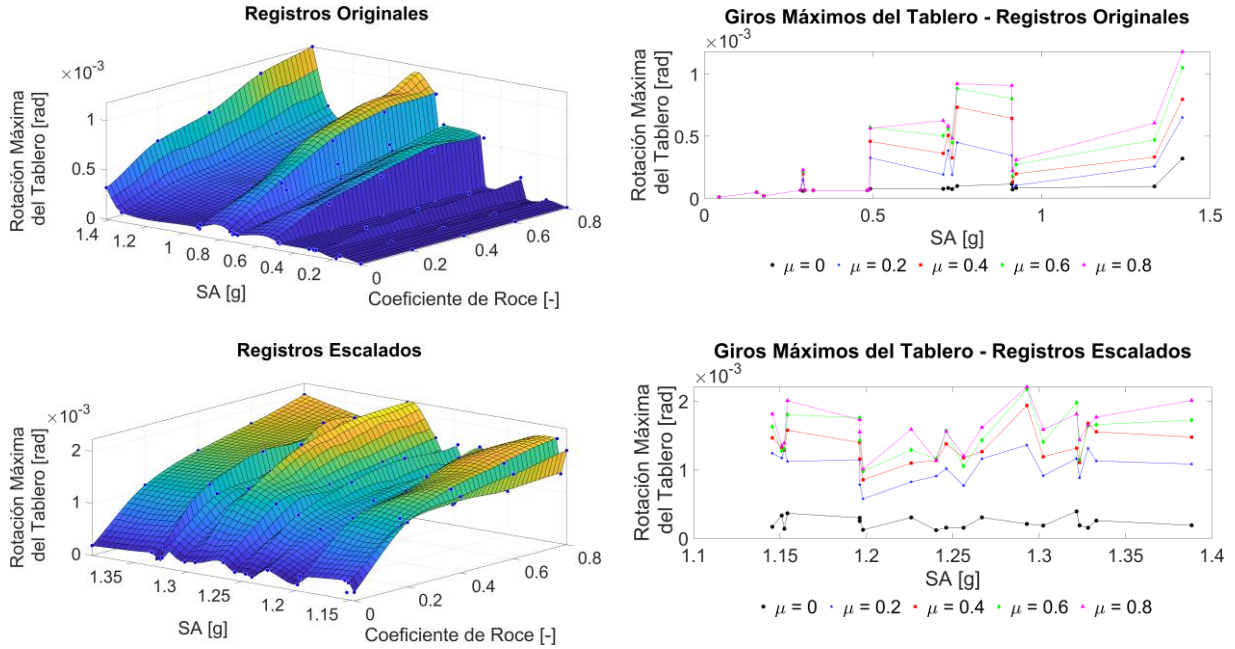


Figura 6-1 - Efecto del coeficiente de roce en los giros máximos del tablero

En la Figura 6-1 se presenta la dependencia de los giros máximos del tablero en función del coeficiente de roce y SA (seudo-aceleración al periodo fundamental del puente), dejando el ángulo de esviaje y distancia estribo-tablero constante.

Al analizar los giros máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales, es posible observar que los giros máximos aumentan con el coeficiente de roce, sin embargo, esta tendencia no se observa para todo el rango de SA analizado.

Al analizar los giros máximos obtenidos del análisis utilizando registros escalados, es posible observar una tendencia mucho más clara que el caso anterior. Los giros máximos del tablero aumentan claramente con el coeficiente de roce, tanto así que es posible observar que los giros máximos obtenidos con un coeficiente de

roce de 0.2 son en algunos casos, diez veces mayores que aquellos en donde el coeficiente de roce es 0.

La correlación de los giros máximos del tablero con el coeficiente de roce se puede atribuir a que, al aumentar el coeficiente de roce, la fuerza de roce será mayor y el momento que ésta hace respecto al centro de rotación también crece. Además, a mayor fuerza de roce, la fuerza resultante del fenómeno de impacto cambia el ángulo de su línea de acción, lo que provoca que el sistema tienda a girar más, como se observa en la Figura 2-8(d).

Es posible observar que, para valores bajos de SA, el efecto del coeficiente de roce en los giros máximos es despreciable. Esto se puede explicar, dado que a menores valores de SA es esperable que existan menos impactos, por lo que disminuye la influencia del roce. Además, es posible observar que la dependencia de los giros máximos con respecto al SA no es clara, pues se observan fluctuaciones en los resultados y no se observa un aumento claro de los giros máximos con el aumento de SA.

6.1.2 Efecto del ángulo de esviaje

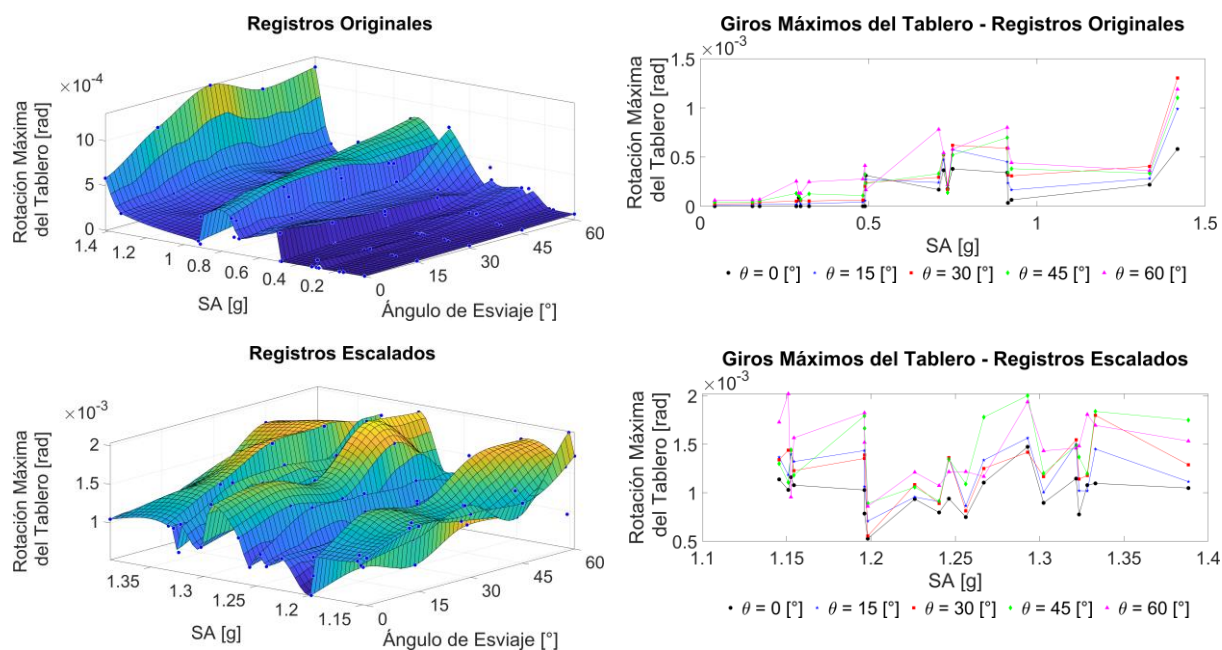


Figura 6-2 - Efecto del ángulo de esviaje en los giros máximos del tablero

En la Figura 6-2 se presenta la dependencia de los giros máximos del tablero en función del ángulo de esviaje y SA (pseudo-aceleración al periodo fundamental del puente), dejando constante el coeficiente de roce y la distancia estribo-tablero.

Al analizar los giros máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales y escalados, es posible observar un leve aumento de los giros máximos del tablero al aumentar el ángulo de esviaje. Cabe destacar que los giros máximos del tablero son mayores en el caso del análisis con registros escalados, esto dado que el SA de estos es mayor que en el caso de los registros originales.

En este punto, se observa una deficiencia del modelo, pues el elemento “zeroLengthImpact3D” actúa en coordenadas globales, por lo que al aumentar el esviaje, las fuerzas de impacto no se inclinan. Esta deficiencia se presenta en los casos presentados a continuación.

- Caso 1: Fuerza de Impacto perpendicular al estribo

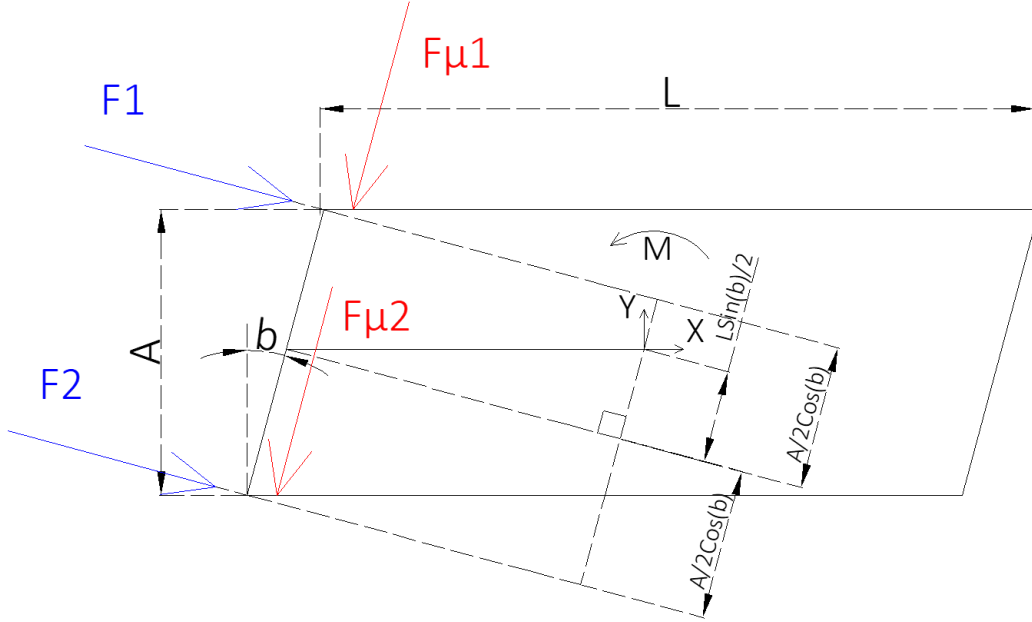


Figura 6-3 - Geometría Fuerzas de impacto

En la Figura 6-3 es posible observar un esquema del tablero para un puente esviado, en donde están actuando las fuerzas de impacto en uno de los estribos. Para este caso se está considerando la fuerza de impacto perpendicular al extremo del tablero y las fuerzas de roce perpendicular a la de impacto. En la ecuación (6-1) es posible observar el momento flector que generan las fuerzas de impacto y de roce.

$$M_1 = F_2 * \left(\frac{A}{2 \cos(b)} + \frac{L \sin(b)}{2} \right) - F_1 * \left(\frac{A}{2 \cos(b)} - \frac{L \sin(b)}{2} \right) \quad (6-1)$$

$$\pm (F_{\mu 1} + F_{\mu 2}) * \frac{L}{2} \cos(b)$$

- Caso 2: Fuerzas de Impacto en coordenadas globales

En la Figura 6-4 es posible observar un esquema del tablero para un puente esviado, en donde están actuando las fuerzas de impacto en uno de los estribos. Para este caso se está considerando las fuerzas de impacto y de roce actuando en

coordenadas globales. En la ecuación (6-2) es posible observar el momento flector que generan las fuerzas de impacto y de roce.

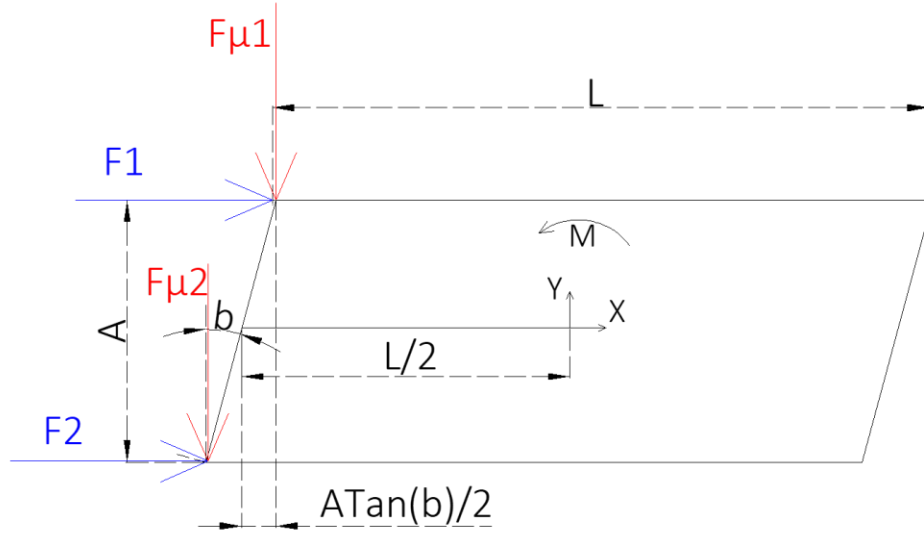


Figura 6-4 - Geometría Fuerzas de impacto - zeroLengthImpact3D

$$M_2 = (F_2 - F_1) * \frac{A}{2} \pm F_{\mu 1} * \left(\frac{L}{2} - \frac{A}{2} \tan(\theta) \right) \pm F_{\mu 2} * \left(\frac{L}{2} + \frac{A}{2} \tan(\theta) \right) \quad (6-2)$$

En primer lugar, es posible observar que los momentos generados en ambos casos (M_1 y M_2) son notoriamente distintos. Al observar la ecuación (6-2) que es la que representa al elemento “zeroLengthImpact3D”, es posible observar una dependencia con el ángulo de esviaje, sin embargo es mucho menor que el efecto del esviaje observado en la ecuación (6-1). Si se considera lo mencionado en el marco teórico, en donde se menciona que el mecanismo de falla comienza con un impacto en la esquina obtusa y se calcula los momentos considerando solamente el impacto en esta esquina es posible observar que el esviaje pierde aún más relevancia al considerar el elemento impacto en coordenadas globales, como se muestra en la ecuación (6-4). Además, el mecanismo de colapso mencionado en el marco teórico en la Figura 2-4 se cumple si se considera la ecuación (6-3), pues el término que

acompaña a “F₁” es negativo (el largo del tablero es considerablemente mayor al ancho), lo que trae como consecuencia un momento y giro en contra del sentido del esviaje, tal como se mencionó en el marco teórico. Lo anterior no se cumple con la ecuación (6-4) al considerar el impacto en coordenadas globales.

$$M_1 = -F_1 * \left(\frac{A}{2 \cos(b)} - \frac{L \sin(b)}{2} \right) \pm (F_{\mu 1}) * \frac{L}{2} \cos(b) \quad (6-3)$$

$$M_2 = -F_1 * \frac{A}{2} \pm F_{\mu 1} * \left(\frac{L}{2} - \frac{A}{2} \tan(\theta) \right) \quad (6-4)$$

A raíz de lo anterior, se analizó como varían los giros del tablero al variar el ángulo de esviaje, considerando el elemento “zeroLengthImpact3D” y el material “ImpactMaterial”. Con esto se busca observar la real importancia de que el impacto sea modelado en la dirección perpendicular al estribo. En la Figura 6-5 se aprecia que en el caso de esviaje de 0 [°], es decir, en el caso de un puente recto, se subestiman los giros si no se considera el efecto del roce. Sin embargo, en los otros casos es posible observar que se hace mucho más relevante la línea de acción del impacto, pues los giros obtenidos con el material “ImpactMaterial” son mayores.

A partir de lo anterior, se puede concluir que si bien el elemento “zeroLengthImpact3D” tiene la ventaja de considerar el efecto del roce, es muy importante utilizarlo de tal manera que el impacto actúe perpendicular al estribo. La problemática surge con este elemento, ya que no se puede ingresar las direcciones del elemento manualmente y viene por defecto con solo tres direcciones de acción. Por el momento, la única forma de usar este elemento correctamente sería modelar todo el puente de tal manera que el estribo quede en alguna de las direcciones que tiene este elemento por defecto. Esto no es muy útil, pues se hace más compleja la modelación de todos los elementos del puente, además que para el caso de puentes curvos no habría forma de realizar una modelación correcta.

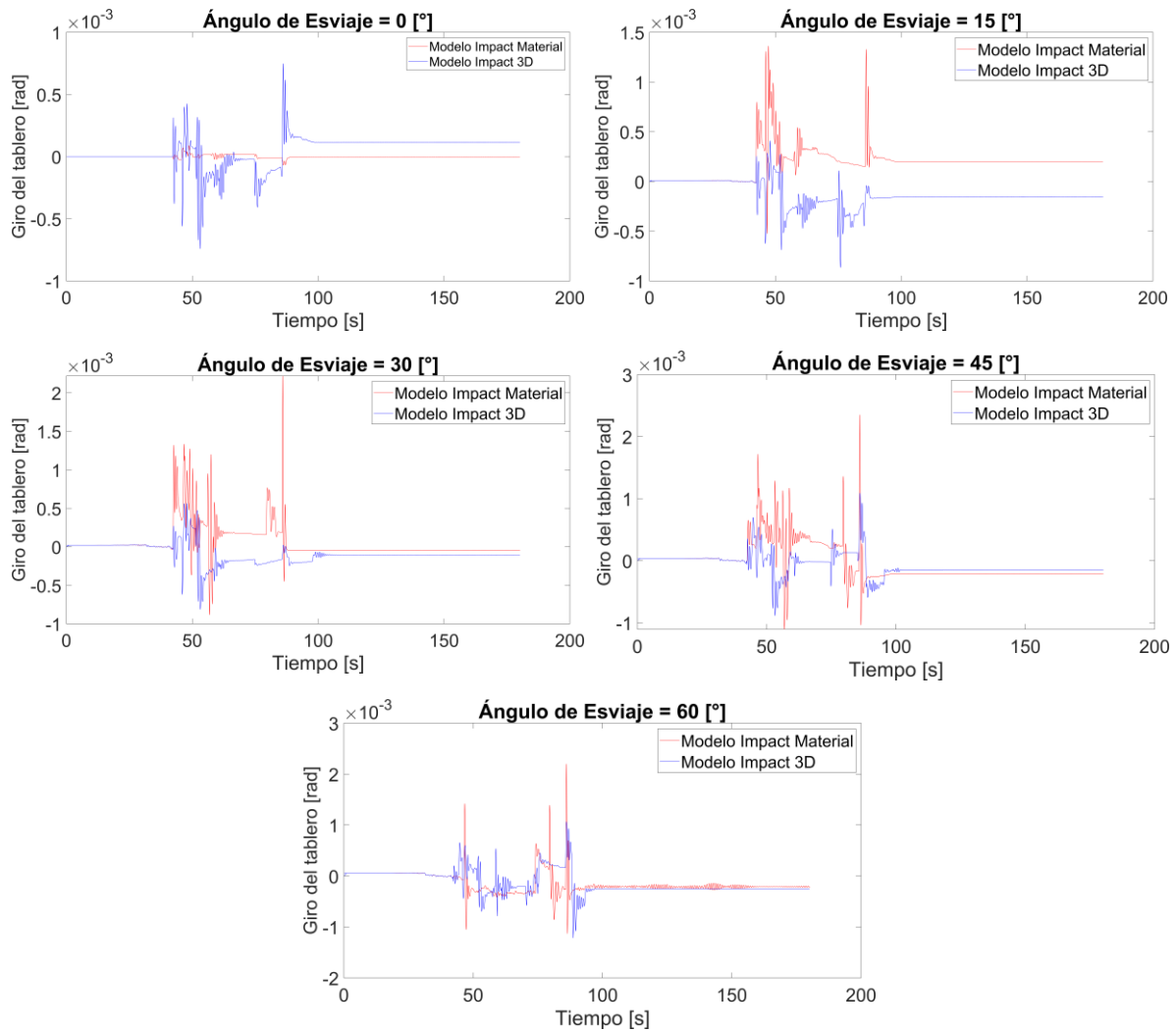


Figura 6-5 - Comparación del modelo "ImpactMaterial" y "zeroLengthImpact3D" - Giros del tablero

6.1.3 Efecto de la distancia estribo-tablero

En la Figura 6-6 se presenta la dependencia de los giros máximos del tablero en función de la distancia estribo-tablero y SA (seudo-aceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el ángulo de esviaje y el coeficiente de roce.

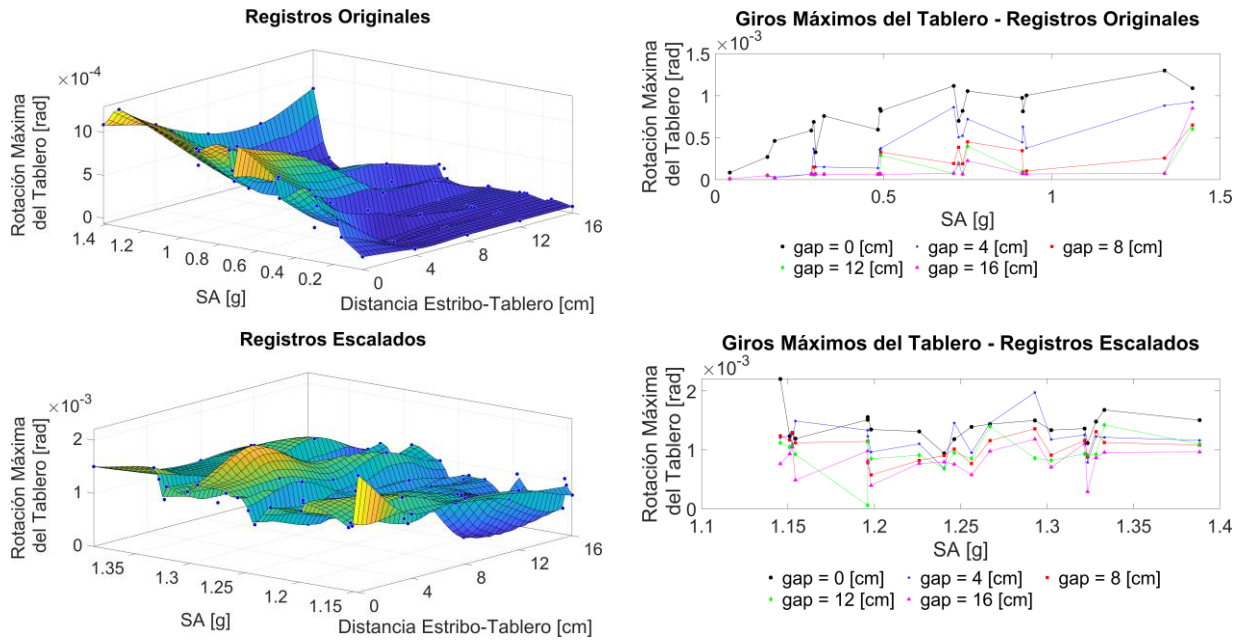


Figura 6-6 - Efecto de la distancia estribo-tablero en los giros máximos del tablero

Al analizar los giros máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales, es posible observar una considerable diferencia en los giros máximos del tablero con respecto a la distancia estribo-tablero. Se observa que a mayor distancia estribo-tablero, los giros máximos del tablero son menores. Este fenómeno se puede asociar al fenómeno del impacto, pues al considerar una distancia estribo-tablero menor, la posibilidad de impacto es mayor y con esto el efecto del roce antes mencionado toma relevancia.

Al analizar los giros máximos obtenidos del análisis utilizando registros escalados, no se aprecia claramente la influencia de la distancia estribo-tablero en los giros máximos. Las diferencias obtenidas en función de la distancia estribo-tablero no son tan marcadas como en el caso de los registros originales. Lo anterior se puede atribuir a que, al usar registros escalados a un espectro bastante demandante, la posibilidad de impacto para todos los valores de distancia estribo-tablero considerados no varía mucho.

6.2 Análisis de los desplazamientos normales máximos

6.2.1 Efecto del coeficiente de roce

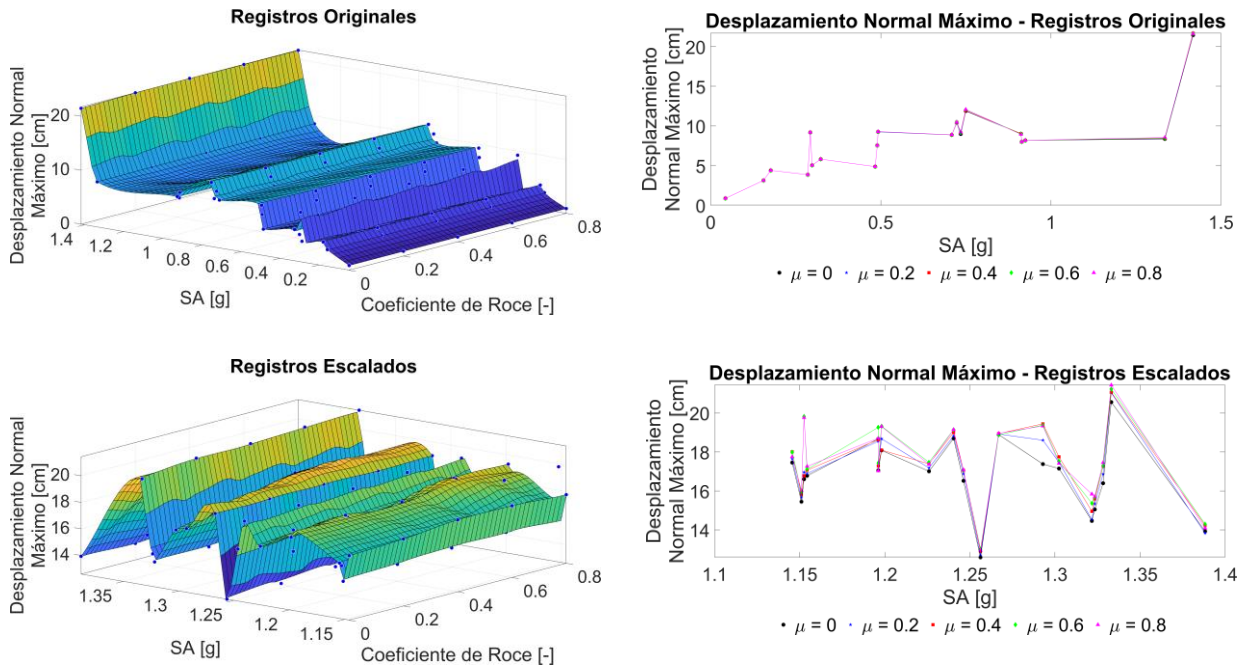


Figura 6-7 - Efecto del coeficiente de roce en los desplazamientos normales máximos del tablero

En la Figura 6-7 se presenta la dependencia de los desplazamientos normales máximos en función del coeficiente de roce y SA (pseudo-aceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el ángulo de esviaje y la distancia estribo-tablero.

Al analizar los desplazamientos normales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales y escalados, es posible observar que el coeficiente de roce no tiene prácticamente efecto en los desplazamientos normales máximos del tablero. A pesar de lo anterior, es posible observar la clara dependencia de los desplazamientos normales máximos con respecto al registro, especialmente en el análisis usando registros originales, pues en este caso se observa un rango mayor de pseudoaceleraciones.

6.2.2 Efecto del ángulo de esviaje

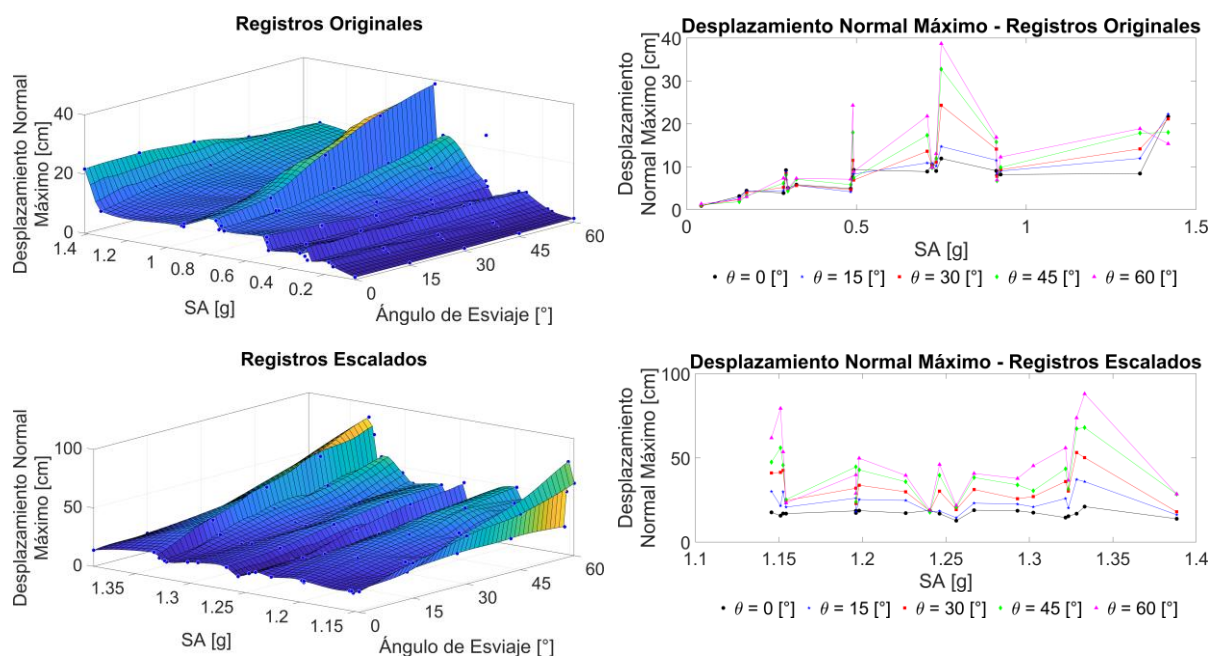


Figura 6-8 - Efecto del ángulo de esviaje en los desplazamientos normales máximos del tablero

En la Figura 6-8 se presenta la dependencia de los desplazamientos normales máximos en función del ángulo de esviaje y SA (pseudo-aceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el coeficiente de roce y la distancia estribo-tablero.

Al analizar los desplazamientos normales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales, es posible observar un leve aumento de los desplazamientos normales máximos al aumentar el ángulo de esviaje.

Al analizar los desplazamientos normales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales, es posible observar un aumento considerable de los desplazamientos normales máximos al aumentar el ángulo de esviaje.

Cabe destacar que por la disposición del elemento “zeroLengthImpact3D”, las fuerzas en el eje “x” e “y” no dependen del ángulo de esviaje, como se muestra en las

ecuaciones (6-5) y (6-6). Lo anterior indica que la variación en los desplazamientos normales que se puede observar en la Figura 6-8 solo se debe a la descomposición de los desplazamientos en la dirección normal y transversal al estribo.

$$\sum F_x = \sum Elastómeros_x + (F_1 + F_2) \quad (6-5)$$

$$\sum F_y = \sum Elastómeros_y + (F_1 + F_2) \quad (6-6)$$

6.2.3 Efecto de la distancia estribo-tablero

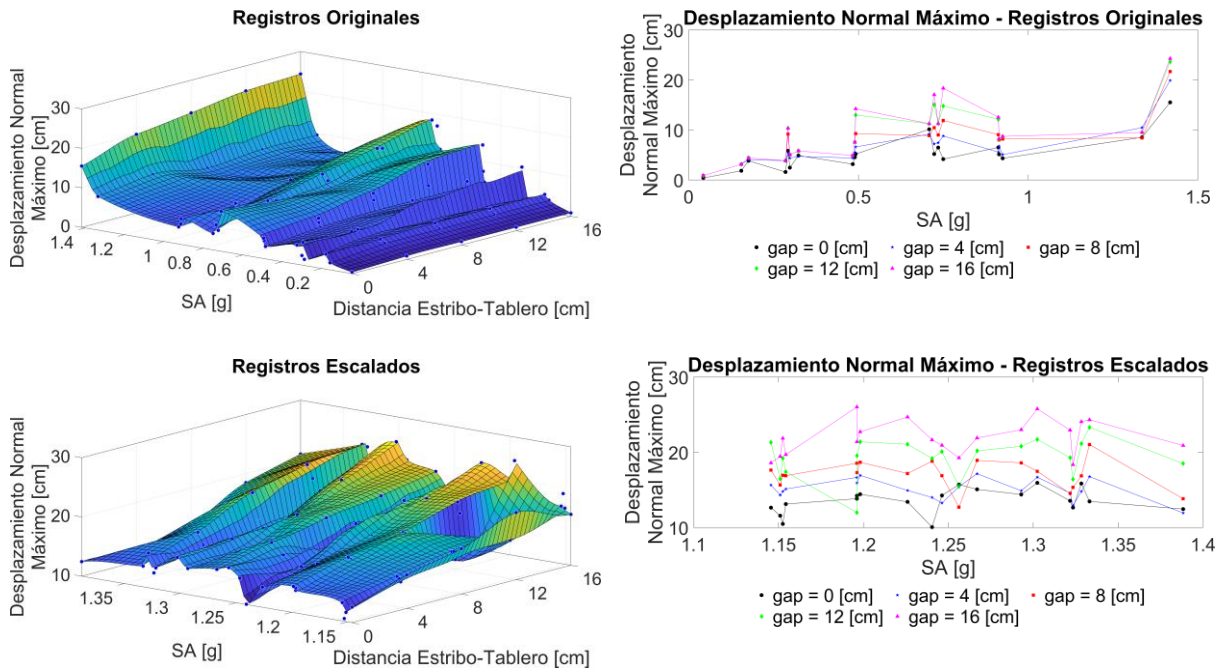


Figura 6-9 - Efecto de la distancia estribo-tablero en los desplazamientos normales máximos del tablero

En la Figura 6-9 se presenta la dependencia de los desplazamientos normales máximos en función de la distancia estribo-tablero y SA (seudo-aceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el ángulo de esviaje y el coeficiente de roce.

Al analizar los desplazamientos normales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales y escalados, es posible observar que los desplazamientos normales máximos son mayores para valores más altos de distancia estribo-tablero.

Esto se puede explicar dado que al aumentar la distancia estribo-tablero, el tablero tiene mayor espacio para desplazarse en los bordes. Cabe destacar que el elemento “zeroLengthImpact3D” no considera el efecto de la velocidad al calcular las fuerzas de impacto y por ende las de roce. Si se considerara el efecto de la velocidad, lo más probable es que la tendencia mostrada en la Figura 6-9 no se mantenga. Lo anterior se debe a que la distancia estribo-tablero determina la velocidad con la que llega el tablero a impactar al estribo y por ende la fuerza de impacto que se genera.

6.3 Análisis de los desplazamientos transversales

6.3.1 Efecto del coeficiente de roce

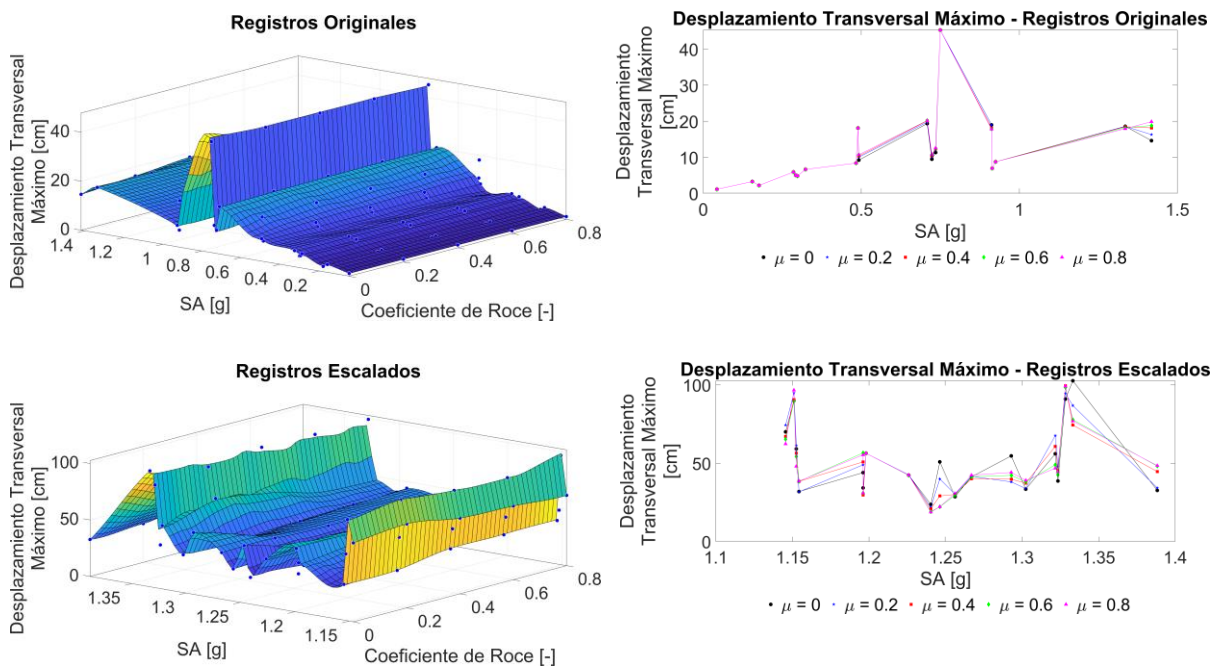


Figura 6-10 - Efecto del coeficiente de roce en los desplazamientos transversales máximos del tablero

En la Figura 6-10 se presenta la dependencia de los desplazamientos transversales máximos en función del coeficiente de roce y SA (pseudo-aceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el ángulo de esviaje y la distancia estribo-tablero.

Al analizar los desplazamientos transversales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales se observa que no existe gran diferencia en los desplazamientos transversales máximos. Sin embargo, esto no se condice con la conclusión presentada anteriormente, en la que se indica que a mayor coeficiente de roce, existen mayores giros del tablero y con esto deberían existir mayores desplazamientos transversales.

Al analizar los desplazamientos transversales máximos obtenidos del análisis utilizando registros escalados se observa que, en ciertos tramos, a mayor coeficiente de roce existen mayores desplazamientos transversales. Sin embargo, existen casos donde ocurre todo lo contrario, por lo que no se pueden sacar conclusiones concretas.

Para analizar este efecto se presentan los resultados que se obtuvieron con el registro de Viña El Salto escalado, pues en este caso, se observa que a menor coeficiente de roce existen mayores desplazamientos transversales. Solo se comparó los casos de coeficiente de roce 0.2 y 0.8. En la Figura 6-11 se observa, como se mencionó anteriormente, que a mayor coeficiente de roce, la rotación del tablero es mayor.

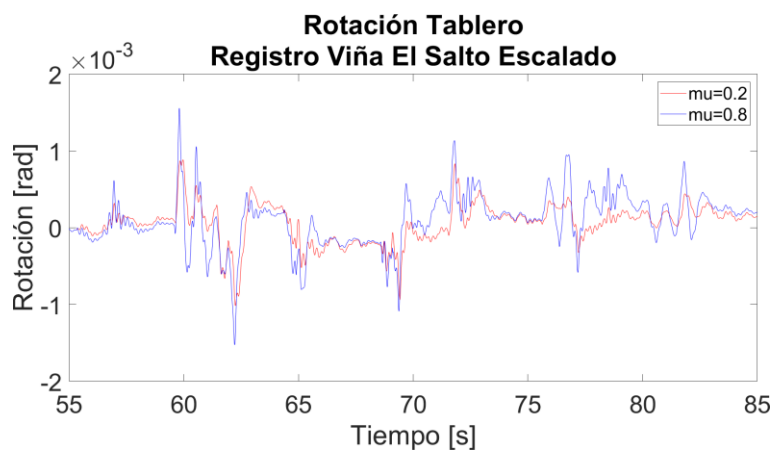


Figura 6-11 - Giros del Tablero - Registro Viña El Salto Escalado

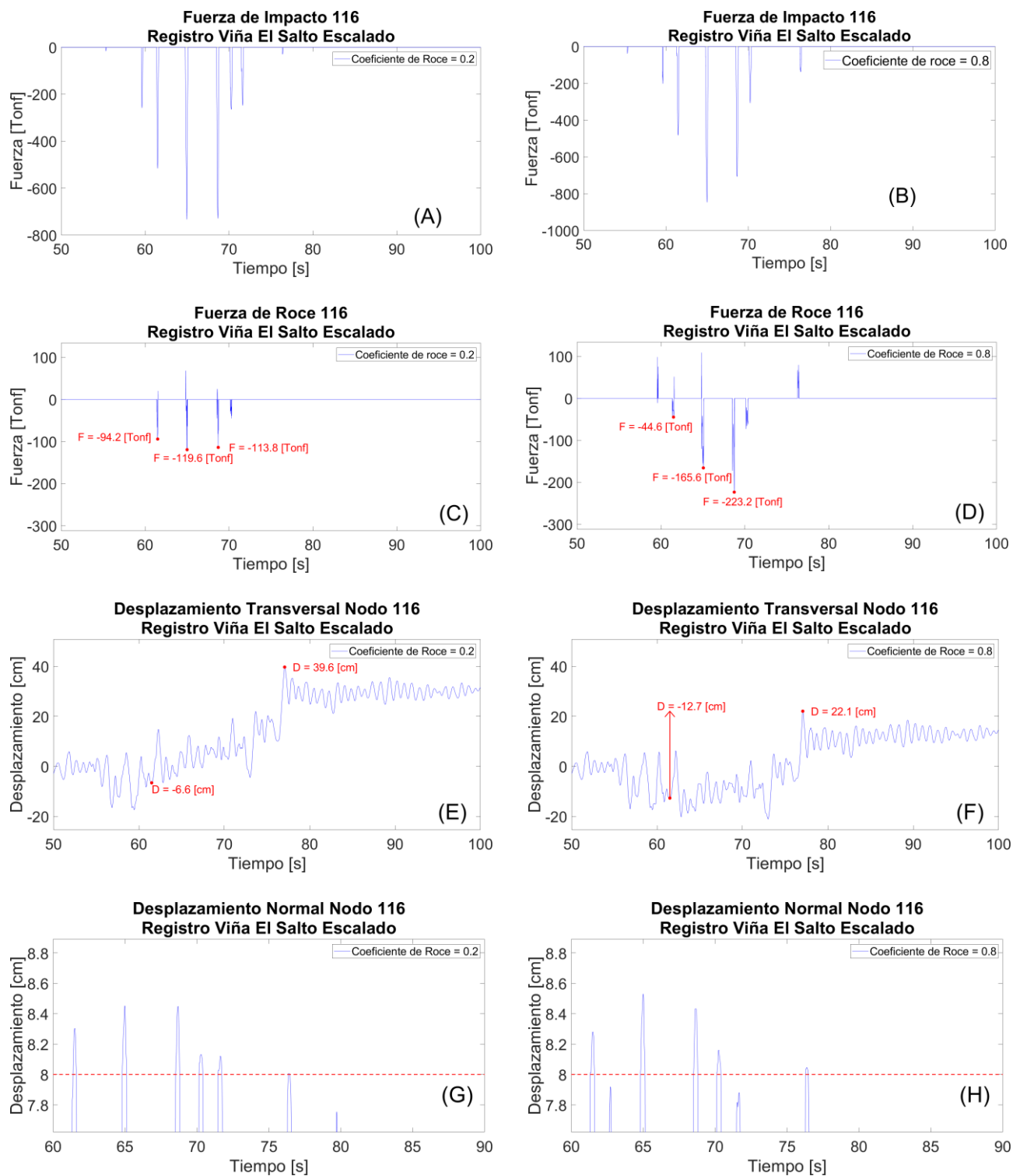


Figura 0-1 - Análisis del coeficiente de roce en la respuesta sísmica - Registro Viña El Salto Escalado

En la

Figura 0-1 (E y F) se observa que los desplazamientos transversales máximos son mayores cuando el coeficiente de roce es menor. Se observa que las fuerzas de impacto son levemente mayores para el caso de coeficiente de roce igual a 0.8, al igual que las fuerzas de roce (A y B). En (C) y (D) es posible observar que las fuerzas de roce luego del primer impacto son mucho mayores para el caso de coeficiente de roce igual a 0.8. En (E) es posible observar que el desplazamiento transversal varía de -6.6 [cm] a 39.6 [cm], lo que equivale a un aumento de 46.2 [cm]. En (F) es posible observar que el desplazamiento transversal varía de -12.7 [cm] a 22.1 [cm], lo que equivale a un aumento de 34.8 [cm]. Se observa que para el caso de coeficiente de roce igual a 0.2 los desplazamientos trasversales aumentan mucho más que el caso de 0.8, a pesar de que como se mencionó anteriormente el giro es mayor para un coeficiente de roce mayor. Esto se debe a que, si bien la rotación del tablero aumenta con el roce, también aumenta la resistencia al desplazamiento transversal. Dado el movimiento sísmico, el tablero se desplaza en las dos direcciones del plano y además gira, por lo que un coeficiente de roce mayor limita el movimiento transversal del tablero.

Se puede concluir de la Figura 6-10 no indica una tendencia clara sobre el efecto del coeficiente de roce en los desplazamientos transversales máximos del tablero. Durante el impacto, el tablero gira y se traslada trasversalmente. El coeficiente de roce aumenta el giro, pero se opone a la traslación y esto podría explicar los resultados obtenidos.

6.3.2 Efecto del ángulo de esviaje

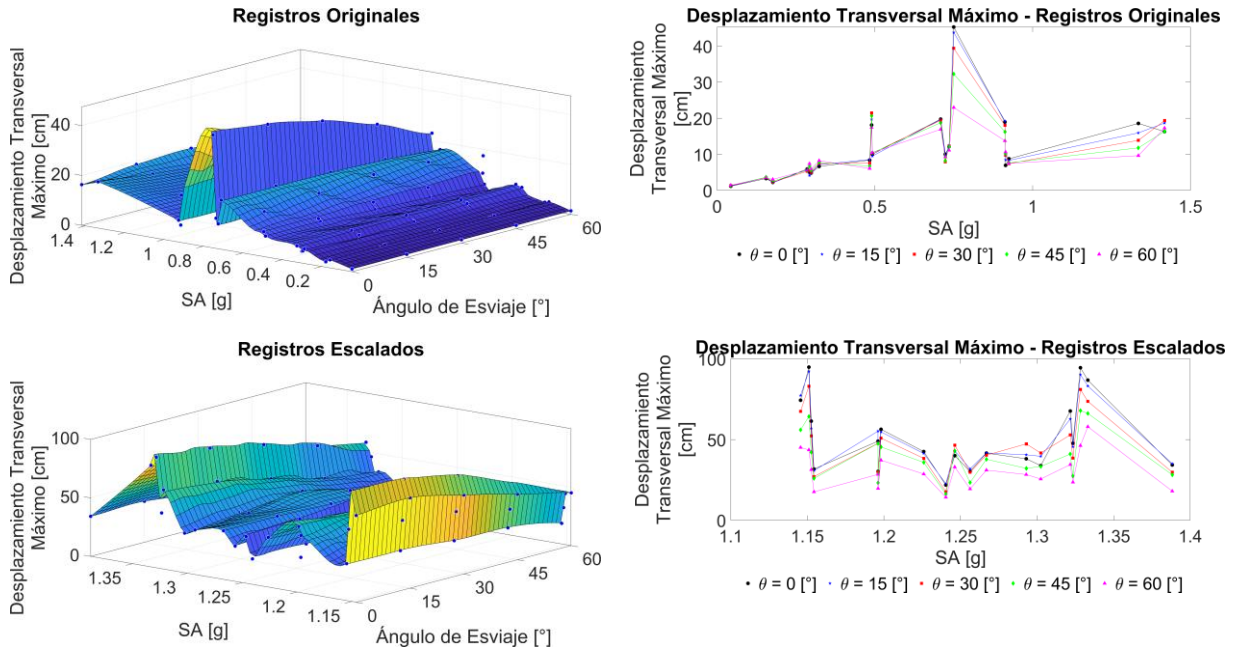


Figura 0-1 - Efecto del ángulo de esviaje en los desplazamientos transversales máximos del tablero

En la Figura 0-1 se presenta la dependencia de los desplazamientos transversales máximos en función del ángulo de esviaje y SA (seudo-aceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el coeficiente de roce y la distancia estribo-tablero.

Al analizar los desplazamientos transversales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales y escalados, es posible observar que, a menor ángulo de esviaje, los desplazamientos transversales son mayores. Lo anterior se explica según lo mencionado en las ecuaciones (6-5) y (6-6), en donde se muestra que el esviaje solo influye en la descomposición de los desplazamientos. Estos resultados no son los esperados, dado que el elemento “zeroLengthImpact3D” no permite incorporar el fenómeno de impacto en la orientación que corresponde. Se espera que

si se utiliza un elemento que modele el impacto, en las orientaciones que corresponde, los desplazamientos transversales máximos aumenten con el aumento del ángulo de esviaje.

6.3.3 Efecto de la distancia estribo-tablero

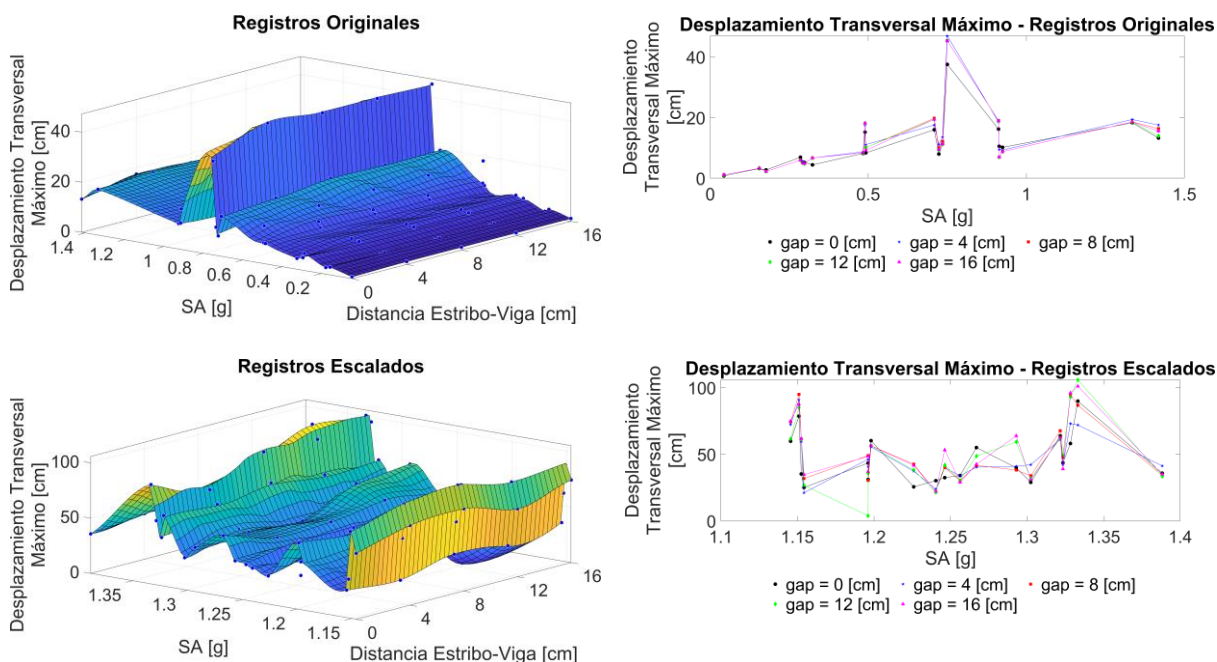


Figura 0-2 - Efecto de la distancia estribo-tablero en los desplazamientos transversales máximos del tablero

En la Figura 0-2 se presentan la dependencia de los desplazamientos transversales máximos en función de la distancia estribo-tablero y SA (pseudo-acceleración al periodo fundamental del puente tipo), dejando constante el coeficiente de roce y el ángulo de esviaje.

Al analizar los desplazamientos transversales máximos obtenidos del análisis utilizando registros originales y escalados, es posible observar que no existe una tendencia clara del efecto de la distancia estribo-tablero en los desplazamientos transversales.

La distancia estribo-tablero afecta directamente a las fuerzas de impacto, y en consecuencia la fuerza de roce. Sin embargo, esta no es de gran magnitud, por lo que no se logra ver este efecto en los desplazamientos transversales.

6.4 Evaluación normativa nacional

A partir de los análisis no lineales usando registros originales y escalados, se obtuvo los desplazamientos normales máximos para una serie de casos en estudio. A continuación, se presenta una comparación de estos, con las longitudes mínimas de mesa de apoyo obtenidas anteriormente.

6.4.1 Manual de Carreteras

En la Figura 0-3 se presenta una evaluación de las expresiones del Manual de Carreteras [5]. Se puede observar que para registros originales, las expresiones cumplen con las demandas de desplazamientos. Para el caso de registros escalados, es posible observar que la ecuación (2-24) no satisface la demanda de desplazamientos en algunos casos, sobre los 30 [°] de esviaje. Las ecuaciones (2-25) y (2-27) solo se ven superadas una vez, para el caso de 60 [°] de ángulo de esviaje. Cabe destacar que las ecuaciones (2-27) y (2-28) son las expresiones que actualmente se deben usar según el Manual de Carreteras, mientras que las ecuaciones (2-24) y (2-25) son las expresiones propuestas previo al Terremoto de Maule del 2010. Esto puede explicar la caída del vano de algunos puentes tras este evento sísmico. Cabe destacar que la ecuación (2-24) es válida para categoría de comportamiento sísmico A y B y la ecuación (2-25) para categoría C y D. Estas categorías depende de la aceleración efectiva máxima, peligro de socavación y clasificación por importancia.

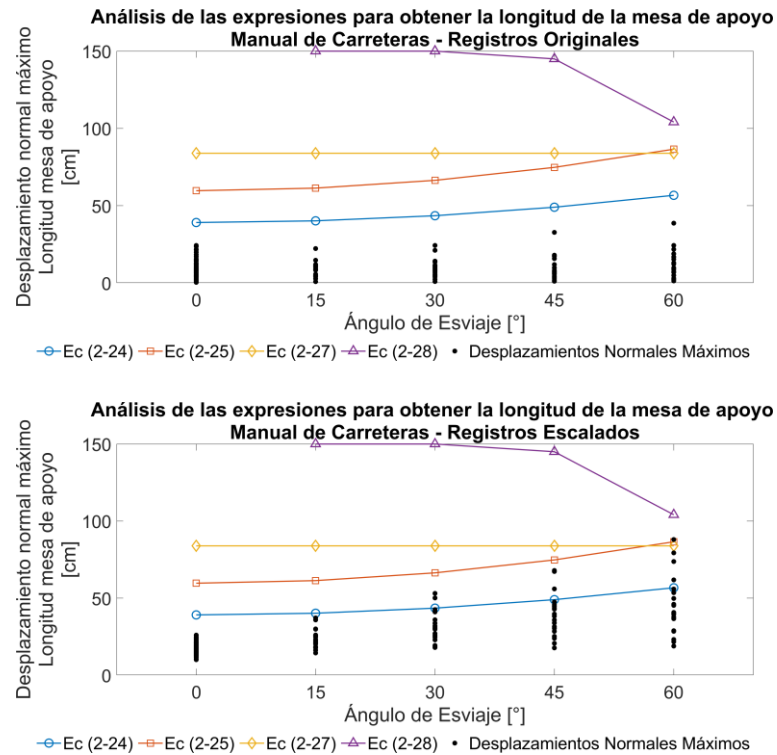


Figura 0-3 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo - Manual de Carreteras

6.5 Evaluación normativa internacional

A partir de los análisis no lineales usando registros originales y escalados, se obtuvo los desplazamientos normales máximos para una serie de casos en estudio. A continuación, se presenta una comparación de estos, con las longitudes mínimas de mesa de apoyo obtenidas anteriormente.

6.5.1 AASHTO

En la Figura 0-4 se presenta una evaluación de las expresiones recomendadas por AASHTO [7] [8]. Se puede observar que para registros originales, las expresiones cumplen con las demandas de desplazamientos. Para el caso de registros escalados, es posible observar que la ecuación (2-30) no cumple con la demanda de desplazamientos en algunos casos, para ángulos de esviaje mayores a 30 [°]. La ecuación (2-31) tampoco cumple con la demanda de desplazamientos normales, pero

en menor medida que la ecuación anterior. Se observa que esto ocurre para ángulos de esviaje mayores a 45 [°].

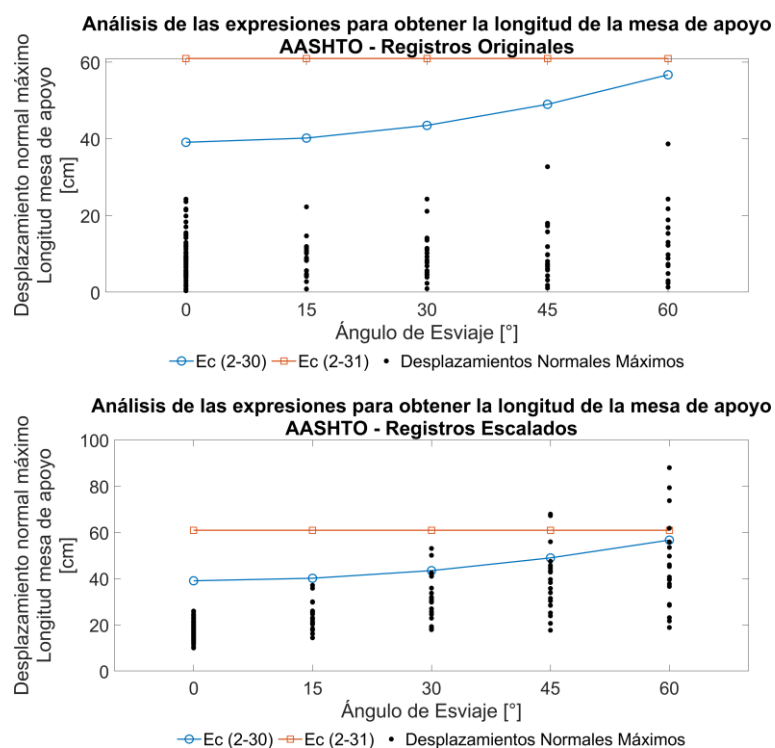


Figura 0-4 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo – AASHTO

6.5.2 Código Japonés

En la Figura 0-5 se presenta una evaluación de las expresiones recomendadas por el Código Japonés [9]. Es posible observar que para los resultados obtenidos con registros originales, las ecuaciones (2-32), (2-33) y (2-35) cumplen las demandas de desplazamientos. Cabe destacar que se observa que la ecuación (2-35) está bastante sobredimensionada, lo que puede traer problemas económicos si se aplicará en Chile. Para el caso de los resultados obtenidos con registros escalados, la ecuación (2-35) cumple para todos los casos. Las ecuaciones (2-32) y (2-33) para el caso de ángulo de esviaje de 60 [°] se ven levemente superadas.

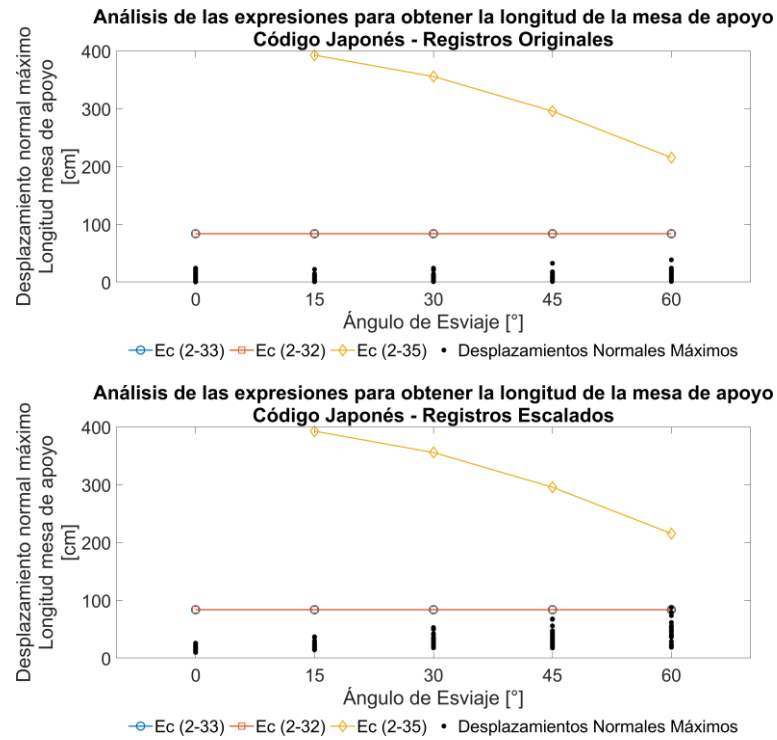


Figura 0-5 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo – Código Japonés

6.5.3 Eurocode 8

En la Figura 0-6 se presenta una evaluación de las expresiones recomendadas por Eurocode 8 [10]. Es posible observar que para los resultados obtenidos con registros originales, la ecuación (2-36) cumple las demandas de desplazamientos. Para el caso de los resultados obtenidos con registros escalados, la expresión entregada por Eurocode no cumple las demandas de desplazamientos, para ángulos de esviaje mayores a 30 [°].

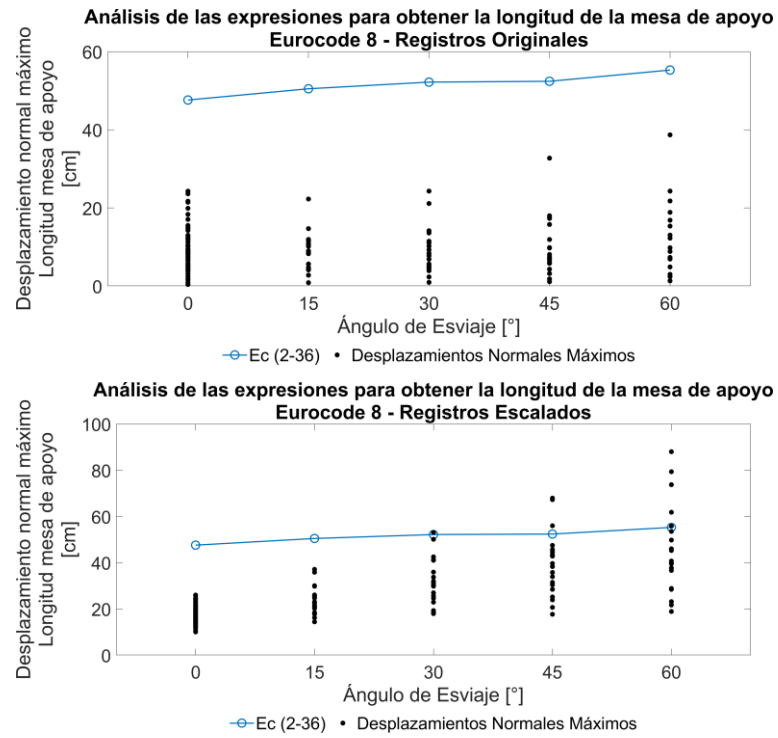


Figura 0-6 - Evaluación de la longitud mínima de mesa de apoyo – Eurocode 8

CAPITULO VII

7 Conclusiones

En el presente capítulo se presentan las conclusiones de la investigación realizada. Se presenta el efecto del roce, ángulo de esviaje y distancia estribo-tablero, en la rotación y desplazamientos del tablero. Posteriormente se presenta un análisis de las expresiones para obtener la longitud mínima de la mesa de apoyo de distintos códigos normativos, para finalmente comparar estos valores con los desplazamientos normales máximos obtenidos de los análisis no-lineales.

El coeficiente de roce provoca un aumento significativo en la rotación máxima del tablero, pues al aumentar el coeficiente de roce, aumenta la fuerza de fricción que se genera al ocurrir el impacto entre el estribo y el tablero. Esta fuerza genera momento y provoca que el tablero gire, por lo que a mayor fuerza de fricción, mayor será la rotación del tablero. Con respecto a los desplazamientos normales, no se observó una influencia notoria en los resultados. Con respecto a los desplazamientos transversales se observan diferencias en los resultados al variar el coeficiente de roce, sin embargo no es posible observar una tendencia clara. Esto se puede explicar dado que, al momento del impacto se genera una rotación y esta provoca un aumento del desplazamiento transversal del tablero. Por otro lado, si se aumenta el coeficiente de roce, la fuerza de fricción aumenta y podría disminuir el desplazamiento transversal del tablero. Este efecto combinado puede explicar que no existe una tendencia clara al analizar los resultados de los desplazamientos transversales máximos en función del coeficiente de roce.

El aumento del ángulo de esviaje provoca un leve aumento de los giros máximos del tablero, un aumento de los desplazamientos normales máximos y una disminución de los desplazamientos transversales máximos. Estos resultados no son los esperados, pues se espera un aumento notorio de la rotación y desplazamientos al aumentar el ángulo de esviaje. Este problema se asocia al elemento utilizado para modelar el fenómeno de impacto: “zeroLengthImpact3D”. Este elemento solo puede ser utilizado en coordenadas globales, por lo que para el caso de los puentes esviados, la fuerza de impacto no actuó perpendicular al tablero y por consiguiente la fuerza de fricción no actuó paralelo al tablero. Esto disminuye el efecto del esviaje en el momento que genera tanto la fuerza de impacto y de roce y por consiguiente la rotación y desplazamientos del tablero.

El aumento de la distancia estribo-tablero provoca una disminución de la rotación máxima del tablero, esto se puede explicar con la ocurrencia del impacto. Si la distancia estribo-tablero es mayor, la posibilidad de impacto es menor, por lo que la rotación disminuye. Con respecto a los desplazamientos normales máximos, se observa que estos aumentan al aumentar la distancia estribo-tablero. Esto se puede explicar dado que al ser mayor la distancia estribo-tablero, el tablero tiene mayor espacio para moverse. Con respecto a los desplazamientos transversales máximos, no es posible observar una tendencia clara.

En este estudio se analizó las expresiones para obtener la longitud mínima de la mesa de apoyo propuestas por el Manual de Carreteras, Código Japonés, AASHTO y Eurocode. Cabe destacar que de estos cuatro códigos, el que obtuvo longitudes de mesa de apoyo mayores fue el Código Japonés, seguido de una expresión del Manual de Carreteras, incorporada luego del Terremoto de Maule del 2010. Por otra parte, usando una de las expresiones de AASHTO se obtuvo la menor longitud de mesa de

apoyo, sin embargo estos valores no distan mucho de los obtenidos por Eurocode y por las expresiones del Manual de Carreteras usadas previo al Terremoto de Maule del 2010.

Con respecto a las expresiones propuestas por el Manual de Carreteras, se observó que las expresiones usadas previo al Terremoto de Maule del 2010 tuvieron problemas para los casos de 30 [°], 45 [°] y 60 [°] de ángulo de esviaje. Las expresiones proporcionadas por el Manual de Carreteras luego de la modificación tuvieron un resultado mucho más favorable, no siendo superada en ningún caso. Cabe destacar que, como se mencionó anteriormente, el elemento utilizado para modelar el impacto no permitió orientar las fuerzas de impacto y fricción en las orientaciones que corresponde, por lo que los desplazamientos normales están subestimados.

Tras todos los análisis realizados, es posible concluir que el ángulo de esviaje, el coeficiente de roce y la distancia estribo-tablero modifican la respuesta dinámica de los puentes. En las expresiones para obtener la longitud mínima de mesa de apoyo de todos los códigos estudiados solo consideran el ángulo de esviaje como parámetro de interés. Eurocode y el Código Japonés incluyen un desplazamiento relativo entre la superestructura y subestructura, que debe ser calculado según los espectros de aceleración que estos códigos presentan. Además, Eurocode considera la variación espacial del movimiento del suelo, deformación sísmica del suelo, deformación por temperatura, entre otras variables. Se debería incorporar, especialmente al Manual de Carreteras y AASHTO, una mayor cantidad de variables a las expresiones para obtener la longitud mínima de mesa de apoyo, como el coeficiente de roce, la distancia estribo-tablero, interacción suelo-estructura o la variación espacial de la aceleración del suelo.

7.1 Trabajos Futuros

La principal deficiencia encontrada en este trabajo fue la imposibilidad de modelar el impacto en la orientación correcta. En trabajos futuros podría realizarse este estudio utilizando otro tipo de modelación del fenómeno de impacto, para así representar de mejor manera la implicancia que tiene este fenómeno en la respuesta dinámica de puentes. Además, cabe destacar que el modelo utilizado no considera la velocidad del tablero ni las masas que impactan, por lo que falta bastante trabajo para representar de buena forma el fenómeno de impacto en un modelo numérico.

En este trabajo no se estudió en profundidad la interacción suelo-estructura y no se consideró la variación espacial del movimiento del suelo y como se mencionó en el Marco Teórico, estos fenómenos podrían ser importantes en la respuesta sísmica de puentes. Además de incorporar esto, se podría estudiar otras tipologías de puentes: Puentes curvos, puentes con otro tipo de estribos o fundaciones y puentes con elementos de disipación de energía.

8 Bibliografía

- [1] A. Elnashai, B. Gencturk, O. Kwon, Y. Hashash, S. Kim, S. Jeong y J. Dukes, «The Maule (Chile) earthquake of February 27,2010: Development of hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 229-245, 2012.
- [2] M. Hube, H. Santa María y F. Villalobos, «Preliminary analysis of the seismic responde of bridges during the Chilean 27 February 2010 earthquake,» *Obras y Proyectos* 8, pp. 48-57, 2010.
- [3] R. Saragoni, «El mega terremoto del Maule de 2010: Una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos,» *Revista Anales*, pp. 37-56, 2011.
- [4] K. Kawashima, U. Shigeki, J. Hoshikuma y K. Kosa, «Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake,» *Journal of Earthquake Engineering*, nº 15, pp. 1036-1068, 2011.
- [5] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile, *Manual de Carretera Volumen N°3: Instrucciones y Criterios de Diseño*, 2017.
- [6] American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads and Associate Criteria for Buildings and Other Structures*, 2017.

- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1° Edición*, 2009.
- [8] American Association Of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 2012.
- [9] Japan Road Association, *Design Specifications For Highway Bridges, Part V Seismic Design*, 2002.
- [10] European Committee For Standarization, *Eurocode 8 - Design og structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*, 2005.
- [11] S. Wu, *Effect of Skew on Seismic Performance of Bridges with Seat-Type Abutments*, Reno: Ph. D dissertation, University of Nevada, 2016.
- [12] M. Yashinshy y M. J. Karshenas, «Fundamentals of seismic protection for bridges,» *Earthquake Engineering Research Institute*, 2003.
- [13] K. Kawashima y S. Unjoh, «The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design,» *Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 3*, pp. 505-541, 1997.
- [14] M. Hamada, S. Nakamura, T. Ohsumi, K. Megro y E. Wang, «The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan - Investigation into Damage to Civil Engineering Structure,» *Japan Society of Civil Engineers*, 1999.

- [15] C. Lin, H. Hung, K. Liu y J. Chai, «Reconnaissance Report of 0512 China Wenchuan Earthquake on bridges,» de *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- [16] Z. Shi y E. Dimitrakopoulos, «Nonsmooth dynamics prediction of measured bridge response involving deck-abutment pounding,» *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, pp. 1431-1452, 2017.
- [17] M. Saiidi, A. Vosooghi y R. Nelson, «Shake-table studies a four-span reinforced concrete bridge,» *Journal of Structural Engineering*, pp. 1352-1361, 2013.
- [18] E. G. Dimitrakopoulos, «Seismic response analysis of skew bridges with pounding deck-abutment joints,» *Engineering Structures*, pp. 813-826, 2013.
- [19] N. Chouw y H. Hao, «Significance of SSI and nonuniform near-fault ground motions in bridge response I: Effect on response with conventional expansion joint,» *Engineering Structures* 30, pp. 141-153, 2008c.
- [20] N. Chouw, J. Butterworth y L. Li, Seismic design of New Zealand highway bridges under spatially varying ground excitations, NZ Transport Agency research report 504, 2012.
- [21] A. Zerva, «Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 819-832, 1990.

- [22] B. Li, K. Chan, N. Chouw y J. Butterworth, «Seismic response of two-span scale bridge model due to spatially varying ground excitation and varying subsoil conditions,» de *Proceedings for 2010 NZSEE Conference*, Wellington, New Zealand, 2010.
- [23] R. Davis, «Pounding of buildings modelled by an impact oscillator,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n^o 21, pp. 253-274, 1992.
- [24] K. Chau y X. Wei, «Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n^o 30, pp. 633-651, 2001.
- [25] H. Lankarani y P. Nikraves, «A Contact Force Model With Hysteresis Damping for Impact Analysis of Multibody Systems,» *Journal of Mechanical Design*, vol. 112, pp. 369-376, 1990.
- [26] S. Muthukumar, *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges*, Ph. D dissertation, Georgia Institute of Technology, 2003.
- [27] S. Muthukumar y R. DesRoches, «A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n^o 35, pp. 811-828, 2006.
- [28] M. Papadrakakis y H. P. Mouzakis, «Earthquake simulator testing of pounding between adjacent buildings,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 811-834, 1995.

- [29] S. Vulovic, M. Zivkovic y N. Grujovic, «Contact Problems Based on the Penalty Method,» *Scientific Technical Review*, pp. 33-37, 2008.
- [30] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile, *Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile*, 2010.
- [31] Japan Road Association, *Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design*, 2012.
- [32] L. Escobar, *Estudio del Reforzamiento Sísmico del Paso Superior Lo Echevers*, Memoria para optar a título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, 2018.
- [33] Pacific Earthquake Engineering, «opensees.berkeley.edu,» [En línea]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/copyright.php>.
- [34] A. Aviram, K. Mackie y B. Stojadinovic, «Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures,» 2008.
- [35] ODOT, *Bridge Design and Drafting Manual. Section 1 - Design*, Oregon: Oregon Department of Transportation, 2017.
- [36] P. Kaviani, F. Zareian y E. Taciroglu, *Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges*, 2014.
- [37] B. Nielson, *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*, Ph. D dissertation, Georgia Institute of Technology, 2005.

- [38] N. Yazdani, S. Eddy y C. S. Cai, «Effect of Bearing Pads on Precast Prestressed Concrete Bridges,» *Journal of Bridge Engineering*, pp. 224-232, August 2000.
- [39] California Department of Transportation, *Seismic Design Criteria*, California, 2010.
- [40] J. Duncan y R. Mokwa, «Passive earth pressure: theories and tests,» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 3, n° 127, pp. 248-257, 2001.
- [41] R. Cole y K. Rollins, «Passive Earth Pressure Mobilization during Cyclic Loading,» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1154-1164, 2006.
- [42] A. Shamsabadi, *Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges*, California, 2007.
- [43] A. Guo, Z. Li y H. Li, «Point-to-Surface Pounding of Highway Bridges with Deck Rotation Subjected to Bi-Directional Earthquake Excitations,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 2, n° 15, pp. 274-302, 2011.
- [44] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile, *Manual de Carreteras Volumen N°3 Instrucciones y Criterios de Diseño*, 2017.

- [45] Banco Interamericano de Desarrollo, *Perfil de Riesgo de Desastres*, 2016.
- [46] S. Menghan, F. Feng, S. Baitao y Z. Xudong, «Study on the effect of ground motion direction on the response of engineering structure,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, pp. 649-656, 2016.
- [47] D. Boore, «Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion,» *Bulletin of The Seismological Society of America*, pp. 1830-1835, 2010.
- [48] D. Giannopoulos y D. Vamvatsikos, «Ground motion records for seismic performance assessment: To rotate or not to rotate?,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, pp. 1-16, 2018.
- [49] E. E. Software Solutions SeismoSoft, «SeismoMatch». Italy 2018.